

# UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



*Una Institución Adventista*

**Eficiencia de respuesta sísmica de la infraestructura del hospital materno infantil de la ciudad de Juliaca, diseñado con aisladores de base considerando la flexibilidad del suelo**

Por:

César Chacón Cruz

Asesor:

Mg. Alder Jhosue Quispe Panca

**Juliaca, diciembre de 2018**

**DECLARACION JURADA  
DE AUTORIA DEL INFORME DE TESIS**

Mg. Alder Jhosue Quispe Panca, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura,  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

**DECLARO:**

Que el presente informe de investigación titulado: “EFICIENCIA DE RESPUESTA SÍSMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO” constituye la memoria que presenta el bachiller César Chacón Cruz para aspirar al título Profesional de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca a los trece días del mes de diciembre del año dos mil dieciocho.



Mg. Alder Jhosue Quispe Panca

Eficiencia de respuesta sísmica de la infraestructura del hospital materno infantil de la ciudad de Juliaca, diseñado con aisladores de base considerando la flexibilidad del suelo

# TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

## JURADO CALIFICADOR



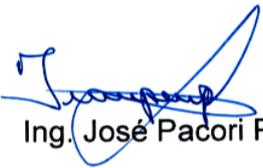
Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquise

Presidente



Ing. Herson Dúberly Pari Cusi

Secretario



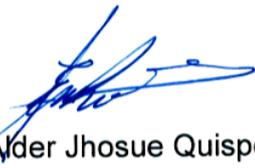
Ing. José Pacori Pacori

Vocal



Ing. Jorge Llanos Ticona

Vocal



Mg. Alder Jhosue Quispe Panca

Asesor

Juliaca, 13 de diciembre de 2018

### **Dedicatoria**

La presente investigación es dedicado a mis queridos padres Domingo Chacón Ccolqqe y Sabina Cruz Chara que con afán y tesón han apoyado mi decisión de ser un Ingeniero Civil Unionista

## **Agradecimiento**

Mi agradecimiento a Dios, sustentador de mi vida que con paciencia y misericordia me conduce por la vida.

Agradezco a mis profesores Mg. Leonel Chaurares Paucar, Ing. Ferrer Canaza Rojas, Ing. Rubén Sosa Aquisé, Ing. Herson Pari Cusi, Ing. José Pacori Pacori y Ing. Ecler Mamani Chambi de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Unión por la contribución de sus conocimientos en mi formación profesional.

Al Dr. Genner Villarreal Castro, Dr. Roberto Rodrigo Aguiar Falconí, Ing. Alan Machacaca por el aporte de sus conocimientos, orientaciones e investigaciones los cuales han sido fundamentales en la presente investigación.

Al Ing. Juan Carlos Beltran Chite por motivarme con su ejemplo no solo a ser un buen Ingeniero, sino a ser un hombre de bien.

## Tabla de Contenidos

Dedicatoria.....	iv
Agradecimiento .....	v
Tabla de Contenidos .....	vi
Índice de Tablas.....	x
Índice de Figuras .....	xiii
Índice de Anexos .....	xviii
Resumen .....	xix
Abstract.....	xx
Capítulo I.....	21
El Problema .....	21
1.1. Planteamiento del problema .....	21
1.3.1. Formulación del problema.....	23
1.2. Justificación.....	23
1.3. Objetivos.....	24
1.3.1. Objetivo general .....	24
1.3.2. Objetivos específicos.....	24
Capítulo II.....	26
Marco teórico.....	26
2.1. Antecedentes de la investigación.....	26
2.2. Marco Teórico .....	29
2.2.1. Peligro sísmico en el Perú .....	29
2.2.2. Peligro sísmico en el altiplano.....	31
2.2.3. Respuesta sísmica de edificios. ....	32
2.2.3.1 Cortante basal .....	33
2.2.3.2 Distorsión de entrepiso .....	34
2.2.3.3 Desplazamiento lateral .....	37
2.2.3.4 Aceleración de piso .....	38
2.2.4. Dinámica modal espectral .....	39

2.2.4.1 Métodos de la combinación de la respuesta modal .....	39
2.2.4.2 Espectro de diseño .....	43
2.2.5. Análisis tiempo – historia.....	44
2.2.5.1 Análisis modal tiempo – historia no lineal (FNA) .....	45
2.2.5.2 Análisis de tiempo – historia de integración directa no lineal.....	47
2.2.6. Interacción suelo estructura .....	48
2.2.6.1 Modelo dinámico norma Rusa SNIP 2.0205-87.....	50
2.2.7. Sistemas de protección sísmica .....	53
2.2.7.1 Sistemas activos.....	54
2.2.7.2 Sistemas semi-activos.....	55
2.2.7.3 Sistemas pasivos .....	56
2.2.8. Dispositivos de aislación sísmica .....	56
2.2.9. Aisladores Elastómericos .....	57
2.2.9.1 Aisladores de caucho natural .....	58
2.2.9.2 Aisladores de caucho de caucho de alto amortiguamiento (HDR).....	58
2.2.9.3 Aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB) .....	59
2.2.10. Aisladores de fricción o deslizadores friccionales .....	60
2.2.10.1 Aislador de Simple Péndulo de Fricción ( <i>Frictional Pendulum- FP</i> ).....	61
2.2.10.2 Aislador de Doble Péndulo de Fricción ( <i>Double Friction Pendulum DFP</i> ).....	62
2.2.10.3 Aislador de Triple Péndulo de Fricción ( <i>Triple Friction Pendulum TFP</i> ).....	62
2.2.11. Modelo de sistemas de aislación .....	64
2.2.11.1 Modelo lineal equivalente para aisladores sísmicos.....	64
2.2.11.2 Modelo bilineal para el análisis no lineal de los aisladores elastoméricos.....	66
2.2.11.3 Modelo histerético de Wen.....	70
2.2.11.4 Modelo no lineal para aisladores friccionales .....	73
2.2.12. Requerimientos generales para el análisis .....	79
2.2.12.1 Factor de uso.....	79

2.2.12.2 Factor de reducción de capacidad para edificios con aislación sísmica .....	80
2.2.12.3 Sismo de entrada o movimiento del suelo .....	80
2.2.12.4 Espectro de diseño según ASCE 7-10 .....	80
2.2.12.5 Espectro de diseño según proyecto norma de aislación sísmica del Perú .....	83
2.2.13. Consideraciones generales para el diseño de sistemas de aislamiento .....	84
2.2.13.1 Determinación de las propiedades del sistema de aislación .....	84
2.2.13.2 Requisitos de desplazamiento laterales .....	85
2.2.14. Diseño de aisladores de elastoméricos de amortiguamiento, con núcleo de plomo y triple péndulo de fricción.....	88
Capítulo III .....	89
Materiales y método .....	89
3.1. Diseño y tipo de investigación.....	89
3.2. Formulación de hipótesis.....	89
3.2.1. Hipótesis general .....	89
3.3. Identificación de las variables .....	90
3.3.1. Variable dependiente .....	90
3.3.2. Variable independiente .....	90
3.4. Operacionalización de variables .....	91
3.4.1. Variable dependiente .....	91
3.4.2. Variable independiente 01 .....	92
3.4.1. Variable independiente 02 .....	93
3.4.1. Variable independiente 03 .....	94
3.5. Delimitación geográfica y temporal .....	94
3.6. Población y muestra .....	95
3.7. Plan de recolección de datos.....	95
3.8. Plan de recolección de datos.....	95
3.8.1. Procedimiento para el desarrollo de la investigación .....	95

3.8.1.1. Descripción de la estructura .....	95
3.8.1.2. Cargas actuantes en la estructura.....	98
3.8.1.3. Modelo matemático de la estructura del bloque 01 del Hospital Materno Infantil. ....	107
3.8.1.4. Parámetros de rigidez y amortiguamiento para los aisladores sísmicos de base..	112
3.8.1.5. Parámetros de masa, rigidez y amortiguamiento para ISE.....	118
Capítulo IV .....	121
Resultado y discusión .....	121
4.1. Presentación de resultados.....	121
4.1.1. En respuesta al objetivo general .....	121
4.1.1.1. Fuerza cortante en la base.....	121
4.1.1.2. Distorsión de entrepiso .....	123
4.1.1.3. Desplazamiento lateral .....	125
4.1.1.1. Aceleración máxima.....	127
4.1.1.2. Modos de vibración y participación de la masa .....	130
4.1.2. En respuesta a los objetivos específicos .....	131
4.1.2.1. Edificio sin aislador sísmico de base.....	131
4.1.2.2. Edificio con aislador sísmico de base, utilizando los tres tipos de aisladores.....	136
4.1.2.3. Edificio con aislador sísmico de base con la consideración de interacción suelo estructura .....	149
4.2. Discusión .....	163
Capítulo V .....	170
Conclusión y recomendaciones .....	170
5.1. Conclusiones.....	170
5.2. Recomendaciones .....	171
Bibliografía.....	173
ANEXOS .....	181

## Índice de Tablas

Tabla 2.1 Límite de distorsiones de entrepiso según la E.030 .....	35
Tabla 2.2 Fragilidad estructural del edificio - nivel de diseño sísmico HAZUS – MH 2.1	36
Tabla 2.3 Límites para distorsión de entrepiso por Mendo 2015 .....	36
Tabla 2.4 Criterio de daño –estado para la estructura y contenidos según HAZUS – MH	
2.1 .....	39
Tabla 2.5 Aceleraciones de diseño y aceleraciones máximas .....	82
Tabla 2.6 Factores de amplificación $F_a$ y parámetros asociados al sitio.....	83
Tabla 2.7 Factores de amplificación $F_v$ para el aislamiento sísmico en el Perú .....	83
Tabla 3.1 Operacionalización de la variable dependiente .....	91
Tabla 3.2 Operacionalización de la variable independiente 01 .....	92
Tabla 3.3 Operacionalización de la variable independiente 02 .....	93
Tabla 3.4 Operacionalización de la variable independiente 03 .....	94
Tabla 3.5 Metrado de carga muerta adicional sobre la losa maciza en el piso 01.....	98
Tabla 3.6 Carga viva mínimas repartidas para hospitales de acuerdo a la E 0.20.....	99
Tabla 4.7 Registro de 07 aceleraciones sísmicas para estaciones ubicadas en suelo tipo	
S2.....	105
Tabla 4.1 Fuerza cortante en la base de estructura aislada con ISE respecto a la estructura	
aislada fija en su base .....	121
Tabla 4.2 Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE respecto a la estructura	
aislada fija en su base, sismo X-X.....	123
Tabla 4.3 Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE respecto a la estructura	
aislada fija en su base, sismo Y-Y .....	124

Tabla 4.4 Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X.....	125
Tabla 4.5 Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y .....	126
Tabla 4.6 Aceleración máxima de piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X.....	127
Tabla 4.7 Aceleración máxima de piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y .....	128
Tabla 4.8 Aceleración máxima de piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Z-Z.....	129
Tabla 4.9 Periodo de vibración y masa participativa de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base - HDR .....	130
Tabla 4.10 Periodo de vibración y masa participativa de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base - LRB .....	130
Tabla 4.11 Periodo de vibración y masa participativa de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base - TFP .....	131
Tabla 4.12 Distorsión de entrepiso de estructura empotrada .....	132
Tabla 4.13 Desplazamiento lateral de estructura empotrada.....	133
Tabla 4.14 Aceleración máxima por piso de estructura fija en su base.....	134
Tabla 4.15 Periodos de vibración y masa participativa de la estructura fija en su base...	135
Tabla 4.16 Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo X-X .....	137
Tabla 4.17 Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo Y-Y .....	138
Tabla 4.18 Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo X-X.....	139
Tabla 4.19 Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo Y-Y.....	140
Tabla 4.20 Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo X-X .....	145

Tabla 4.21	Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo Y-Y .....	146
Tabla 4.22	Modos de vibración y participación de masa para los aisladores HDR .....	148
Tabla 4.23	Modos de vibración y participación de masa para los aisladores LRB .....	148
Tabla 4.24	Modos de vibración y participación de masa para los aisladores TFP .....	148
Tabla 4.25	Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo X-X .....	150
Tabla 4.26	Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo Y-Y .....	151
Tabla 4.27	Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo X-X .....	153
Tabla 4.28	Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo X-X .....	153
Tabla 4.29	Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo X-X .....	156
Tabla 4.30	Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Y-Y .....	157
Tabla 4.31	Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Z-Z .....	158
Tabla 4.32	Modos de vibración y participación de masa para el aislador (HDR) .....	159
Tabla 4.33	Modos de vibración y participación de masa para el aislador (LRB) .....	160
Tabla 4.34	Modos de vibración y participación de masa para el aislador (TFP) .....	160

## Índice de Figuras

Figura 2.1. Distribución espacial de la actividad sísmica para el periodo 1960 a 2007 los símbolos indican los rangos de profundidad de los sismos .....	32
Figura 2.2. Desplazamiento relativo de entrepiso. ....	34
Figura 2.3. Fragilidad típica de reparación basada en la relación de deriva residual.....	37
Figura 2.4. Desplazamiento total o máximo del edificio.....	38
Figura 2.5. Espectros de respuesta de los sismos de Lima 1966.....	43
Figura 2.6. Idealización de la estructura como péndulo invertido y empotrado en su base.	50
Figura 2.7. Esquema de estructura con sistema de control activo. ....	54
Figura 2.8. Esquema de estructura con sistema de control semi-activo. ....	55
Figura 2.9. Vibración de la estructura con y sin aislador sísmico. ....	57
Figura 2.10. Aisladores de caucho usados en la escuela Pestalozzi. ....	58
Figura 2.11. Componente del aislador con alto amortiguamiento.....	59
Figura 2.12. Componentes del aislador con núcleo de plomo.....	60
Figura 2.13. Aislador Péndulo de Fricción – Friction pendulum (FP). ....	61
Figura 2.14. Doble péndulo de fricción – Double Friction Pendulum (DFP). ....	62
Figura 2.15. Triple péndulo de fricción – Triple Friction Pendulum (TFP).....	64
Figura 2.16. Modelo lineal para el análisis de aisladores sísmicos. ....	65
Figura 2.17. Diagrama de cuerpo libre para aisladores de péndulo de fricción (FP). ....	66
Figura 2.18. Modelo no lineal de aisladores de alto amortiguamiento (HDR) y aisladores con núcleo de plomo (LDR). ....	66
Figura 2.19. Modelo Bilineal usado en el diseño de aisladores sísmicos.....	67
Figura 2.20. Energía $E_D$ en un ciclo de vibración armónica determinada a partir de experimentos.....	69

Figura 2.21. Curva histerética de Wen con $\beta = -0.5$ y $\gamma = 0.5$ .....	70
Figura 2.22. Comportamiento de la variable $z$ para distintos valores de $\eta$ .....	71
Figura 2.23. Modelo histerético bilineal empleado por programas de CSI.....	73
Figura 2.24. Modelo bilineal de aislador Péndulo de Fricción de Simple.....	73
Figura 2.25. Modelo bilineal del aislador de Péndulo de Fricción Doble.....	74
Figura 2.26. Modelo bilineal del aislador de Péndulo de Fricción de Triple (TFP).....	76
Figura 2.27. Fases del aislador triple de Péndulo de Fricción de Triple (TFP).....	77
Figura 2.28. Ciclo de histéresis por el método simplificado de Fadi y Constantinou.....	78
Figura 2.29. Espectro de diseño.....	82
Figura 2.30. Espectro de pseudo aceleraciones.....	86
Figura 2.31. Estimación de desplazamiento total.....	87
Figura 3.1. Distribución en planta de bloques con sistemas de aislamiento sísmico del hospital materno infantil.....	96
Figura 3.2. Distribución en planta de elementos estructurales del bloque 01.....	97
Figura 3.3. Carga muerta de albañilería en el piso 01.....	99
Figura 3.4. Carga viva distribuida en el piso 01.....	100
Figura 3.5. Espectro de aceleración de diseño para estructura fija en su base.....	101
Figura 3.6. Espectro de aceleración para sismo máximo y diseño para estructura aislada. .....	102
Figura 3.7. Corrección de línea de base y filtrado (butterworth, bandpass) de registros en el software PRISM.....	103
Figura 3.8. Escalado de aceleraciones al espectro de diseño R=1 dirección X-X.....	104
Figura 3.9. Escalado de aceleraciones al espectro de diseño R=1 dirección Y-Y.....	104
Figura 3.10. Registros de aceleración para sismo de diseño para estructura aislada .....	106
Figura 3.11. Registros de aceleración para sismo de diseño para estructura aislada.....	107

Figura 3.12. Modelo matemático para análisis fija en su base. ....	107
Figura 3.13. Modelo matemático para análisis con aisladores sísmicos. ....	108
Figura 3.14. Modelo matemático para análisis con aisladores sísmicos más la ISE. ....	108
Figura 3.15. Distribución de aisladores HDR y deslizadores ESB 30. ....	109
Figura 3.16. Distribución de aisladores LRB y deslizadores ESB 30. ....	110
Figura 3.17. Distribución de aisladores TFP1, TFP2, TFP3 y TFP4. ....	111
Figura 3.18. Rigidez y amortiguamiento en la dirección vertical U1 del HDR. ....	112
Figura 3.19. Rigidez y amortiguamiento en la dirección horizontal U2 y U3 del HDR. ...	113
Figura 3.20. Rigidez y amortiguamiento en la dirección vertical U1 del LRB. ....	114
Figura 3.21. Rigidez y amortiguamiento en la dirección horizontal U2 y U3 del LRB....	115
Figura 3.22. Rigidez y amortiguamiento en la dirección vertical U1 del TFP. ....	116
Figura 3.23. Rigidez y amortiguamiento en la dirección horizontal U2 y U3 del TFP. ....	117
Figura 3.24. Masas en la dirección U1 U2 y U3 y rotacionales. ....	118
Figura 3.25. Amortiguamientos del suelo U1, U2 y U3 y rotacionales tipo DAMPER. ..	119
Figura 3.26. Rigidez en la dirección U1 U2 y U3 y rigideces rotacionales. ....	120
Figura 4.1. Fuerzas cortantes en la base de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X. ....	122
Figura 4.2. Fuerzas cortantes en la base de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y. ....	122
Figura 4.3. Distorsiones de entrepiso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X. ....	123
Figura 4.4. Distorsiones de entrepiso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y. ....	124
Figura 4.5. Desplazamiento lateral estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X. ....	125

Figura 4.6. Desplazamiento lateral estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y.....	126
Figura 4.7. Aceleraciones máximas por piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X. ....	127
Figura 4.8. Aceleraciones máximas por piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y. ....	128
Figura 4.9. Aceleraciones máximas por piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Z-Z.....	129
Figura 4.10. Fuerza cortante en la base de estructura empotrada.....	132
Figura 4.11. Distorsión de entrepiso de estructura empotrada. ....	133
Figura 4.12. Desplazamiento lateral de estructura empotrada.....	134
Figura 4.13. Aceleración máxima por piso de estructura empotrada. ....	135
Figura 4.14. Fuerza cortante en la base de estructura aislada sismo X-X. ....	136
Figura 4.15. Fuerza cortante en la base de estructura aislada sismo Y-Y. ....	137
Figura 4.16. Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo X-X. ....	138
Figura 4.17. Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo Y-Y. ....	139
Figura 4.18. Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo X-X. ....	140
Figura 4.19. Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo Y-Y. ....	141
Figura 4.20. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores HDR.....	141
Figura 4.21. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores LRB. ....	142
Figura 4.22. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores TFP. ....	142
Figura 4.23. Diagrama de histéresis de aislador central HDR.....	143
Figura 4.24. Diagrama de histéresis de aislador central LRB. ....	144
Figura 4.25. Diagrama de histéresis de aislador central TFP. ....	144
Figura 4.26. Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo X-X.....	145

Figura 4.27. Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo Y-Y.....	146
Figura 4.28. Aceleración máxima de estructura aislada sismo Z-Z. ....	147
Figura 4.29. Fuerza cortante en la base de estructura aislada con ISE sismo X-X. ....	149
Figura 4.30. Fuerza cortante en la base de estructura aislada con ISE sismo Y-Y. ....	150
Figura 4.31. Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo X-X.....	151
Figura 4.32. Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.....	152
Figura 4.33. Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo X-X.....	153
Figura 4.34. Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.....	154
Figura 4.35. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores HDR.....	154
Figura 4.36. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores LRB. ....	155
Figura 4.37. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores TFP. ....	155
Figura 4.38. Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo X-X.....	157
Figura 4.39. Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.....	158
Figura 4.40. Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Z-Z.....	159
Figura 4.41. Aislador sísmico del expediente técnico. ....	161
Figura 4.42. Aislador sísmico HDR. ....	161
Figura 4.43. Aislador sísmico LRB. ....	162
Figura 4.44. Aislador sísmico TFP.....	162
Figura 4.45. Reducción de fuerzas cortantes en estructura aisladas.....	167
Figura 4.46. Reducción de distorsiones de entrepiso en estructura aisladas. ....	168
Figura 4.47. Reducción de aceleraciones en estructura aisladas. ....	168

## Índice de Anexos

ANEXO A: Diseño de aisladores sísmico .....	182
A1. Procedimiento y consideraciones para el diseño de los aisladores sísmicos .....	182
A2. Diseño de los aisladores sísmicos .....	185
A3. Diseño del aislador de caucho de alto amortiguamiento (HDR) .....	185
A4. Diseño del aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB) .....	191
A5. Diseño del aislador de triple péndulo de fricción (TFP).....	197
A6. Propiedades geométricas y mecánicas de los aisladores elastómericos Bridgestone .	203
A7. Propiedades geométricas y mecánicas del deslizador ESB de productos de aislación sísmica Bridgestone .....	209
ANEXO B: .....	212
B1. Determinación de los parámetros de rigidez y amortiguamiento para la interacción suelo – estructura .....	212
ANEXO C: Estudio de Mecánica de suelos. ....	215
C1. Estudio de mecánica de suelos para determinar las propiedades físicas del suelo. ....	215
ANEXO D: Presupuesto aproximado de aisladores sísmicos. ....	223
D1. Cuadros para calcular el precio de los aisladores HDR y LRB.....	223
ANEXO E: Planos del Proyecto Materno Infantil de la ciudad de Juliaca .....	224
E1. Planos de planta general, cortes y elevaciones del Proyecto Materno Infantil. ....	224

## Resumen

La presente investigación se enfoca en determinar la eficiencia de la respuesta sísmica de la infraestructura del hospital materno infantil de la ciudad de Juliaca mediante el empleo de los aisladores *High Damping Rubber* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum* (TFP) considerándose en el análisis la flexibilidad del suelo llamado también interacción suelo - estructura. Inicialmente se estudió los fundamentos de los sistemas de aislación y la interacción suelo - estructura para luego diseñar los dispositivos de aislación, los cuales se ensayaron en un software de análisis estructural ETABS 2015 en la infraestructura del centro hospitalario materno infantil de la ciudad de Juliaca. Las dimensiones a partir de las cuales se buscó determinar el aislador más eficiente son la fuerza cortante en la base, la distorsión de entrepiso, el desplazamiento máximo, aceleración máxima, y los modos de vibración y su participación de la masa a través del análisis modal tiempo – historia no lineal (FNA) y el método de integración directa en el que se usó siete registros de aceleración de estaciones ubicados en suelo tipo S2 para obtener la mejor performance de la estructura. En la investigación se determinó al aislador *Triple Friction Pendulum* (TFP) como el más idóneo para este centro hospitalario que tiene sus particularidades de concepción y distribución arquitectónica, obteniéndose una distorsión de entrepiso inferiores a 0.003 máximo permitido por la Norma Chilena de aislamiento sísmico PrNCh2745 (2013), por la investigación de Mendo (2015) y 0.0033 de Hazus – MH 2.1 (2015) y aceleraciones menores a 0.25g que evitaran daños en equipos sensibles y otorgaran un confort humano durante el evento sísmico. Además, se tiene una reducción de fuerza cortante de 57% respecto a la estructura fija sin aislamiento. Y desarrollando 2/3 de su capacidad de desplazamiento para un sismo máximo creíble.

**Palabras clave:** Eficiencia, Aisladores, Interacción, suelo – estructura

## Abstract

The present research focuses on determining the efficiency of the seismic response of the maternal and child hospital infrastructure of the city of Juliaca through the use of High Damping Rubber (HDR), Lead Rubber Bearings (LRB) and Triple Friction Pendulum (TFP) considering in the analysis the flexibility of the soil also called soil - structure interaction. Initially, the foundations of the insulation systems and the soil - structure interaction were studied, and then the isolation devices were designed, which were tested in a structural analysis software ETABS 2015 in the infrastructure of the maternal and child hospital center in the city of Juliaca. The dimensions from which we sought to determine the most efficient insulator are the shear force at the base, the distortion of the mezzanine, the maximum displacement, maximum acceleration, and the modes of vibration and their participation of the mass through the modal analysis time - non-linear history (FNA) and the direct integration method in which seven acceleration registers of stations located in soil type S2 were used to obtain the best performance of the structure. In the research, Triple Friction Pendulum (TFP) isolator was determined as the most suitable for this hospital center that has its particularities of architectural design and distribution, obtaining a subfloor distortion lower than 0.003 maximum allowed by the Chilean Seismic Insulation Standard PrNCh2745 ( 2013), by the research of Mendo (2015) and 0.0033 of Hazus - MH 2.1 (2015) and accelerations less than 0.25g that would avoid damage to sensitive equipment and grant human comfort during the seismic event. In addition, there is a 57% reduction in shear force compared to the fixed structure without insulation. And developing 2/3 of its displacement capacity for a maximum credible earthquake.

**Key word:** Efficiency, Isolators, Interaction, soil - structure

## **Capítulo I**

### **El Problema**

#### **1.1. Planteamiento del problema**

Durante estos 10 últimos años nuestro planeta ha sufrido más sismicidad que en las últimas 5 décadas, con 19 sismos que tienen entre 6.3 y 9 grados en la escala de Richter y el 80% de ellos ubicados en el cinturón del fuego (Telesur, 2016). Como el terremoto de Perú (2007), Chile (2010), Chile (2015) y Ecuador (2016) son solo muestra de la sismicidad a la que está expuesta nuestro continente sudamericano adyacente a la subducción de la placa tectónica de Nazca con respecto a la placa continental Sudamericana.

No solo la costa peruana está en riesgo sísmico por estar ubicada próximo a la subducción de la placa de Nazca, también el altiplano puneño presenta sismicidad debido a la reactivación de las fallas geológicas que trascienden el altiplano, el año 2015 se tubo 33 sismos y en lo que va del año 2016 ya se tiene registrado un sismo de 4.8 grados de magnitud con epicentro en la provincia de Desaguadero indica el Instituto Geofísico del Perú en su portal de sismología (Instituto Geofísico del Perú, 2016). A razón de ello el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento modifica la norma de diseño sismo resistente en su versión E – 030 del 2016 en esta última una fracción del departamento de Puno paso de la zona sísmica 2 a 3 tal es el caso de la ciudad de Juliaca que ahora se ubica en la zona sísmica 3. Dicha norma exige que las nuevas edificaciones de categoría A1 específicamente los establecimientos de salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel de atención, según

lo normado por el Ministerio de Salud deberán ser diseñadas con aislamiento sísmico en la base.

En la ciudad de Juliaca se tiene diversos establecimientos de salud entre estatales y privados, sobresaliendo del primero el Hospital Carlos Monje Medrano y ESSALUD La Capilla, considerado como tercer y segundo nivel de atención respectivamente según el Ministerio de salud y en el sector privado la Clínica Americana y Clínica Monte Sinaí. Estos establecimientos de salud cuentan con un costoso de equipamiento que supera a la propia infraestructura, que requieren ser conservados sin daños durante un sismo severo.

Sumado a la sismicidad presente se tiene una población de 278,444 habitantes en la ciudad de Juliaca con una tasa de crecimiento anual de 2.4% según muestra el Instituto Nacional de Estadística e Informática en su sitio web (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2015), el crecimiento de la población exige más establecimientos de salud con atención especializada y equipadas. Pese a que la norma de diseño sismo resistente exige aislar la estructura del suelo de fundación para los establecimientos de salud con niveles de atención II y III no propone una metodología para el diseño de los aisladores y análisis de la estructura y tampoco parámetros mínimos y/o máximos.

La presente investigación pretende proporcionar un antecedente para el análisis y diseño estructural de edificios con aislamiento sísmico en el que se considere también las propiedades del suelo, llamado también interacción suelo – cimentación – estructura.

### **1.3.1. Formulación del problema**

Por la necesidad de más hospitales equipados para la atención de la creciente tasa de pérdida de salud de la población, y las exigencias de la norma sismo resistente E – 030 del 2016 se plantea el problema.

De los aisladores sísmicos de base *High Damping Rubber* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum* (TFP) ¿Cuál brindara la mejor respuesta estructural en un análisis tiempo historia no lineal considerando la flexibilidad del suelo de fundación para el Hospital Materno Infantil de la ciudad de Juliaca, frente a la estructura aislada fija en su base?

### **1.2. Justificación**

Al formar parte de la zona sísmica 3 la ciudad de Juliaca está inscrita de manera obligatoria a tener que utilizar aisladores sísmicos de base en la construcción de los establecimientos de salud y/o componentes de nivel de atención II y III, esto requiere de conocimientos sobre aisladores, metodología de diseño y el comportamiento de estructuras con la adición de estos dispositivos, considerando la característica geotécnica propia.

Se requiere no solo de conocimientos sino también de profesionales capaces de realizar los diseños respectivos de manera eficiente, el presente trabajo de investigación pretende ser un aporte para el diseño de estructuras con aislamiento de base para edificios ubicados en zona sísmica 3 y para la mejor elección del tipo de aislador de acuerdo a su respuesta estructural frente a un eventual sismo considerándose en el análisis la flexibilidad del suelo para evitar lo ocurrido en el terremoto de Pisco 2007 en el que 103 hospitales fueron afectados 14 de ellos colapsaron (Instituto Geofísico del Perú, 2008)

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

Determinar la respuesta sísmica más eficiente de los aisladores de base *High Damping Rubber* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum* (TFP) considerando la flexibilidad del suelo de fundación en un análisis tiempo historia no lineal del hospital Materno Infantil de la ciudad de Juliaca, frente a la estructura aislada fija en la base.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

Determinar la fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso, desplazamiento lateral, aceleración máxima y los modos de vibración con su masa participativa del edificio fija en de base.

Determinar la fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso y desplazamiento lateral, aceleración máxima y los modos de vibración con su masa participativa del edificio con los 03 tipos de aisladores sísmicos de base.

Determinar la fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso y desplazamiento lateral del edificio con aisladores sísmicos de base considerando la interacción sísmica suelo – cimentación - superestructura.

Determinar la flexibilidad de la base de fundación a través de un modelamiento de Iteración sísmica suelo – cimentación – superestructura.

Analizar la influencia de la flexibilidad de suelo en la respuesta de la estructura con aislamiento sísmico en su base.

## **Capítulo II**

### **Marco teórico**

#### **2.1. Antecedentes de la investigación**

Menciona (Gutiérrez, 2016) en su investigación “Estudio comparativo para determinar la eficiencia y aplicabilidad de aisladores sísmicos de base y diagonales con amortiguadores como sistemas de protección sísmica de edificios de acero en la ciudad de Quito” cuyo objetivo principal fue realizar un estudio comparativo entre edificios de acero de cinco (5), diez (10), quince (15), veinte (20), y treinta (30) pisos de altura con aisladores sísmicos de base y diagonales con amortiguadores, en el que inicialmente se elabora el análisis de cinco (5) modelos de edificios en acero de acuerdo a las normas ASCE 7-10, AISC 360 y AISC 341-10, los aisladores y diagonales con amortiguadores según normas FEMA, IBC 2012 y ASCE 7-10, y finalmente comparar los resultados de los diferentes modelos para conocer la eficiencia y aplicabilidad de ambos sistemas de protección sísmica que depende de la altura de las estructura, las conclusiones obtenidas son:

Al contrastar la cortante basal se evidencia la pérdida de eficiencia al aislar estructuras con mayor altura, se verifica que la estructura de cinco (5) pisos se alcanza reducir de 69% a 34% en relación a la estructura de treinta (30) pisos. Si se proyectara una estructura de cincuenta (50) pisos, la disminución de la cortante basal sería nula. Este comportamiento se da debido a la característica del espectro, que para estructuras con periodos que superen cuatro (4) segundos la gráfica del espectro es prácticamente en una recta horizontal. La disminución de las distorsiones inelásticas en el último piso de las estructuras cuando se usen disipadores de energía ubicado en diagonales, puede verificarse la reducción de la eficiencia del sistema estructural a medida que la altura se incrementa, un 62% de disminución en la estructura de cinco (5) pisos hasta un 0% en las estructuras de veinte (20) y treinta (30) pisos.

En el Perú se realizaron diversas investigaciones sobre aislamiento sísmico de estructuras como (Villagómez, 2015) en su investigación “Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú” que tiene el objetivo de contribuir al desarrollo de una normativa que regule el diseño de edificios aislados en el Perú además de presentar una descripción de las características geométricas y mecánicas de los dispositivos de aislamiento y realizar un resumen de los tres códigos internacionales ASCE (*American Society of Civil Engineers*), FEMA 356 (*Federal Emergency Management Agency*) y NCh2745 (Instituto Nacional de Normalización de Chile) los cuales contienen lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas. Las conclusiones a las que se arribó son: Existen códigos de difusión y aceptación internacional que no pueden aplicarse directamente en cada país ya que es necesario tomar en cuenta las condiciones sísmicas y la práctica de ingeniería local. La norma sismorresistente peruana no contempla una zona de desplazamiento constante para el espectro de diseño para ello en el presente trabajo se determina esta zona de desplazamiento basándose en la tendencia de los espectros de las señales recopiladas y propone un espectro de diseño para ser aplicado en el análisis sísmico de las estructuras sísmicamente aisladas. También se establecieron procedimientos de análisis que muestran expresiones generales que permiten visualizar los efectos físicos de un sismo y que pueden vincularse con facilidad a cualquier código de diseño sismo resistente.

Valerio (2015) en su investigación “Análisis comparativo de un edificio fijo en la base versus un edificio aislado utiliza cuatro (4) tipos de aisladores sísmicos” con la finalidad de hacer un análisis comparativo de la performance estructural de una estructura fija respecto a un edificio aislado, realizando de un análisis tiempo historia con el programa de análisis estructural ETABS 2013, se valoró cuatro indicadores de desempeño estructural la distorsión, la aceleración máxima en el último piso, fuerza cortante en su base y el desplazamiento respecto al suelo. Analizándose una estructura de siete (7) pisos proyectado para apartamentos. dominados por muros estructurales, en el análisis tiempo historia se usaron diecisiete (17) registros de aceleraciones sísmicas en sus cuatro (4) componentes, los aisladores son: *High Damping Rubber (HDR)*, *Leard Rubber Bearings (LRB)*, *Friction Pendulum System (FPS)* y *Rol N-Cage (RNC)*, siendo los primeros tres más usados a nivel de todo el mundo y el último de invención reciente. Las conclusiones de la investigación son; el análisis revela que la distorsión de la estructura fija disminuye un 74% con el uso del HDR y LRB, 84% con el uso del FPS y 86% con el uso de RNC. La aceleración máxima de

la estructura fija disminuye un 75% cuando se usa el HDR y LRB, 93% al usar el aislador FPS y 92% cuando se emplea RNC. La fuerza cortante de la estructura fija disminuye 77% al emplear el HDR, 76% al emplear el LRB, 78% usando el FPS y 84% empleando el aislador RNC. El desplazamiento respecto al suelo de la estructura fija se amplifica un 167% al emplear el HDR, 212% al usar LRB, 352% al emplear el FPS y 333% utilizando el RNC.

Mendo (2015) en su investigación titulada “Base para implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” que tuvo el objetivo de ajustar a la condición peruana los requerimientos para el análisis y diseño de estructuras con sistemas de aislación sísmica, dadas en las normas extranjeras (Americana, NEHRP 2009 y Chilena, NCh2745-2003) las conclusiones a las que se alcanzó son:

Con respecto a la aceleración de diseño y máximas creíbles, en la proyección de estructuras con aislamiento sísmico en el Perú es mejor trabajar con un espectro de respuesta dado por las dos (02) ordenadas espectrales  $S_s$  (aceleración para periodos cortos) que viene a ser para 0.2 seg y  $S_1$  para 1.0 seg al igual que las normas de diseño de sistemas de aislamiento sísmico americanas, esto es porque los factores de amplificación para tomar en cuenta el efecto de la máxima dirección no viene a ser constantes a lo largo del periodo. La aceleración máximo creíble del Perú, se puede determinar incrementando la aceleración de diseño por 1,25. Del diseño de estructuras con sistemas de aislamiento sísmico del Perú, las cortes alcanzadas a través del espectro de diseño sísmico NCh2745-2003 viene ser más altas a las cortantes calculadas con el espectro sísmico de nuestra norma, estas a su vez son más altas a los alcanzados con el espectro sísmico de la norma americana ASCE SEI7-10. Las distorsiones de entrepiso y desplazamientos calculados, para el sismo de diseño propuesto para el Perú viene a ser menor en 5% a los calculados mediante la norma NCh2745-2003. Y las distorsiones y desplazamiento para el sismo máximo creíble propuesto varían en 1% a los obtenidos mediante el empleo de la norma NCh2745-2003.

Martínez y Melgar (2015) en su investigación “Análisis, comportamiento y diseño de edificaciones con aisladores de péndulo friccional” cuyo finalidad es describir, comprender el comportamiento de los sistemas de aislamiento tipo ficción en edificaciones concluyendo; El aislamiento sísmico permitió mejorar notablemente el comportamiento estructural del edificio en comparación con una solución convencional en el que las derivas máximas se

redujeron en 3.6% a 3% en la dirección X-X y de 5.7% a 2.1% en Y-Y además las aceleraciones de piso máximas en el último nivel pudieron reducirse de 1.57g a 0.51g.

Villavicencio (2015) en su investigación “análisis sísmico estructural comparativo para edificios con aisladores de base elastoméricos y friccionantes, para los diferentes tipos de suelos del Ecuador” cuyo objetivo principal fue analizar comparativamente los aisladores tipo elastoméricos y tipo friccionantes, las conclusiones a las que arriba son; el proceso del diseño de los aisladores sísmicos viene a ser un método iterativo, para los aisladores de péndulo de fricción simple (FPS) se recomienda realizar el diseño con un coeficiente de fricción bajo para reducir las fuerzas de fricción tangente. Se tiene dos parámetros muy importantes para tener en cuenta para realizar el análisis dinámico de edificios con sistemas de aislamiento, el primero es respecto al periodo de vibración que viene a estar relacionada a la rigidez de la estructura, el segundo es la frecuencia del movimiento del suelo, estos valores tienen que ser diferentes para no producir resonancia entre sí. Además, concluye que entre los aisladores sísmicos (LRB) y (FPS) dan una respuesta sísmica más favorable que los aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) para edificios con sistemas aporticados como para los edificios con muros estructurales presentando disminución de las cortantes, desplazamiento lateral y distorsiones de pisos.

## **2.2. Marco Teórico**

### **2.2.1. Peligro sísmico en el Perú**

Referente a la actividad sísmica en el Perú Tavera et al. (2008) indican es causado por el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana, presente de Norte a Sur en su borde Oeste, “con una velocidad de 8-10 cm/año en dirección Noreste” DeMets et al. (1990). El margen Oeste de Sudamérica, donde la Litosfera oceánica subduce bajo la continental, es uno de los más activos y de los bordes de placa el mayor de la Tierra, siendo su alta velocidad de convergencia la que permite que se genere un fuerte acoplamiento entre ellas, produciendo sismos de diferentes magnitudes a diversos niveles de profundidad.

Entre los sismos con mayor intensidad registrados en el Perú según Tavera et al. (2008) durante estos últimos 70 años, la ocurrencia de grandes terremotos comienza en el

año 1940 con un terremoto de magnitud de 7.8 Magnitud Ondas Superficiales (Ms) con epicentro cerca de la línea de costa en la localidad de Ancon (zona norte del departamento de Lima) y luego en su extremo opuesto, en el año 1942 ocurre otro terremoto conocido como Nazca con una magnitud de 8.0 Ms. En el año 1966 un nuevo terremoto de magnitud (8.1 Ms) ocurre en la zona norte de la región, pero más hacia el sur del área de ruptura del terremoto de 1970 (7.6Ms), Siendo este último el más famosos de los terremotos peruano por la gran cantidad de personas desaparecidas y muertas en la ciudad de Yungay (Ancash) a consecuencia de un alud de agua y barro procedente del Nevado Huascarán. Posterior a los terremotos indicados, en el año 1974 ocurre otro de magnitud (8.0 Ms) con epicentro ubicado al frente de Lima y 22 años después otro frente a la ciudad de Nazca con magnitud (7.0 Ms).

El 23 de junio del 2001 un sismo de magnitud (6.9) en la escala de Richter afecto a los departamentos de Arequipa, Ayacucho, Moquegua y Tacna, además de las ciudades de Arica e Iquique en Chile y la Paz en Bolivia Tavera et al. (2002).

También Tavera et al. (2014) dan a conocer que en el territorio peruano, la ocurrencia de sismos es continua en el tiempo y cada año el Instituto Geofísico del Perú, registra y reporta un promedio de 170 a 200 sismos percibidos por la población con intensidades de II-III en la escala de Mercalli Modificada (MM) y magnitudes  $ML \geq 4.0$ . Los sismos con magnitudes mayores son menos frecuentes y en general, tienen su origen en el proceso de fricción de placas produciendo importantes daños en áreas relativamente grandes, tal como sucedió en la región sur de Perú el 23 de junio de 2001 con una Magnitud de Momento ( $M_w$ ) de 8.2 y en Pisco, el 15 de agosto de 2007 ( $M_w=7.9$ ). Los sismos con origen en los procesos de deformación de la corteza a niveles superficiales son menos frecuentes, pero cuando ocurren, producen daños de consideración en áreas relativamente pequeñas. Por ejemplo, los sismos del Alto Mayo (San Martín) del 30 de mayo de 1990 y 5 de abril de 1991, ambos con magnitudes de 6.0 y 6.5  $M_w$ . Sismos con foco intermedio, pocas veces son sensibles en superficie, pero cuando alcanzan magnitudes  $\geq 7.0$  presentan gran radio de percepción y algunas veces producen daños leves en viviendas y procesos de licuación de suelos y/o deslizamientos de tierra y piedras en zonas de gran pendiente. La actividad sísmica está producida por las deformaciones corticales presentes a lo largo de la Cordillera Andina, con terremotos menores en magnitud y frecuencia indica Tavera y Buforn (1998).

### **2.2.2. Peligro sísmico en el altiplano**

Tavera (2008) da a conocer que en la meseta del Collao se tiene un desconocimiento de la actividad sísmica, porque los sismos que se dan en la meseta son menores a cinco (5) grados en la escala Mercalli Modificada por lo cual la población no puede percibirlos. Estos sismos son generados en su mayoría por las fallas geológicas del cuaternario presente en la región del sur del Perú como:

La falla geológica de Cordillera Real.

La falla geológica de Urcos – Sicuani – Ayaviri.

La falla geológica de Cusco – Lagunillas – Mañazo.

Según el geofísico Hernando Tavera indica:

El sismo del 31 de mayo de 1650 haya sido sentido con intensidades de cinco (5) grados en la escala de Mercalli Modificada en el departamento de Puno con daños leves. El sismo de 9 de abril de 1928 de magnitud 6.9 ocurrido en Carabaya-Puno causó destrucción en viviendas, iglesia. Con daños severos en Ituata y Macusani.

El sismo de 29 de junio del 2001 ocasionado por la falla de Santa Lucia con una magnitud de cinco (5) grados en la escala de Mercalli Modificada que causó deslizamiento de piedras, y tierras y además de emanación que alertaron las localidades de Santa Lucia y Lampa. (Tavera, 2008)

El sismo de Tarata el 3 de mayo del 2016 con una magnitud de 4.9 el cual fue percibido por la población según muestra el reporte de sismos sentidos del Instituto Geofísico del Perú. (Instituto Geofísico del Perú, 2016)

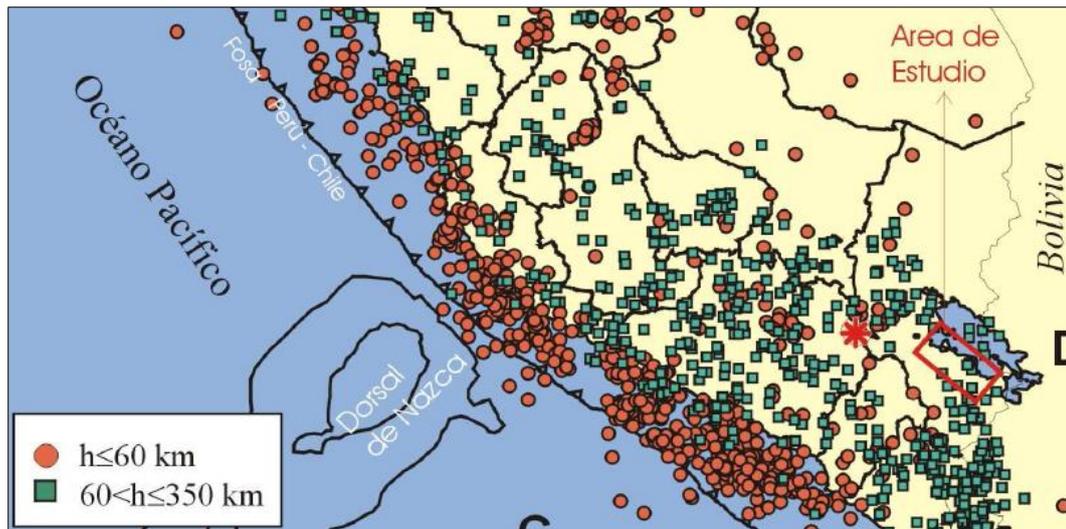


Figura 2.1. Distribución espacial de la actividad sísmica para el periodo 1960 a 2007 los símbolos indican los rangos de profundidad de los sismos.

Fuente: Tavera (2008)

El sismo de Lampa el 01 de Diciembre del 2016 que se dio a 17:40 horas de Perú con una magnitud de 5.5 grados en la escala de Mercalli Modificada a una profundidad de 30 Km y su epicentro a 58 Km al Oeste del distrito de Lampa causado por la reactivación de la falla Ocuvi - Orduña, dejando como saldo la pérdida de dos vidas y un centenar de damnificados indica (Instituto Geofísico del Perú, 2016).

### 2.2.3. Respuesta sísmica de edificios.

La respuesta sísmica de una estructura frente a una carga externa depende directamente de las características del suelo y de las propiedades dinámicas de la estructura. Para un comportamiento no lineal de la estructura podría determinarse de manera simple entre la carga lateral total aplicada (llamado también fuerza cortante en la base) y el desplazamiento del punto más alto de la estructura que nos daría la rigidez de la estructura indican Bazan y Meli (2002).

La E.030 del RNE verifica la respuesta sísmica de la estructura por medio de la cortante basal, distorsión de entre piso, el desplazamiento lateral de la estructura, y la aceleración en cada entrepiso de la estructura.

### 2.2.3.1 Cortante basal

Es la fuerza cortante en su base que la estructura resiste a través de sus elementos estructurales como: muros estructurales o de corte, muros de albañilería, pórtico viga-columna. La E.030 indica que la fuerza de corte en el primer entrepiso de la estructura no deberá ser menor que el 80% cuando la estructuras sea regulares, no menor que el 90% para cuando las sean estructuras irregulares. Dicha fuerza cortante se calcula a través de la Ec. (2.1);

$$F_v = S_a P \text{ de donde } s_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.1)$$

Donde  $F_v$  es la fuerza en la base,  $S_a$  es la aceleración,  $Z$  es factor de zona sísmica,  $U$  factor de categoría de la estructura,  $C$  factor de amplificación sísmica,  $S$  factor del suelo,  $R$  coeficiente de reducción sísmica,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $P$  el peso sísmico de la estructura (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016), además se conoce que a través de estas fuerzas cortante se dimensiona las secciones transversales de los elementos que resisten la fuerza lateral en la estructura (Valerio, 2015).

Las consideraciones para calcular la fuerza de cortante para estructuras aisladas son las siguientes.

La cortante mínima para estructuras por encima del nivel de base debe ser diseñada y construida con la fuerza cortante calculada por la Ec. 2.2.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (2.2)$$

Donde  $V_{st}$  es fuerza cortante en la base no reducida que actúa en los elementos que se encuentran encima del nivel de base y  $R_a$  es el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para los elementos sobre el sistema de aislamiento el cual no será menor que 1 ni mayor que 2.

### 2.2.3.2 Distorsión de entrepiso

Es una medida de suma importancia para la respuesta de un sistema estructural sometido a cargas laterales, también llamado como desplazamiento relativo de entrepiso. Viene a ser, el incremento de los desplazamientos laterales entre un piso y el siguiente (Fig. 2.2). Y se obtiene al dividir el incremento del desplazamiento de un entrepiso entre su altura resultando un valor adimensional. Este índice llamado distorsión de entrepiso o deriva por otros autores es el más usado para determinar la respuesta sísmica estructural de un edificio como lo mencionan (Bazán y Meli, 2002)

Es una característica de la respuesta sísmica estructural muy importante es la distorsión de entre pisos sucesivos, llamado también desviación del piso Barbat et al. (2005).

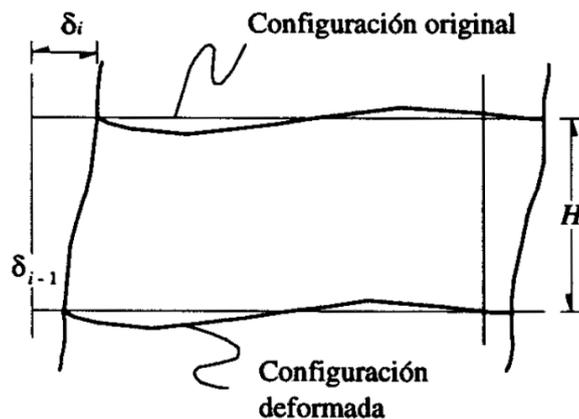


Figura 2.2. Desplazamiento relativo de entrepiso.

Fuente: Bazán y Meli (2002)

Las distorsiones se presentan en estado elástico e inelástico de la estructura el cual se calcula con las Ec. (2.3) y (2.4).

$$\text{Desplazamiento relativo} \quad \Delta = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (2.3)$$

$$\text{Distorsión elástico} \quad \gamma = \frac{\Delta}{H} \quad (2.4)$$

$$\text{Distorsión inelástico} \quad \Delta_{inelastico-1} = 0.75R\gamma \quad (2.5)$$

Donde  $\Delta$  es el desplazamiento relativo,  $\delta_i - \delta_{i-1}$  es la diferencia de desplazamientos de pisos,  $h_i$  la altura del piso y  $R$  coeficiente básico de reducción el cual viene a ser 8 para estructuras de concreto armado (Palomino, 2015). Y la máxima distorsión de entrepiso para estructuras fijas en su base de concreto armado no deberá superar a 0.007 como se detalla en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1

*Límite de distorsiones de entrepiso según la E.030*

Material predominante	$\Delta_i/h_i$
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con MDL	0.005

MDL: Muros Con Ductilidad Limitada

Las investigaciones atribuyen a la distorsión de entrepiso como causa principal de daño de los elementos estructurales y no estructurales (Valerio, 2015). Los investigadores en sistemas de protección sísmica a través de aisladores de base recomiendan el uso de Hazus – MH 2.1, que tiene una metodología de estimación de pérdidas por riesgo sísmico que usa la curva de fragilidad para la estimación de daños y costos de reparación después de un sismo, Hazus – MH 2.1 propone tablas considerando el tipo de edificio, altura y el daño que se espera tener en el edificio (Tabla 2.2) indicándose para la estructura en estudio el valor máximo de distorsión de entrepiso para mantener un daño leve es 0.0033 Hazus – MH 2.1 (2015), y para Mendo (2015) en su investigación “bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” debería considerarse una distorsión máxima de 0.003 como se detalla en la Tabla 2.3.

Tabla 2.2

*Fragilidad estructural del edificio - nivel de diseño sísmico HAZUS – MH 2.1*

Type	Building Properties		Interstory Drift at			
	Height(in)		Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
C2L	240	180	0.0050	0.0125	0.0375	0.100
C2M	600	450	<b>0.0033</b>	0.0083	0.0250	0.0667
C2H	1440	846	0.0025	0.0063	0.0188	0.0500

La estructura está considerada como C2M de mediana altura basado en FEMA – 178

Tabla 2.3

*Limites para distorsión de entrepiso por Mendo 2015*

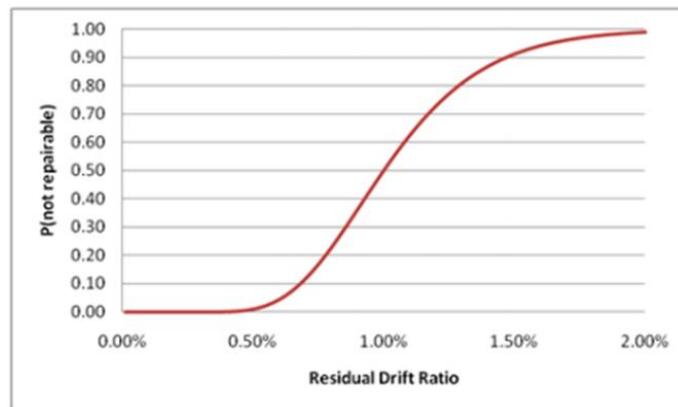
Análisis empleado para el cálculo de la distorsión de entrepiso	Distorsión de entrepiso
Análisis de respuesta espectral	0.0020
Análisis de respuesta en tiempo considerando las características de fuerza – deformación de los elementos no – lineales del sistema resistente a las fuerzas laterales	0.0030

El proyecto norma de aislamiento sísmico hace mención sobre las distorsiones máxima para los entrepisos de la superestructura para un análisis modal espectral no sera superior a 0.0035, y para un análisis tiempo - historia con la consideración fuerza – deformaciones no lineales no superior a 0.005, estos para un sismo máximo creíble (SMC) y el coeficiente básico de reducción sísmica de  $R=1$ .

FEMA P-58 normativa de evaluación del desempeño sísmico de edificios, realiza una relación directa con la distorsión de entrepiso respecto si el edificio es reparable después de un terremoto a través de una curva de fragilidad (Fig. 2.3).

El objetivo de desempeño sísmico de las normas de construcción internacionales y nacionales para la gran mayoría de los estructuras es brindar "seguridad de vida" a los ocupantes con sismos a nivel de diseño. El código acepta que pueden producirse daños en la estructura del edificio, componentes arquitectónicos y fachadas, equipos mecánicos,

eléctricos, tuberías, ductos y contenidos del edificio y que el daño no puede repararse económicamente. Los daños conducen a pérdidas económicas directas (costo de las reparaciones del terremoto) y pérdidas indirectas (debido al tiempo de inactividad mientras el edificio no funciona). Esto puede afectar la recuperación de las comunidades durante años o incluso décadas después de un terremoto (FEMA P-58, 2012).



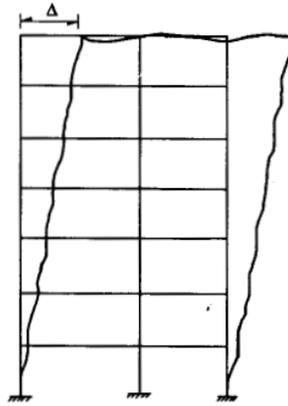
*Figura 2.3.* Fragilidad típica de reparación basada en la relación de deriva residual.

Fuente: FEMA P-58 (2012)

La deriva residual se estima de la relación de deriva de historia máxima y la relación de deriva de historia de rendimiento indica FEMA P-58.

### **2.2.3.3 Desplazamiento lateral**

Es una medida integral de la respuesta de un edificio, también llamado desplazamiento máximo. Que viene a ser el desplazamiento en el punto más alto de la edificación (Fig. 2.4). Y viene a ser la suma de todos los desplazamientos relativos de todos los entresijos que conforman la estructura.



*Figura 2.4.* Desplazamiento total o máximo del edificio.

Fuente: Bazán y Meli (2002)

Se denomina desplazamiento lateral a la diferencia de desplazamiento total de la estructura con referente su base, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por  $0.75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por  $R$  a los resultados obtenidos del análisis lineal elástico según indica el (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

#### **2.2.3.4 Aceleración de piso**

Chopra (2014) “si la estructura aloja equipos sensibles y se requiere determinar el movimiento impartido a dicho equipamiento, es necesario conocer la aceleración total  $\ddot{u}'(t)$  de la masa (p. 204)”. Bazán y Meli (2002) “considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura es importante evitar masa excesivas en las partes altas del edificio, por ello en la concepción arquitectónica del proyecto se debe ubicar en los pisos bajos las mayores concentraciones de peso y evitar ubicarlos en la punta del edificio”.

Valerio (2015) “la aceleración de piso que desarrolla la superestructura son una medida de confort humano y son la principal causa de daño de los equipos sensibles”. En la Tabla 2.4 se indica el valor máximo de aceleración de  $0.25g$  para mantener un daño leve Hazus – MH 2.1 (2015).

Tabla 2.4

*Criterio de daño –estado para la estructura y contenidos según HAZUS – MH 2.1*

Design Level	Peak Floor Acceleration ( $A_{max,ds}$ ) – Acceleration-Sensitive Componets/Contents ( $g^3s$ )			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Special High-Code	0.45	0.90	1.80	3.60
High-Code	0.30	0.60	1.20	2.40
Moderate-Code	<b>0.25</b>	0.50	1.00	2.00
Low-Code	0.20	0.40	0.80	1.60
Pre-Code	0.20	0.40	0.80	1.60

### 2.2.4. Dinámica modal espectral

Para Bazán y Meli (2002) “una de las ventajas del análisis modal reside en que solo es necesario determinar las respuestas debidas a unos cuantos de los primeros modos, porque en general la parte de la respuesta total del edificio que se debe a modos superiores es muy pequeña”. Es importante remarcar que los espectros de diseño consideran varios aspectos de la respuesta sísmica de una estructura como; la incertidumbre en la evaluación de periodos, los impactos de sismos de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y de los diferentes tipos de suelo, y el comportamiento inelástico de estructuras.

#### 2.2.4.1 Métodos de la combinación de la respuesta modal

Referente a la combinación modal Chopra (2014) realiza la interrogante ¿Cómo se combinan las respuestas modales máximas  $r_{no}(n=1,2,\dots,N)$  para determinar el valor máximo  $r_o = máx_t |r(t)|$  de la respuesta total? Y a ello indica que no es posible determinar el valor exacto de  $r_o$  a partir de  $r_{no}$  porque en general, las respuestas modales  $r_n(t)$  alcanzan sus picos en diferentes instantes del tiempo y la respuesta combinada  $r(t)$  alcanza su máximo en un instante de tiempo también distinto. “Al combinar las respuestas modales máximas  $r_{no}$  es necesario introducir aproximaciones determinadas a partir del espectro de respuesta del sismo, ya que no se tiene información de cuándo se producen estos valores modales máximos, y se tiene las combinaciones modales de la suma absoluta, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y la combinación cuadrática completa” Chopra (2014).

El método de combinación modal de la *suma absoluta* (ABSSUM, por sus siglas en inglés) o suma de los máximos valores absolutos es un supuesto de que todos los picos modales se dan al mismo tiempo y despreciando su signo algebraico proporcionan un límite superior para el valor máximo de la respuesta total Ec. (2.6) y el límite superior suele ser muy conservador

$$r_o \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}| \quad (2.6)$$

El método de la *raíz cuadrada de la suma de los cuadrados* (SRSS, por sus siglas en inglés) combinación modal que fue desarrollado por E. Rosenblueth (1951) en su investigación doctoral denotada por la Ec. (2.7).

$$r_o \square \left( \sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

La respuesta máxima en cada modo es elevada al cuadrado, los picos modales al cuadrado son sumados, y la raíz cuadrada de esta suma proporciona una aproximación de la respuesta máxima total. Esta regla de combinación modal da excelentes estimaciones de la respuesta para las estructuras con frecuencias naturales muy separadas. En ocasiones, ha sido mal empleado a los sistemas que tienen frecuencias naturales muy cercanas.

El método de la *combinación cuadrática completa* (CQC, por sus siglas en inglés) esta combinación modal es aplicable a una clase más amplia de estructuras, ya que supera las limitaciones del método SRSS y está definida por la Ec. (2.8).

$$r_o \square \left( \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad (2.8)$$

Donde  $r_{io}$  y  $r_{no}$  son las respuestas modales máximas de  $r_o$ , para los modos  $i$  y  $n$  respectivamente y  $\rho_{in}$  corresponde al coeficiente de correlación entre los dos modos que varía entre 0 y 1 siendo  $\rho_{in} = 1$  para el modo con sí mismo, y por esta última razón los términos de la sumatoria para el mismo modo pueden sacarse del producto por el cual la Ec. (2.7) se reescribe en la Ec. (2.8).

$$r_o = \left( \sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{\substack{n=1 \\ i \neq n}}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad (2.9)$$

García (1998) “la primera sumatoria pertenece al método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) el cual es un caso particular del método CQC cuando los coeficientes de correlación entre modos son cero, que ocurre cuando hay independencia estadística entre ellos, confirmando la base del método SRSS”.

A partir de 1960 hasta principios de 1980, se publicaron diversas ecuaciones para la respuesta máxima al movimiento sísmico, algunas iguales o similares pero diferenciados por las ecuaciones matemáticas dadas para el coeficiente de correlación, entre los destacados se tiene el de E. Rosenblueth y J. Elorduy (1969) por ser el primer resultado y el de Der Kiureghian (1981) por que se utiliza mucho en la actualidad.

En el libro *Fundamentals of Earthquake Engineering* de N.M.Newmark y E. Rosenblueth resuelve la ecuación para el coeficiente de correlación.

$$\rho_{in} = \frac{1}{1 + \dot{\delta}_{in}^2} \quad (2.10)$$

$$\dot{\delta}_{in} = \frac{\omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} - \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}}{\zeta_i' \omega_i + \zeta_n' \omega_n} \quad \zeta_n' = \zeta_n + \frac{2}{\omega_n s} \quad (2.11)$$

Donde  $s$  es la duración de la fase fuerte de la excitación sísmica, las Ecs. (2.10) y (2.11) muestra que  $\rho_{in} = \rho_{ni}$ ;  $0 \leq \rho_{in} \leq 1$ ; y  $\rho_{in} = 1$  para  $i = n$  o para modos con igualdad de frecuencias y las mismas fracciones de amortiguamiento. La Ec. (2.10) para los sistemas con la misma fracción de amortiguamiento en todos los modos sometidos a la excitación sísmica, con una duración  $s$  suficiente para reemplazar la Ec. (2.11b) por  $\zeta_n' = \zeta_n$ . Se reemplaza  $\zeta_i = \zeta_n = \zeta$  en la Ec. (2.11a), se ingresa  $\beta_m = \omega_i / \omega_n$  y se ingresa la Ec. (2.11b) en la Ec. (2.10) para obtener la Ec. (2.12).

$$\rho_{in} = \frac{\zeta^2 (1 + \beta_{in})^2}{(1 - \beta_{in})^2 + 4\zeta^2 \beta_{in}} \quad (2.12)$$

La ecuación para el coeficiente de correlación de Der Kiureghian es;

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_n} (\beta_{in} \zeta_i + \zeta_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_n^2) \beta_{in}^2} \quad (2.13)$$

Esta ecuación también implica que  $\rho_{in} = \rho_{ni}$ ,  $\rho_{in} = 1$  para  $i = n$  o para dos modos con igualdad de frecuencia y las mismas fracciones de amortiguamiento. Para los amortiguamientos modales iguales  $\zeta_i = \zeta_n = \zeta$ , y la Ec. (2.13) se simplifica en;

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2)} \quad (2.14)$$

Cabe precisar Chopra (2014) “en particular, estas reglas de combinación modal serán menos precisas para los movimientos de terrenos impulsivos de corta duración y no se recomiendan para los movimientos de terrenos que contiene muchos ciclos de excitación esencialmente armónica (p. 566)”.

El método recomendado por la 0.30 – 2016 del reglamento nacional de edificaciones para calcular la respuesta máxima elástica  $r_o$  como para las fuerzas internas en los elementos de la estructura que son los parámetros globales de la estructura como: las fuerzas cortantes en la base, cortantes de entrepiso, momento de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. Además indica que la respuesta máxima esperada  $r_o$  al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados podrá determinar usando la combinación cuadrática completa (CQC) Ec. (2.8) y con los coeficientes de correlación de Der Kiureghian Ec. (2.14) y alternativamente la Ec.(2.15).

$$r_o = 0.25 \sum_{n=1}^N |r_{no}| + 0.75 \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad (2.15)$$

Chopra (2014) la estimación de la respuesta máxima en general, pero no siempre, comete errores de manera no conservadora. La amplitud del error depende de las propiedades

de vibración como el periodo y modo de la estructura y de la forma del espectro. En un intervalo de edificios analizados, algunos investigadores han observado errores de hasta el 25%, mayormente en la estimación de las cantidades de respuesta local, como las distorsiones en los pisos superiores. “El error puede ser más grande o más pequeño si se usan las reglas de combinación modal para estimar la respuesta máxima a un movimiento del terreno único que se caracteriza por un espectro de respuesta irregular (p. 566)”.

#### 2.2.4.2 Espectro de diseño

De los espectros de diseño Meli y Bazan (2002) dicen que los espectros de sismos reales tienen forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función al periodo como se muestra en la Fig. 2.4. Por lo que dos estructuras que tengan similares características dinámicas, tengan una respuesta muy distinta a las de un sismo típico. Pero en la práctica viene a ser menos importancia de la que cree, gracias a la influencia del amortiguamiento del sistema estructural que hace menos brusca las variaciones de los espectros, ya que no se sabe a ciencia cierta el periodo natural porque ya que no se sabe con precisión el cálculo de las masas y rigideces, además la incursión de las estructuras en el rango inelástico y la interacción suelo - estructura modifican el periodo fundamental de vibración. Por consiguiente, con fines de diseño las normas de construcción nos dan espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles

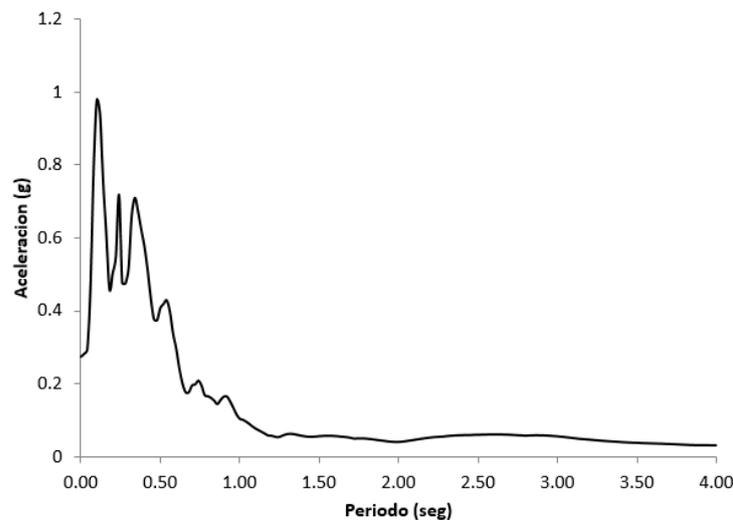


Figura 2.5. Espectros de respuesta de los sismos de Lima 1966

Fuente: César Chacón

El procedimiento de análisis del espectro de respuesta en el que se estima la respuesta máxima a excitaciones se caracteriza por un espectro de diseño suavizado, como resultado del espectro medio derivado de los espectros individuales para muchos movimientos del terreno. Las reglas de combinación modal son más confiables si se usan en conjunto con un espectro tan suavizado, debido a que la variabilidad de los errores se promedia de excitación a excitación. (Chopra, 2014).

### 2.2.5. Análisis tiempo – historia

El análisis de tiempo – historia es un análisis paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura frente a una carga dada que puede variar con transcurso del tiempo. El análisis puede ser lineal o no lineal. La ecuación de equilibrio dinámico de la estructura a resolver es la ecuación diferencial ordinaria de segundo orden denotado con la Ec. (2.16).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.16)$$

Donde  $m$  es la matriz diagonal de la masa;  $c$  es el matriz de amortiguamiento;  $k$  es la matriz de las rigidez;  $u$ ,  $\dot{u}$  y  $\ddot{u}$  son el desplazamiento, velocidad, y aceleración de la estructura y  $p$  es la carga aplicada. Si la carga incluye la aceleración del terreno, los desplazamientos, las velocidades y las aceleraciones son relativos a este movimiento del suelo menciona (CSI, 2015).

Mosquera (2012) lo común del comportamiento no lineal se da cuando la relación esfuerzo-deformación es no-lineal. La filosofía actual de diseño que una estructura bien calculada debe concentrar las no linealidades en un número de elementos que necesitan ductilidad, y que la forma de falla sea bien definido. “Dicho enfoque minimiza el costo de reparación después de un sismo de cierta magnitud. Así para cargas dinámicas sería conveniente agregar amortiguamiento concentrado, aislamiento de base o elementos disipadores de energía (p. 74)”.

Chopra (2014) sobre los sistemas no lineales dice, para evaluar de forma numérica la respuesta dinámica de los sistemas que responden más allá de sus intervalo elástico lineal, las  $N$  ecuaciones para un sistema de  $N$  grados de libertad se resuelve por lo general en su

forma original a través de la Ec. (2.16), por lo que el análisis modal clásico no es aplicable a los sistemas no lineales, sin embargo aún los desplazamientos de un sistema no lineal siempre pueden expresarse como una combinación de los modos naturales del sistema vibratorio no amortiguado dentro del intervalo de su comportamiento lineal:

$$u_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.17)$$

Donde  $\phi_n$  representan ahora a los modos del sistema lineal y  $q_n$  coordenada modal en el tiempo.

### 2.2.5.1 Análisis modal tiempo – historia no lineal (FNA)

Wilson (2002) el método FNA se aplica tanto al análisis estático y dinámico de sistemas estructurales lineales o no lineales. Para el que se espera que existe un número limitado de elementos no lineales predefinidos. La rigidez y masa ortogonal dependen de la carga Ritz Vectores del sistema estructural elástico que se utilizan para reducir el tamaño del sistema no lineal a ser resuelto. Las fuerzas en los elementos no lineales se calculan por iteración al final de cada paso de tiempo o de carga. Las ecuaciones modales desacopladas se resuelven exactamente para cada incremento de tiempo. Se han mostrado varios ejemplos que ilustran la eficiencia y exactitud del método. La velocidad computacional del nuevo método de FNA se compara con el método tradicional de "fuerza bruta" de análisis no lineal en el que las ecuaciones de equilibrio completo se forman y resuelven en cada incremento de carga. Para muchos problemas, el nuevo método es varias magnitudes más rápido.

La ecuación principal de equilibrio en el método análisis no lineal rápido (FNA, por sus siglas en inglés) es un enfoque simple en el que se satisfacen las ecuaciones fundamentales de la mecánica (equilibrio, fuerza – deformación y compatibilidad). El equilibrio de fuerza exacta del modelo computacional de una estructura en el tiempo  $t$  se expresa mediante la ecuación matricial Ec. (2.18).

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t)_{NL} = R(t) \quad (2.18)$$

Donde  $M$ ,  $C$  y  $K$  son las matrices de masa, amortiguamiento proporcional y rigidez. El tamaño de estas tres matrices cuadradas está definido por el número total de desplazamiento de nodos desconocidos  $N_d$ . La matriz de rigidez elástica  $K$  desprecia la rigidez de los elementos no lineales. Los vectores dependientes del tiempo  $\ddot{u}(t)$ ,  $\dot{u}(t)$ ,  $u(t)$  y  $R(t)$  son la aceleración, la velocidad, el desplazamiento, y la carga externa aplicada en el nodo respectivamente.  $R(t)_{NL}$  es el vector de la fuerza del nodo global a partir de la suma de las fuerzas en los elementos no lineales y se calcula por iteración en cada punto en el tiempo.

Si el modelo de ordenador es inestable sin los elementos no lineales, se puede añadir "elementos elásticos efectivos" (en la ubicación de los elementos no lineales) de rigidez arbitraria. Si estas fuerzas efectivas  $K_e u(t)$ , se añaden a ambos lados de la Ec. (2.19), las ecuaciones de equilibrio exactas pueden escribirse como:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + (K + K_e)u(t) = R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t) \quad (2.19)$$

Donde  $K_e$  es la rigidez efectiva del valor arbitrario. Por lo tanto, las ecuaciones de equilibrio dinámico exacto para el modelo de ordenador no lineal se pueden escribir como:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + \bar{K}u(t) = \bar{R}(t) \quad (2.20)$$

La matriz de rigidez elástica  $\bar{K}$  es igual a  $K + K_e$  y es conocida. La carga externa efectiva  $\bar{R}(t)$  es igual a  $R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t)$ , que debe ser evaluada por iteración. Si se puede hacer una buena estimación de la rigidez elástica efectiva, la velocidad de convergencia puede acelerarse porque el término de carga desconocida  $-R(t)_{NL} + K_e u(t)$  será pequeño.

## 2.2.5.2 Análisis de tiempo – historia de integración directa no lineal

### Método de Newmark para sistemas no lineales

Paz (1992) llamado también método Beta de Newmark puede ser considerado como una generalización del método de aceleración lineal. Este método usa un parámetro designado por  $\beta$ . El método propuesto originalmente Newmark (1959) contiene un segundo parámetro  $\gamma$ , estos coeficientes se remplazan con  $\beta = 1/6 - 1/4$  y  $\gamma = 1/2$ .

Newmark expreso sus ecuaciones de la siguiente manera (Wilson, 2002),

$$u_t = u_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^3 \ddot{\ddot{u}} \quad (2.21)$$

$$\dot{u} = u_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t-\Delta t} + \gamma \Delta t^2 \ddot{\ddot{u}} \quad (2.22)$$

Si se considera que la aceleración es lineal dentro de un de tiempo dado, se puede escribir la siguiente ecuación:

$$\ddot{\ddot{u}} = \frac{(\ddot{u}_t - \ddot{u}_{t-\Delta t})}{\Delta t} \quad (2.23)$$

El remplazo de la Ec. (2.22) en Ecs. (2.20 y 2.21) nos da las ecuaciones de Newmark en forma ya conocida:

$$u_t = u_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t-\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{\ddot{u}}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^2 \ddot{\ddot{u}}_t \quad (2.24)$$

$$\dot{u} = \dot{u}_{t-\Delta t} + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{\ddot{u}}_{t-\Delta t} + \gamma \Delta t \ddot{\ddot{u}}_t \quad (2.25)$$

Chopra (2014) Este método determina la solución en el tiempo  $i+1$  a partir de la condición de equilibrio  $i+1$  de la Ec. (2.25). como la fuerza restauradora  $(fs)_{i+1}$  es un función implícita no lineal de la variable  $u_{i+1}$  este método requiere de realizar iteraciones, típico de los métodos implícitos.

$$m\ddot{\ddot{u}}_{i+1} + c\dot{\ddot{u}}_{i+1} + (fs)_{i+1} = p_{i+1} \quad (2.26)$$

El objetivo del análisis dinámico es determinar la cantidad de respuestas  $u_{i+1}, \dot{u}_{i+1}, \ddot{u}_{i+1}$  en el tiempo  $i+1$  que satisfacen la Ec. (2.25) que puede escribirse como:

$$\left(\hat{f}s\right)_{i+1} = p_{i+1} \quad (2.27)$$

$$\left(\hat{f}s\right)_{i+1} = m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (fs)_{i+1} \quad (2.28)$$

El método de aceleración constante de Newmark ( $\beta = 1/4$ ), con la suma de cantidades muy pequeñas de amortiguación proporcional de rigidez, se sugiere para el análisis dinámico de sistemas estructurales no lineales. Para todos los métodos de integración directa, se debe tener mucho cuidado en asegurarse de que el amortiguamiento proporcional de rigidez no elimina la importante respuesta de alta frecuencia. La amortiguación proporcional en masa no puede justificarse porque provoca que se apliquen fuerzas externas a la estructura que reducen la cortante de base para la carga sísmica.

En el área del análisis dinámico no lineal, no se puede probar que un método único converge siempre. Uno siempre debe comprobar el error en la conservación de la energía para cada solución obtenida.

### 2.2.6. Interacción suelo estructura

Se ha vuelto cada vez más común en los últimos años que los ingenieros estructurales aprovechen los impactos de interacción suelo – estructura, que consisten en un conjunto de alteraciones cinemáticas e inerciales que se dan entre la estructura y el suelo. La *interacción cinemática* es el efecto producido por el paso de las ondas sísmicas que es particularmente para cimentaciones enterradas y se origina porque la rigidez de la cimentación le impide amoldarse a la deformación del suelo causada por el movimiento de campo libre. “Los efectos cinemáticos tienden a ser importantes para edificios con períodos fundamentales relativamente cortos (por ejemplo, menos de 0,5 segundos), grandes dimensiones de planos y sótanos integrados” (FEMA P-58, 2012).

La *interacción inercial* viene a ser cuando la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento que se da en el suelo en ausencia de la estructura en el cual el resultado es solo de la inercia, elasticidad de la estructura y el suelo (Avilés, 1999). Además, estos desplazamientos dan lugar a la disipación de energía a través de la amortiguación de la radiación y la amortiguación histérica del suelo, lo que puede afectar significativamente la amortiguación general del sistema. Dado que estos efectos están arraigados en la inercia estructural (NIST GCR 12-917-21, 2012).

Para Avilés (1999) y Tena (2007) viene a ser conservador realizar solo el análisis inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación de la excitación sísmica de campo libre, aunque esta carga carece de componentes de rotación con frecuencia viene a ser más desfavorables que el análisis de interacción cinemática.

Una estructura excitada por una carga dinámica (por ejemplo, un movimiento sísmico) interactúa con el suelo circundante. En contraste con la estructura, el suelo es un dominio sin límites cuya condición de radiación debe tenerse en cuenta en el modelo dinámico. Se reconoce que el efecto de la interacción suelo-estructura es importante y, en general, no se debe descuidar. Incluso las disposiciones de diseño sísmico aplicables a las estructuras cotidianas de edificios permiten una reducción significativa de la carga lateral estática equivalente en comparación con la aplicable a la estructura de base fija. Esto ha llevado a una situación en la que realizar un análisis con la interacción suelo-estructura se ha convertido en un tema muy polémico incluso (Wolf, 1985).

“En las normas de Rusia, EEUU y otros países se usa el método de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entrepisos y empotrado en la base (suelo) que transmite a la estructura la acción sísmica en dos direcciones perpendiculares entre sí” (Fig. 2.6). Este modelo de idealización de la estructura tiene insuficiencias como: pérdida de la posibilidad de descripción de diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura, no se muestra el sentido físico de la interacción suelo – estructura, así como la diferencia del movimiento sísmico del suelo con la estructura en los primeros pisos de algunas construcciones debido a las deformaciones y desplazamiento del suelo que interactúan con la estructura menciono (Villarreal, 2009).

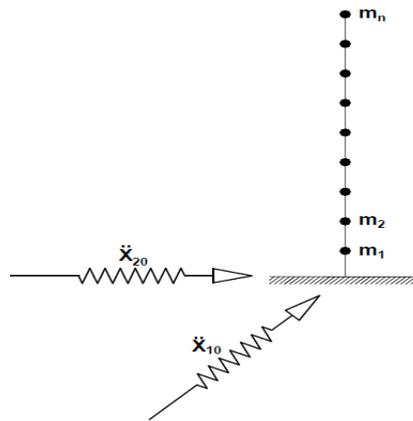


Figura 2.6. Idealización de la estructura como péndulo invertido y empotrado en su base.  
Fuente: Villarreal (2009).

El suelo sobre la cual se cimienta se modela como un semiespacio elástico, para el cual se toman en cuenta las propiedades de los diversos estratos cómo reaccionan a la tracción y compresión. En una primera aproximación el suelo se puede modelar por conexiones elásticas, que reflejen su trabajo real, pero sin considerar sus propiedades inerciales. Por varias direcciones del espacio (vibraciones verticales o movimientos rotacionales alrededor del eje horizontal) del esquema de cálculo creado, será necesario considerar el movimiento del suelo adherido, esto es, usar nuevos modelos de conexión inercial no tradicional. Para usar el enfoque diferencial de descripción de la conexión suelo-estructura, será necesario elegir en cada dirección espacial su esquema de conexión aproximada de cálculo menciona (Villarreal, 2009).

Se tiene diversos modelos dinámicos para interacción suelo – estructura como las de D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 esta última será la que se desarrolle en la presente investigación.

### 2.2.6.1 Modelo dinámico norma Rusa SNIP 2.0205-87

Villarreal (2009) los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme  $K_z$ , kN/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme  $K_x$ , kN/m (T/m); compresión elástica no

uniforme  $K_\varphi$ , kN.m (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme  $K_\psi$ , kN.m (T.m); se calculan por las ecuaciones:

$$\begin{aligned} K_z &= C_z A \\ K_x &= C_x A \\ K_\varphi &= C_\varphi I_\varphi \\ K_\psi &= C_\psi I_\psi \end{aligned} \quad (2.29)$$

Donde  $A$  es área de la cimentación ( $m^2$ );  $I_\varphi$  momento de inercia ( $m^4$ ) de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;  $I_\psi$  es momento de inercia ( $m^4$ ) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia) y  $C_z$  es el coeficiente de compresión elástica uniforme  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ) que viene a ser la principal característica elástica de la cimentación el cual se determina por medio de ensayos experimentales pero en caso que no exista dicha información se puede determinar por la Ec. (2.30).

$$C_z = b_0 E_s \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (2.30)$$

Donde  $b_0$  es el coeficiente ( $m^{-1}$ ) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2;  $E_s$  es módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, MPa ( $T/m^2$ ), determinadas por correlación a partir del estudio de mecánica de suelos del anexo o en forma experimental y  $A_{10} = 10m^2$ .

Y los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme  $C_x$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ); compresión elástica no uniforme  $C_\varphi$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ) y desplazamiento elástico no uniforme  $C_\psi$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ); son determinan por las Ec. (2.31):

$$\begin{aligned} C_x &= 0.7C_z \\ C_\varphi &= 2C_z \\ C_\psi &= C_z \end{aligned} \quad (2.31)$$

Para las propiedades de amortiguación de la cimentación se consideran las amortiguaciones relativas  $\xi$  determinados en laboratorios, de no ser el caso la amortiguación relativa para las vibraciones verticales  $\xi_z$  se puede calcular por las Ec. (2.32).

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas.

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}} \quad (2.32)$$

$$\left( \xi_z = \frac{0.7}{\sqrt{p_m}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas.

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (2.33)$$

$$\left( \xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right)$$

Donde  $E$  es módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación;  $C_z$  es el coeficiente de compresión elástica uniforme;  $p_m$  es la presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m = \gamma_{ts} R \quad (2.34)$$

Donde  $\gamma_{ts}$  coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, que viene a ser igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1 y  $R$  es la resistencia del suelo sobre el cual está la cimentación llamado también capacidad portante del suelo.

Para las amortiguaciones relativas para obtener las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a su eje horizontal y vertical se determinan con las siguientes Ec. (2.35).

$$\begin{aligned}
\xi_x &= 0.6\xi_z \\
\xi_\varphi &= 0.5\xi_z \\
\xi_\psi &= 0.3\xi_z
\end{aligned}
\tag{2.35}$$

Villarreal (2017) menciona que la cimentación tiene que ser analizado como un cuerpo infinitamente rígido, para ello, se deben asignar las siguientes propiedades:

Módulo de elasticidad	$E_{Cimentación} = 9.10^8 Tn / m^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu_{Cimentación} = 0.05$
Coefficiente de expansión térmica	$\alpha_{Cimentación} = 1,17.10^{-5} / ^\circ C$

### 2.2.7. Sistemas de protección sísmica

Los diseños sísmicos de edificios de manera convencionales confían que la disipación de energía inducida por terremoto a través de la respuesta inelástica (no lineal) por los componentes estructurales. Tal respuesta es asociada al daño estructural que produce pérdidas directas como el coste de reparación de pérdida, la pérdida indirecta (el cierre posible, el desvío, la interrupción de negocio) y quizás víctimas (heridas, pérdida de vida).

Sistemas de protección sísmica, como los aisladores de base y dispositivos de amortiguamiento, fueron desarrollados para mitigar los efectos de terremoto que actúan sobre edificios. Los aisladores sísmicos típicamente son instalados entre la fundación y el primer nivel en un edificio. Los objetivos de diseño típicos asociados con el empleo de aislamiento sísmico son la reducción de fuerzas en la superestructura. Sistemas de aislamiento sísmicos contemporáneos proporcionan el aislamiento horizontal de las sacudida del terremoto, y un mecanismo de disipación de energía para reducir desplazamientos indican Constantinou et al. (2007).

“Los sistemas de protección sísmica de estructuras utilizados en la actualidad incluyen diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizado.

Los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar en tres categorías: Sistemas activos, Sistemas semi-activos, y sistemas pasivos” (CDT, 2011).

### 2.2.7.1 Sistemas activos

Los sistemas de protección activos para los sismos vienen a ser sistemas difíciles que consisten en colocar en la estructura sensores de movimiento, y sistemas para el control y procesamiento de los datos, y finalmente los actuadores dinámicos para dar la respuesta para contrarrestar las cargas externas inducidas por los terremotos. Estos sistemas examinan la respuesta de la estructura en el instante mismo, detectando movimientos y aplicando las fuerzas requeridas para enfrentar los efectos del sismo. La forma de actuar de estos sistemas se resume de la siguiente forma: “las excitaciones externas y respuestas de la estructura son medidas mediante sensores (acelerómetros) instalados en puntos estratégicos de la estructura. Un algoritmo de control procesa en tiempo real la información obtenida por los sensores, y determina las fuerzas necesarias que debe aplicar los actuadores para estabilizar la estructura” (CDT, 2011) ver (Fig. 2.7).

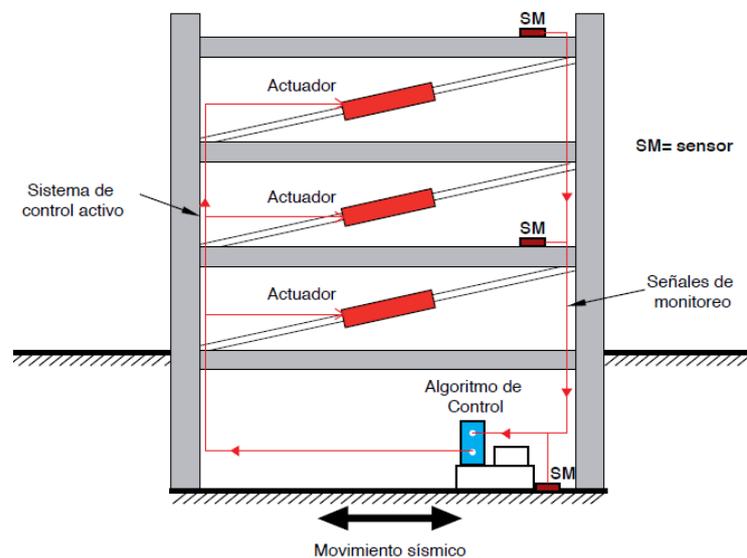


Figura 2.7. Esquema de estructura con sistema de control activo.

Fuente: CDT (2011).

La fuerza que estos sistemas utilizan es generalmente aplicada, por actuadores sobre masas, elementos de arrioste o tendones activos. “Una de las principales desventajas de los

sistemas activos de protección sísmica además de su costo, es que necesitan de una fuente de alimentación externa continua para su funcionamiento durante un sismo” (CDT, 2011). Sin embargo, es la mejor alternativa de protección sísmica de estructuras porque permite ir modificando la respuesta de los dispositivos, lo que significa un mejor desempeño de la estructura durante el sismo. Este tipo de protección sísmica ha sido desarrollado en Estados Unidos y Japón, aplicados principalmente en esta última por la restricción de espacio en las ciudades.

### 2.2.7.2 Sistemas semi-activos

Estos sistemas semi-activos de protección contra los sismos, cuentan con un sistema de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural, a diferencia de los sistemas activos no aplica fuerzas directamente en la estructura. “Este sistema actúa cambiando en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos en cargados de la disipación de energía. Se tienen los amortiguadores de masa semi-activos, dispositivos de fricción con fricción controlable y los disipadores con fluido electro-o magneto-reologico” (CDT, 2011) el cual se muestra en la (Fig. 2.8).

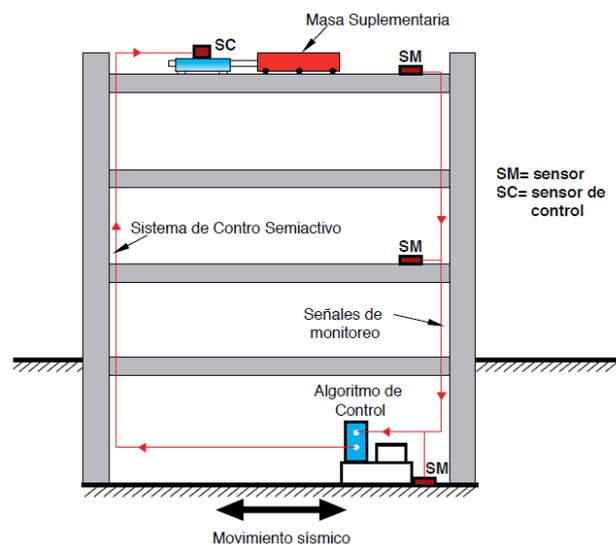


Figura 2.8. Esquema de estructura con sistema de control semi-activo.

Fuente: CDT (2011).

### **2.2.7.3 Sistemas pasivos**

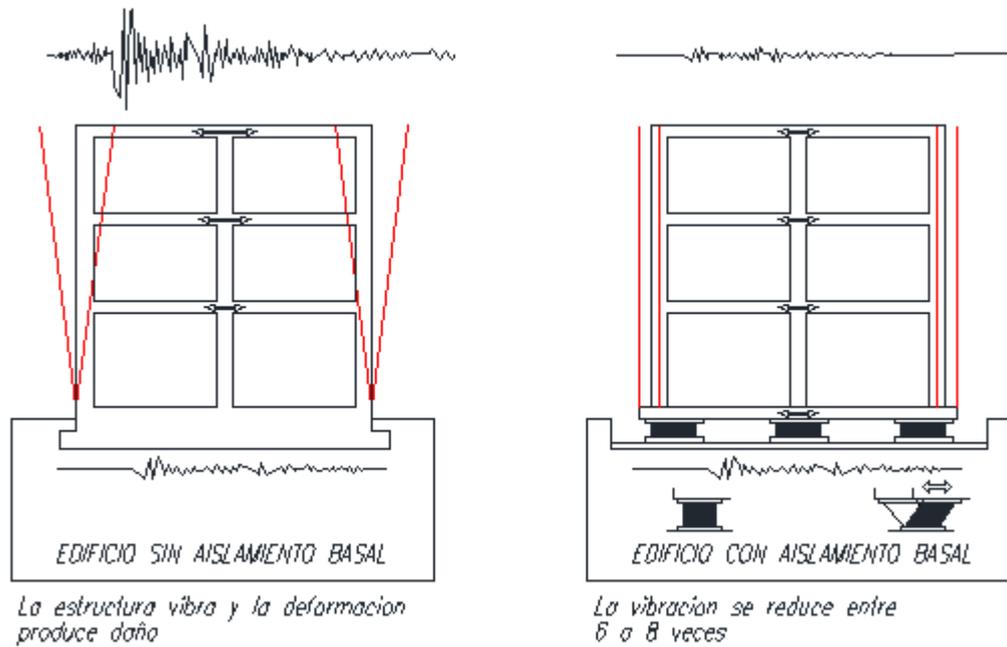
Estos sistemas de protección sísmica pasivos son los más usados en la actualidad, dentro de ella se encuentran los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía. Los sistemas pasivos ayudan a la reducir de la respuesta de la estructura a través de estos dispositivos especialmente calculados para disipar la energía por medio de calor.

### **2.2.8. Dispositivos de aislación sísmica**

El diseño de sistemas de protección sísmica mediante el empleo de aisladores sísmicos de base se fundamenta en la separación de la superestructura del suelo incluyendo la subestructura, a través de unidades flexibles en dirección horizontal, a los que generalmente se ubican entre la súper estructura y la fundación, en estructuras con sótanos los proyectan en pisos superiores a nivel suelo adyacente. Los sistemas de aislación permiten disminuir la rigidez del sistema estructural permitiendo que la estructura alcance un periodo de vibración tres veces más que una estructura proyectada sin aisladores sísmicos.

Al considerar un sistema de aislación, la estructura se comporta como un bloque rígido que se mueve sobre el sistema en desplazamientos relativamente pequeños. Y se tiene reducción de la distorsión de entre piso que provoca daños. En los edificios que están fijos a tierra, se amplifica la aceleración sísmica en las partes altas, en la estructura sobre aisladores se mueve como un bloque, y la amplificación sísmica es menor (Fig. 2.9) (López, 2013).

Menciona Aguiar y otros (2014) en la actualidad se ve a los sistemas de aislamiento como un diseño muy estratégico orientado a disminuir la entrada de energía sísmica a la superestructura de un edificio. “Dicha estrategia logra su efectividad mediante los siguientes mecanismos; A través de la reducción de la respuesta sísmica como una consecuencia al corrimiento del periodo fundamental de la estructura. Y a través de una limitación de las fuerzas transmitidas a la fundación”. El amortiguamiento que otorga un sistema con aislamiento sísmico nos permite controlar y disminuir los desplazamientos relativos.



a) Estructura sin aislador sísmico.

b) Estructura con aislador sísmico.

Figura 2.9. Vibración de la estructura con y sin aislador sísmico.

Fuente: López (2013) Aisladores Elastómericos.

Valerio (2015) la primera constancia del empleo de aisladores caucho en edificios es en 1969, en una institución de educación llamada Pestalozzi ubicada en la ciudad de Skopje, de Yugoslavia. “En esa oportunidad se implementaron grandes bloques de caucho natural sin ningún tipo de refuerzo adicional que proporcionara una mayor rigidez vertical, produciendo así que el edificio presente un balanceo cuando se somete a desplazamiento exclusivamente horizontal”.

Al ver la falta de rigidez vertical en los aisladores se ha modificado las componentes del diseño original sin tener que reducir la flexibilidad horizontal ello se ha logrado mediante la incorporación de láminas de aceros muy finas de forma intercaladas vulcanizadas entre sí, incrementándose la rigidez vertical considerablemente, impidiendo de este modo el balanceo. “Se ha remplazado el caucho natural por neoprenos sintéticos, caucho butilo y caucho nitrilo. En términos generales, podemos clasificarlo en aisladores de caucho natural o de bajo amortiguamiento, aisladores de caucho de alto amortiguamiento y aisladores con núcleo de plomo” Valerio (2015).

Las principales ventajas de estos sistemas es que prácticamente no necesitan mantenimiento, pero una de sus grandes desventajas es que debido a su bajo amortiguamiento suelen necesitarse en varios casos amortiguadores externos comentan Meza y Sánchez (2010).

### **2.2.9.1 Aisladores de caucho natural**

También llamados aisladores de bajo amortiguamiento. Fueron los primeros aisladores utilizados para sistemas de aislamiento, se usaron por primera vez en la escuela de Pestalozzi en Skopje (Fig. 2.10). Estos primeros aisladores se abultaban a los lados debido al peso propio de la estructura, estaban compuestos por simples bloques de caucho sin ningún tipo de refuerzo, ni placa de conexión, sin embargo, este enfoque no se ha vuelto a utilizar, porque solo se lograba resistencias verticales, apenas unas cuantas veces superior a la resistencia horizontal dice Meza y Sánchez (2010).



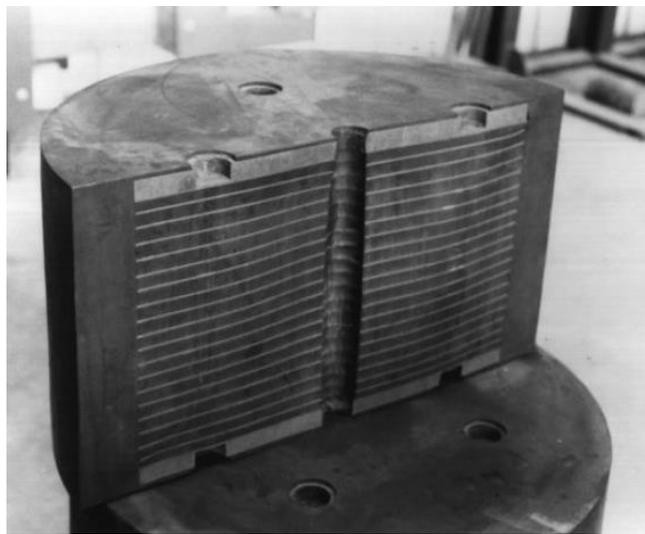
*Figura 2.10.* Aisladores de caucho usados en la escuela Pestalozzi.

Fuente: Naeim y Kelly (1999).

### **2.2.9.2 Aisladores de caucho de alto amortiguamiento (HDR)**

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento están contruidos con caucho modificado con aditivos “como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos, intercalado con láminas de acero y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo” Valerio (2015) el cual se observa en la Figura 2.11.

El amortiguamiento que desarrollan estos dispositivos están entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores a  $\gamma = 2$ . Para tener ciclos estables requiere pasar por el proceso de scragging por ello es sometido a muchos ciclos de deformación hasta alcanzar ciclos estables para obtener deformaciones menores. El ratio entre fuerza cortante y deformación viene a ser lineal, al realizar estos ciclos generan un área que llega a ser menor que los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. “Es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. La desventaja es que éste tipo de aisladores se deterioran más rápidamente” (Korswagen et al.,2012).



*Figura 2.11.* Componente del aislador con alto amortiguamiento.

Fuente: Chopra (2014).

### **2.2.9.3 Aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB)**

Los aisladores elastoméricos con plomo se originaron en 1975 en Nueva Zelanda, y desde este momento ha sido usado masivamente por Japón y Estados Unidos. El cálculo es prácticamente similar que los aisladores de caucho natural o de bajo amortiguamiento, que pueden tener uno a más núcleos inyectados en agujeros dentro del aislador (Fig. 2.12).

El núcleo de plomo cumple la función de proporcionar una forma adicional de disipación de energía a través del amortiguamiento histerético, que llega a darse al entrar el

núcleo de plomo en un comportamiento plástico, disminuyendo el desplazamiento lateral del dispositivo, especialmente cuando se tiene vibraciones de alta frecuencia. “El plomo en el aislador presenta deformaciones para tensiones relativamente bajas del orden de 10 MPa y un periodo natural de vibración cercano al 10%” (Valerio, 2015).



*Figura 2.12.* Componentes del aislador con núcleo de plomo.

Fuente: Korswagen et al. (2012).

### **2.2.9. Aisladores de fricción o deslizadores friccionales**

Mendo (2015) “los dispositivos de aislación utilizan una superficie de deslizamiento, generalmente es de acero inoxidable sobre la cual se desliza una placa de acero que está revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), siendo el más usado el teflón”. El área de deslizamiento otorga un movimiento a lo largo del plano horizontal del edificio aislando el edificio del suelo, disipando la energía del sismo por medio de las fuerzas de fricción que se desarrollan durante el movimiento sísmico. El coeficiente de fricción va a depender de la temperatura, la presión, la velocidad, el estado en el que se encuentre la superficie de contacto y el envejecimiento. Además, requieren mucho más mantenimiento y cuidado que los aisladores elastoméricos ya cualquier alteración que pueda sufrir la superficie deslizante cambiaría el coeficiente de fricción de diseño. Entre estos dispositivos se tiene a los apoyos deslizantes planos o deslizadores friccionales (*Sliding Bearing*) y péndulos de fricción (*Friction Pendulum System*).

Los aisladores de péndulos de fricción tienen un deslizador articulado ubicado entre las superficies cóncavas, la cual permite que la estructura retorne a su posición inicial después de la acción sísmica debido a la superficie geométrica y la fuerza que genera la gravedad. Estos dispositivos de péndulos de fricción pueden ser de Simple Péndulo de Fricción (*Frictional Pendulum- FP*), Doble Péndulo de Fricción (*Double Friction Pendulum DFP*) y el de Triple Péndulo de Fricción (*Triple Friction Pendulum TFP*).

### 2.2.10.1 Aislador de Simple Péndulo de Fricción (*Frictional Pendulum- FP*)

Morgan y Mahin (2011) “El aislador de péndulo de fricción cóncavo simple es el Sistema de Péndulo de Fricción descrito por Zayas et al. (1987) representa el primer aislador – deslizante que hace uso del concepto de péndulo” (p. 21). Este aislador tiene de un deslizador articulado a una superficie cóncava. Este deslizador tiene una superficie de PTFE, y la superficie cóncava está cubierta de acero inoxidable pulido.

La fuerza restauradora lateral proviene de la forma cóncava de la superficie que se desliza. Donde el desplazamiento lateral es pequeño en relación con el radio de curvatura de la superficie, la relación de fuerza – desplazamiento es lineal y definida completamente por el radio de curvatura. Se muestra el aislador de péndulo de fricción (Fig. 2.13).



Figura 2.13. Aislador Péndulo de Fricción – *Friction pendulum (FP)*.

Fuente: Mendo (2015).

El aislador de péndulo simple sostiene la fricción, la rigidez lateral y el periodo de vibración constante para todos los niveles de movimiento sísmico y desplazamiento laterales (Mendo, 2015).

### 2.2.10.2 Aislador de Doble Péndulo de Fricción (*Double Friction Pendulum DFP*)

En el estudio desarrollado por Fenz y Constantinou (2006) indica que el aislador de péndulo de fricción de doble concavidad es una adaptación del péndulo de fricción simple. El principal beneficio del DFP es su capacidad para acomodarse a desplazamientos sustancialmente mayores en comparación a un PFS de dimensiones de plano idénticas.

El aislador DFP se compone de dos superficies cóncavas de acero inoxidable. Las superficies cóncavas superior e inferior tienen radios de curvatura  $R1$  y  $R2$ , respectivamente, que pueden ser desiguales. Los coeficientes de fricción de las superficies cóncavas son  $\mu_1$  y  $\mu_2$ , respectivamente, que tampoco son necesariamente iguales. Un deslizador articulado cubierto con un material deslizante no metálico separa las dos superficies. La articulación es necesaria para la correcta distribución de la presión sobre la superficie de deslizamiento y para acomodar los movimientos diferenciales a lo largo de las superficies deslizantes superior e inferior (Fig. 2.14).



Figura 2.14. Doble péndulo de fricción – *Double Friction Pendulum (DFP)*.

Fuente: Mendo (2015).

### 2.2.10.3 Aislador de Triple Péndulo de Fricción (*Triple Friction Pendulum TFP*)

El aislador triple de péndulo consta de cuatro superficies cóncavas y tres mecanismos de péndulo independientes. El deslizador interior consiste en superficies cóncavas a cada lado de un deslizador interior cilíndrico con una interfaz de baja fricción en ambos extremos esto forma el primer mecanismo de péndulo (1) y define las propiedades del sistema de aislamiento para bajos niveles de excitación. El deslizador exterior también consiste en interfaces deslizantes entre los deslizadores exteriores superior e inferior y las principales superficies cóncavas del aislador. La superficie de deslizamiento inferior está en contacto con una superficie esférica de un radio de curvatura particular, formando el segundo mecanismo de péndulo (2). Este mecanismo define las propiedades primarias del sistema de aislamiento bajo niveles moderados de excitación. La superficie de deslizamiento superior está en contacto con otra superficie esférica de un radio de curvatura particular, formando el tercer mecanismo de péndulo (3), el coeficiente de fricción de esta tercera interfaz deslizante es suficientemente grande para evitar el deslizamiento hasta que se produce un nivel extremo de excitación.

Para Morgan y Mahin (2011) “las propiedades de estos tres mecanismos de péndulo pueden ser seleccionadas para optimizar el rendimiento de la estructura sísmica aislada considerando múltiples niveles de riesgo sísmico” (pág. 29). Se muestra una sección a través del aislador identificando los tres radios de curvatura, que incluyendo parámetros geométricos y coeficientes de fricción (Fig. 2.15). Para las derivaciones que implican el radio de curvatura, se supondrá que ésta es la longitud efectiva del péndulo, que es el radio nominal menos la altura del deslizador. Es decir, se asumirán las relaciones de la Ec. (2.61).

Los aisladores sísmicos de DFP y TFP sus mecanismos de péndulo se accionan en serie a medida que los movimientos sísmicos sean más intensos, siendo su principal utilidad la capacidad para adaptarse a grandes desplazamientos laterales a diferencia del tipo FP con la misma curvatura. En los sísmicos que tienen bajos niveles de desplazamiento y elevada frecuencia de vibración son controlados por el péndulo interno de baja fricción y de periodo de vibración corto. Y para los sismos más severos en niveles de diseño tanto para la fricción como el periodo de vibración se incrementan, lo que se resuelve en menores desplazamiento lateral de apoyo y menor cortante basal en la estructura, y en los eventos sísmicos máximos

creíbles, la fricción del apoyo y la rigidez lateral aumentan lo que resulta en la reducción del desplazamiento lateral del apoyo (Mendo, 2015).

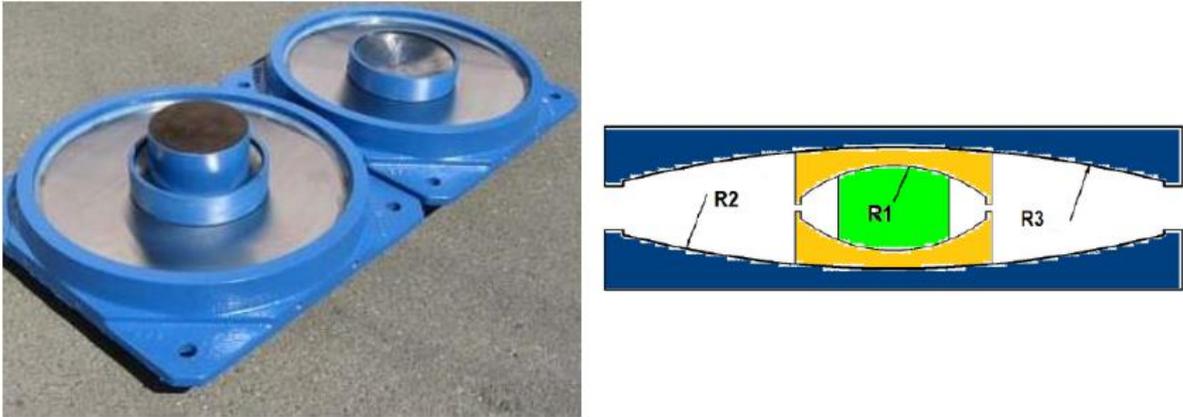


Figura 2.15. Triple péndulo de fricción – *Triple Friction Pendulum (TFP)*.

Fuente: Mendo (2015).

Un aislador de triple péndulo de fricción tiene un aislador dentro de otro aislador, en los aisladores de este tipo se ha logrado reducir las dimensiones del mismo y permitir que alcancen mayores desplazamientos menciona Aguiar et al. (2016).

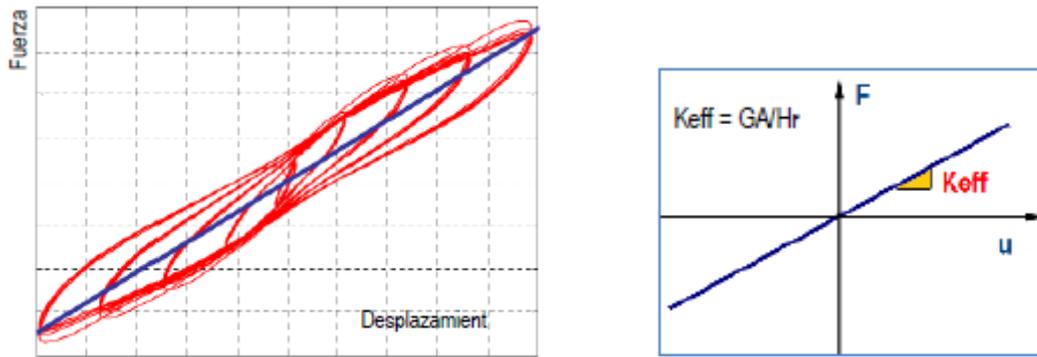
## 2.2.10. Modelo de sistemas de aislación

### 2.2.11.1 Modelo lineal equivalente para aisladores sísmicos

“El modelo lineal equivalente consiste en un resorte elástico en paralelo con un amortiguador viscoso lineal con rigidez y amortiguamiento efectivo determinado para el desplazamiento de diseño y el periodo fundamental de vibración de la estructura”. Denotada por ecuación diferencial del sistema Ec. (2.36) Mendo (2015).

$$P(t) = K_{\text{eff}}u(t) + C_{\text{eff}}\dot{u}(t) \quad (2.36)$$

Los aisladores elastoméricos de caucho natural o de bajo amortiguamiento y los de friccionales tienen un diagrama de histéresis (de ensayos experimentalmente de dispositivos ensayados a cargas axiales constante y carga lateral sinusoidal) los cuales pueden ser representados a través un modelo lineal equivalente (Fig. 2.16) (Mendo, 2015).



a) Curva de histéresis de laboratorio.

b) idealización matemática.

Figura 2.16. Modelo lineal para el análisis de aisladores sísmicos.

Fuente: Mendo (2015).

En los aisladores de péndulo de fricción y sus propiedades lineales efectivas dependen de los desplazamientos, se puede representar en un modelo lineal en donde las fuerzas en cada instante del tiempo pueden ser calculadas con la Ec. (2.36) y Ec. (2.37) tomando como base el diagrama de un cuerpo libre mencionada (Mendo, 2015).

$$F = \frac{W}{R \cos \theta} + \frac{F_f}{\cos \theta} \left( \frac{\pi}{2} - \theta \right) \quad (2.37)$$

$$F = \frac{W^*}{R} u + \mu W^* Z \quad (2.38)$$

En donde  $u < 0.2R$  y el  $\theta \approx 1$ , la rigidez efectiva al desplazamiento  $u$  puede ser dada mediante la Ec. (2.39).

$$K_{\text{eff}} = \frac{F}{u} = \frac{W^*}{R} + \frac{\mu W^*}{u} \quad (2.39)$$

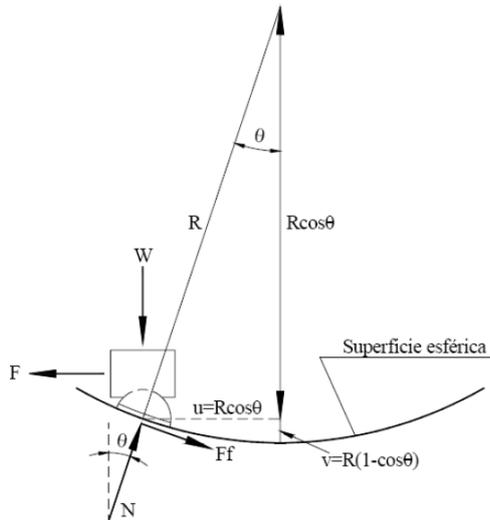


Figura 2.17. Diagrama de cuerpo libre para aisladores de péndulo de fricción (FP).

Fuente: Mendo (2015).

### 2.2.11.2 Modelo bilineal para el análisis no lineal de los aisladores elastoméricos

Aguiar et al. (2014) la curva bilineal resulta de la acción en paralelo del elastómero, para el que se asume una respuesta elástica, y del núcleo de plomo que se modela como elasto - plástico. “Este modelo captura los principales rasgos del comportamiento del dispositivo aunque ignora los efectos de la velocidad de aplicación de la carga lateral y de los cambios en carga axial en la respuesta (p. 251)”.

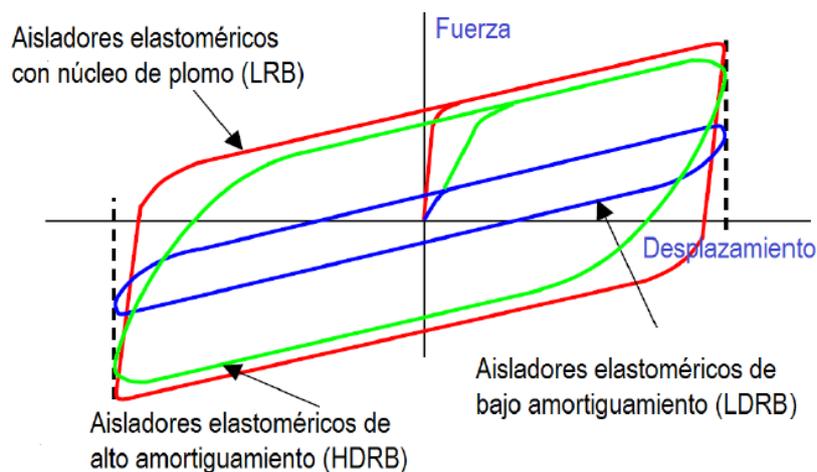
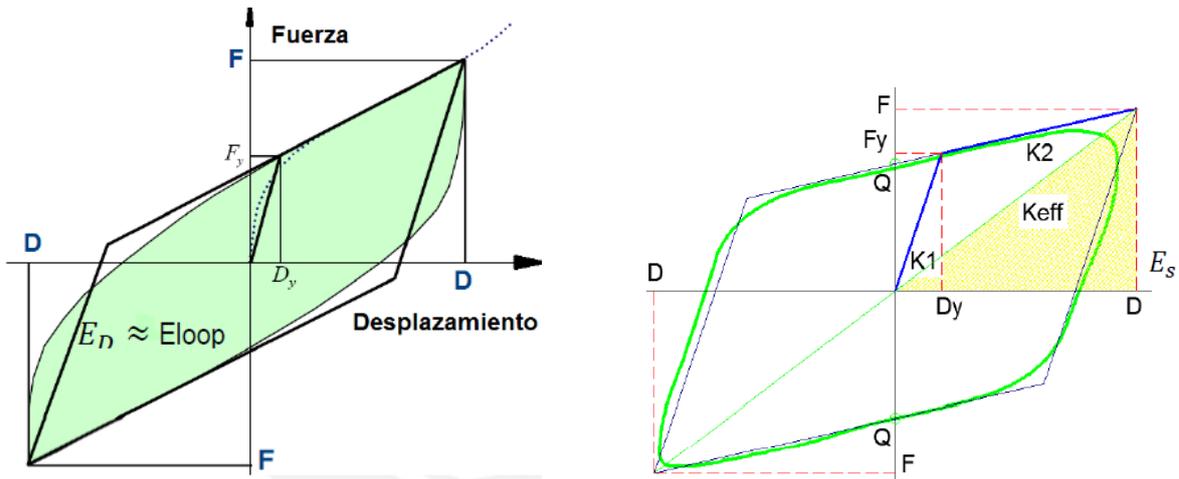


Figura 2.18. Modelo no lineal de aisladores de alto amortiguamiento (HDR) y aisladores con núcleo de plomo (LDR).

Fuente: Symans (2004).

Modelo bilineal es el ajuste de la curva histéretica (fuerza – deformación) resultado de ensayos experimentales de prototipos de los dispositivos de aislación sísmica (Fig. 2.19) y de esta curva histéretica se obtiene el modelo matemático bilineal, basado en los siguientes parámetros: Desplazamiento nulo (Q), la fuerza de fluencia (Fy), desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial (K<sub>1</sub>).



a) Idealización del modelo bilineal.

b) Parámetros que definen el modelo bilineal.

Figura 2.19. Modelo Bilineal usado en el diseño de aisladores sísmicos.

Fuente: Mendo (2015).

Y el modelo bilineal para los aisladores de péndulo de fricción es como indica Constantino et al. (2010).

“Para el sistema FP,  $Q_d = \mu W$  y  $K_d = W / R_e$  donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción del deslizador a alta velocidad y  $R_e$  el radio de curvatura efectiva” (p. 29).

De la idealización bilineal la rigidez elástica es entre la fuerza y el desplazamiento en el límite elástico (Mendo, 2015).

$$K_1 = \frac{F_y}{D_y} \quad (2.40)$$

$$K_1 = K_2 + \frac{Q}{D_y} \quad (2.41)$$

“La rigidez plástica o post – fluencia puede estar definida en función a la rigidez elástica” (Mendo, 2015).

$$K_2 = \frac{F_y - Q}{D_y} \quad (2.42)$$

$$K_2 = \frac{F - Q}{D} \quad (2.43)$$

La rigidez efectiva se define como recta secante de los valores alcanzados de fuerza y desplazamiento del ciclo de histéresis (Mendo, 2015).

$$K_{\text{eff}} = \frac{F}{D} \quad (2.44)$$

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (2.45)$$

Concerniente al principio de disipación de energía en un sistema de amortiguamiento viscoso Chopra (2009) dice que, “la disipación de la energía real en la estructura está dada por el área  $E_D$  encerrada en el ciclo de histéresis. La disipación de energía de un amortiguamiento viscoso en un ciclo de vibración armónica” Ec. (2.46).

$$\begin{aligned} E_D &= \int f_D du = \int_0^{2\pi/\omega} (c\dot{u})\dot{u}dt = \int_0^{2\pi/\omega} c\dot{u}^2 dt \\ &= c \int_0^{2\pi/\omega} [\omega u_o \cos(\omega t - \phi)]^2 dt = \pi c \omega u_o^2 = 2\pi\zeta \frac{\omega}{\omega_n} k u_o^2 \end{aligned} \quad (2.46)$$

De la Ec. (2.47)  $E_{S_o}$  es la energía de deformación, que se calcula a partir de la rigidez  $k$  mediante experimentos (Chopra, 2014).

$$E_{S_o} = \frac{k u^2}{2} \quad (2.47)$$

El experimento que conduce la curva de fuerza – deformación (Fig. 2.20) por lo que, a  $E_D$  debe realizarse en  $\omega = \omega_n$  donde la respuesta del sistema es más sensible al amortiguamiento,

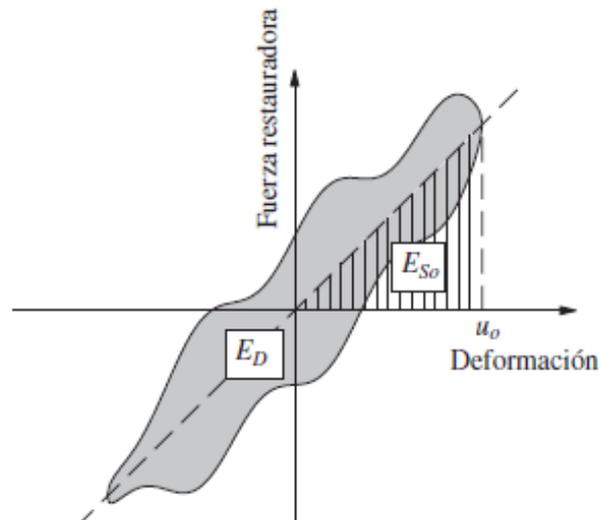


Figura 2.20. Energía  $E_D$  en un ciclo de vibración armónica determinada a partir de experimentos.

Fuente: Chopra (2014).

De la Ec. (2.47) se simplifica la ecuación para la fracción de amortiguamiento  $\zeta_{eq}$  (Chopra, 2014).

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad (2.48)$$

La fracción de amortiguamiento es determinado a partir de una prueba  $\omega = \omega_n$  no sería correcto en ninguna otra frecuencia de excitación.

Chopra (2014) “es muy aceptada la extensión de este procedimiento para modelar el amortiguamiento en sistemas con muchos grados de libertad” (p. 104). A cada modo de vibración natural del sistema estructural se le da una fracción de amortiguamiento viscoso equivalente, de tal modo que la energía disipada en el amortiguamiento viscoso concuerde con la energía disipada real del sistema estructural, cuando este vibra en este modo en su frecuencia natural.

### 2.2.11.3 Modelo histerético de Wen

Mendo (2015) dice que “el modelo histerético de Wen es empleado para representar de forma exacta el comportamiento no lineal de un aislador” (Fig. 2.21) este método es usado por el software de análisis y diseño ETABS.

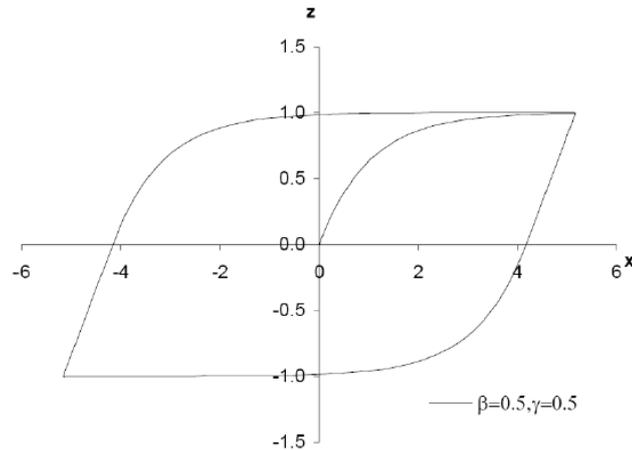


Figura 2.21. Curva histerética de Wen con  $\beta = -0.5$  y  $\gamma = 0.5$ .

Fuente: Mendo (2015).

Peldoza (2002) dice que el modelo de Wen se descompone de una fuerza de restauradora que utiliza como variable el desplazamiento, y también una variable adimensional  $z$  queda definida por la Ec. (2.49).

$$F_{res}(x, z) = \alpha kx + (1 - \alpha)kz \quad (2.49)$$

Donde  $\alpha$  es un valor que da el grado de no linealidad del sistema estructural (si  $\alpha = 1$  para un sistema lineal) y está definida por la Ec. (2.50).

$$\alpha = \frac{k_u}{k_e} \quad (2.50)$$

El comportamiento de la variable  $z$  está definido por la ecuación diferencial no lineal de primer orden Ec. (2.51).

$$\dot{z} = A\dot{x} - \beta z |\dot{x}| |z|^{n-1} - \gamma \dot{x} |z|^n \quad (2.51)$$

Donde los parámetros  $A$  viene a ser el factor de escala general,  $\alpha$  es el ratio de la fuerza lineal y la fuerza no lineal,  $\gamma$  y  $\beta$  define la forma de la curva, y  $\eta$  regula la suavidad de la transición entre la región lineal y no lineal. La influencia de los parámetros  $\gamma$  y  $\beta$  en la variable  $z$  se puede observar al trazar la gráfica de dicha variable con el desplazamiento con una sollicitación externa de tipo sinusoidal a través del tiempo. Dicha sollicitación afecta a un oscilador de un grado de libertad en el cual se incluyen las fuerzas de inercia, de amortiguamiento (viscoelástica) y la fuerza restauradora representada por el modelo de Wen.

$$\begin{cases} m\ddot{x} + c\dot{x} + F_{\text{res}}(x, z) = P(t) \\ F_{\text{res}}(x, z) = \alpha kx + (1 - \alpha)kz \\ \dot{z} = A\dot{x} - \beta z |\dot{x}| |z|^{\eta-1} - \gamma \dot{x} |z|^{\eta} \end{cases} \quad (2.52)$$

Se expone el comportamiento de la variable  $z$  con  $A = 1$ ,  $\alpha = 0.5$  y  $\gamma = \beta = 0.5$  (Fig. 2.22)

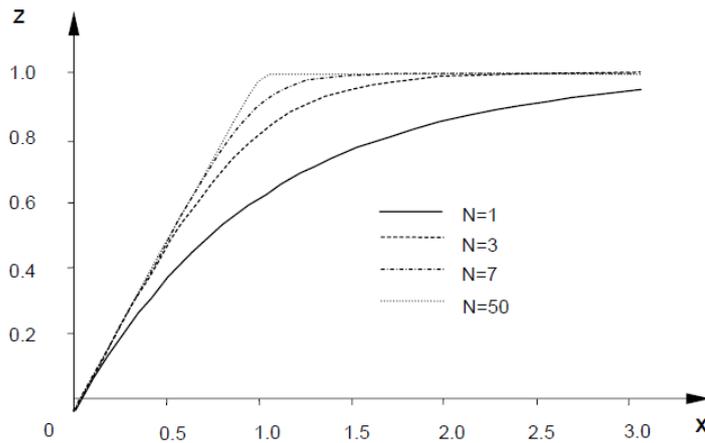


Figura 2.22. Comportamiento de la variable  $z$  para distintos valores de  $\eta$ .

Fuente: Peldoza (2002).

CSI (2015) “el parámetro  $\eta \in [1, +\infty[$  la que controla la suavidad de las curvas entre la zona inicial y la zona de influencia, entre más alto es el valor usado es más recta. Para suprimir completamente la fracción curva  $\eta \rightarrow +\infty$  y esto representa al modelo bilineal aunque en la práctica es suficiente tomar valores del orden  $\eta > 20$  indica” (p. 286).

Peldoza (2002) si bien el modelo de Wen puede resultar muy útil a la hora de mostrar el comportamiento elastoplástico. Sus parámetros no tienen una interpretación clara para el campo de la ingeniería estructural es por esto que para el cálculo y diseño de aisladores, alguno autores han reescrito la ecuación de la fuerza restauradora adaptando algunos términos de la versión original.

$$\begin{cases} F_{\text{res}}(x, z) = \alpha k_i x + (1 - \alpha) f_y z \\ \delta_y \dot{z} = A \dot{x} - \beta z |\dot{x}| |z|^{\eta-1} - \gamma \dot{x} |z|^{\eta} \end{cases} \quad (2.53)$$

Donde  $k_i$  es la rigidez inicial (previa a la fluencia),  $\alpha$  es el cociente entre la rigidez post fluencia y la rigidez inicial,  $f_y$  esfuerzo de fluencia y  $\delta_y$  desplazamiento de fluencia. Por otra parte los parámetros  $A$ ,  $\gamma$ ,  $\beta$  y  $\eta$  conservan lo asignado por Wen.

Los programas comerciales como SAP2000 Nonlinear y ETABS Nonlinear usan para el análisis de elementos tipo Link el modelo de Wen (como elemento *Nllink*).

Sobre el modelo histerético de un aislador de Caucho CSI (2015). Se trata de un aislador histórico biaxial que tiene propiedades de plasticidad para las dos deformaciones por corte y propiedades lineales de rigidez efectiva para las restantes cuatro formaciones. “El modelo de plasticidad se basa en el comportamiento histórico propuesto por Wen (1976), y Park, Wen y Ang (1986), y recomendado para el análisis de aislamiento de bases por Nagarajaiah, Reinhorn y Constatinou (1991)” (p. 289).

Se muestra el modelo histerético usado por los programas de CSI (Fig. 2.23).

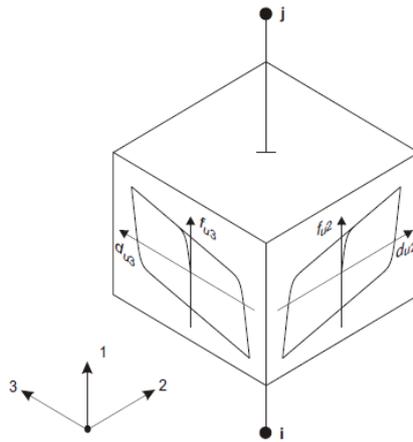


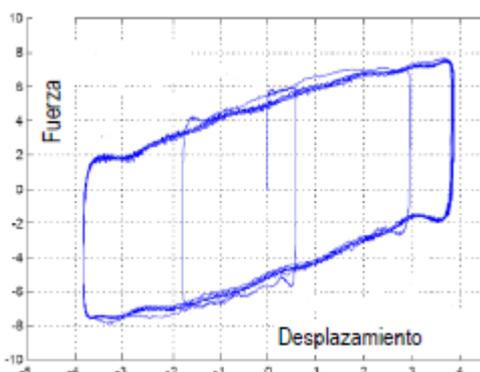
Figura 2.23. Modelo histérico bilineal empleado por programas de CSI.

Fuente: CSI (2015).

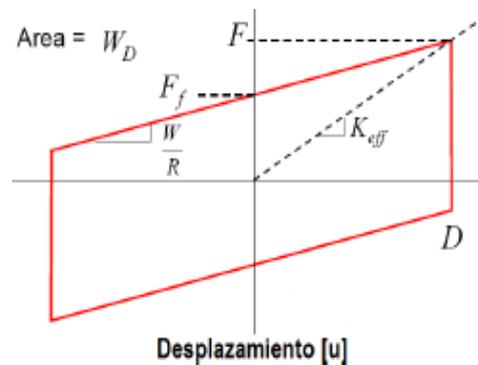
#### 2.2.11.4 Modelo no lineal para aisladores friccionales

Aguiar et al. (2014) dicen, la respuesta fuerza lateral – desplazamiento de un FPS puede ser idealizada con una histéresis bilineal. Este modelo viene a considerar las características del comportamiento del aislador, y no considera las causas por la velocidad de aplicación de la carga lateral y los cambios que pueda realizarse de la carga axial en la respuesta.

#### *Péndulo de fricción de simple (FPS)*



a) Ciclo de histéresis de laboratorio.



b) Ciclo de histéresis idealizado.

Figura 2.24. Modelo bilineal de aislador Péndulo de Fricción de Simple.

Fuente: Mendo (2015).



$$u_1 = \left( \frac{F - F_{f1}}{W} \right) (R_1 - h_1) \quad (2.57)$$

$$u_2 = \left( \frac{F - F_{f2}}{W} \right) (R_2 - h_2) \quad (2.58)$$

Donde  $F_{f1} = \mu_1 W$  ,  $F_{f2} = \mu_2 W$  y asumiendo que  $\mu_1 < \mu_2$

La Ec. (2.56) es válida cuando el deslizamiento ocurre en ambas superficies cóncavas, valido para un desplazamiento  $u$  a lo largo de un desplazamiento limite  $u^*$  el cual es establecido como sigue

$$u^* = (\mu_2 - \mu_1)(R_2 - h_1) \quad (2.59)$$

Y el coeficiente de fricción efectiva está dado por la Ec. (2.40).

$$\mu_e = \frac{\mu_1 (R_1 - h_1) + \mu_2 (R_2 - h_2)}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad (2.60)$$

### ***Triple péndulo de fricción – Triple Friction Pendulum (TFP)***

El modelo y ecuaciones matemáticas para este tipo de aislador se originan de las propiedades geometrías de las superficies cóncavas y de su comportamiento histerético (Fig. 2.61) el cual puede ser mostrado matemáticamente mediante las ecuaciones.

$$\begin{aligned} R_1 &= R_4 & R_2 &= R_3 \\ \mu_1 &= \mu_4 & \mu_2 &= \mu_3 \\ d_1 &= d_4 & d_2 &= d_3 \end{aligned} \quad (2.61)$$

Donde  $R_j$  es el radio de las superficies cóncavas,  $\mu_j$  coeficiente de fricción de las superficies cóncavas y  $d_j$  es la capacidad de desplazamiento. Los coeficientes de fricción tienen influencia directa de la velocidad durante el desplazamiento y el mantenimiento del dispositivo, en la investigación se considera  $\mu_1 \neq \mu_4$  .obtenidos de Constantinou et al. (2010).

Las rigideces están dadas por la Ec. (2.62).

$$K_{\text{eff}} = K_d + \frac{Q_d}{D_D} \quad (2.62)$$

$$K_j = \frac{\mu_j W}{D_y} \quad (2.63)$$

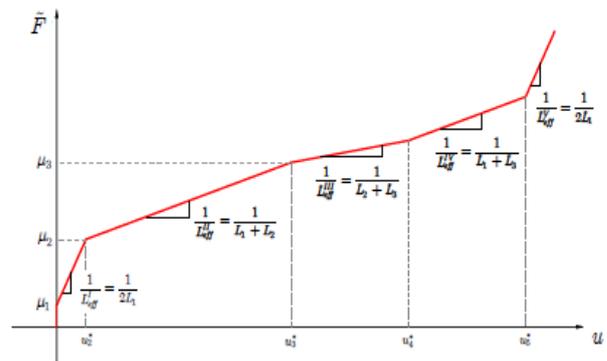
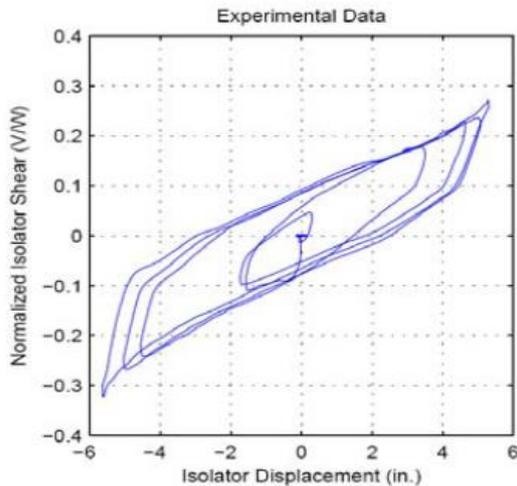
Donde  $K_{\text{eff}}$  es rigidez efectiva lineal y  $K_j$  viene a ser la rigidez no lineal.

Y la capacidad de desplazamiento del aislador TFP está determinada por la Ec. (2.64), donde  $L_1$  y  $L_3$  viene a ser la longitud del péndulo 1 y 3,  $L_{T1}$  y  $L_{T2}$  es  $R_2 + R_3$  y  $R_1 + R_4$  respectivamente.

$$d_t = (d_2 - d_3) \frac{L_1}{L_{T1}} + (d_1 - d_4) \frac{L_3}{L_{T2}} \quad (2.64)$$

La longitud del péndulo 1 y 3 se calculan con la ecuación Ec. (2.65)

$$\begin{aligned} L_1 &= R_2 + R_3 - (h_2 + h_3) \\ L_3 &= R_1 + R_4 - (h_1 + h_3) \end{aligned} \quad (2.65)$$



a) Ciclo de histéresis de laboratorio.

b) Ciclo de histéresis idealizado.

Figura 2.26. Modelo bilineal del aislador de Péndulo de Fricción de Triple (TFP).

Fuente: Fenz y Constantinou (2008), Morgan & Mahin (2008).

Los aisladores de triple péndulo de fricción son diseñados para funcionar en regímenes I al IV en la opinión de autores Fenz y Constantinou (2008), mientras que el régimen V debería ser reservado para condiciones excepcionales para proporcionar una contención de desplazamiento en terremotos más allá del considerado (Fig. 2.27).

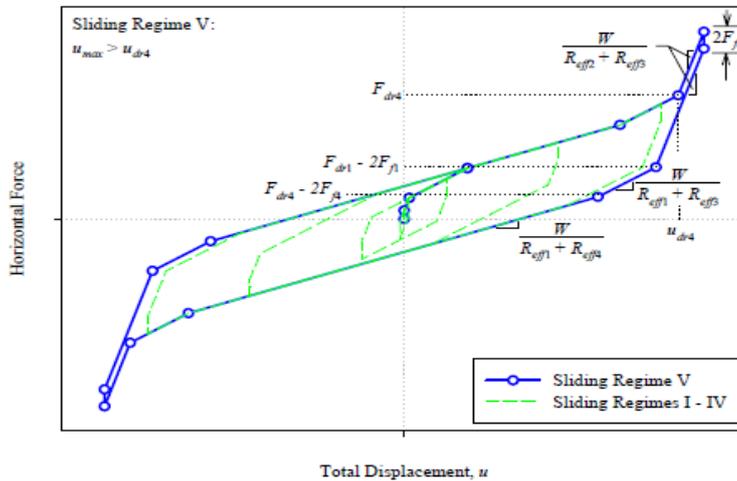


Figura 2.27. Fases del aislador triple de Péndulo de Fricción de Triple (TFP).

Fuente: Fenz y Constantinou (2008).

### Método simplificado de Fadi y Constantinou

El método simplificado de Fadi y Constantinou (2010) que emplea un sistema de un grado de libertad con el comportamiento equivalente lineal elástico y viscoso para calcular la demanda del desplazamiento directamente del espectro de respuesta. Este método está sostenido en la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo para el desplazamiento máximo que ha sido sistemáticamente aplicado en códigos y especificaciones para edificios aislados sísmicamente en el país de Estados Unidos a finales de los años 1980 (ASCE y AASHTO). El método simplificado está regido en los siguientes pasos: a) se representa la estructura en un sistema de un grado de libertad, b) se asume el desplazamiento máximo del aislador, c) se construye la curva fuerza – desplazamiento del sistema de aislación asumiendo el desplazamiento, d) se calcula la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo en base a la curva fuerza – desplazamiento (este requiere el cálculo de la energía encerrada por la curva de histéresis), e) calcular el desplazamiento espectral para el amortiguamiento de 5% del espectro de respuesta para el periodo correspondiente a la rigidez efectiva, f) calcular el

desplazamiento de demanda y desplazamiento espectral dividido por el factor amortiguamiento correspondiente al amortiguamiento efectivo calculado y g) repetir el procedimiento de b) a f) hasta que el desplazamiento calculado y asumido estén cercanos. Una vez calculado el desplazamiento demanda la fuerza máxima del sistema de aislación es obtenida directamente de la curva fuerza – desplazamiento. La fuerza del sistema de aislación (después de dividir por un adecuado factor de modificación de respuesta) es luego distribuida sobre la altura de la estructura como fuerza de inercia para calcular la fuerza cortante en el piso para el diseño.

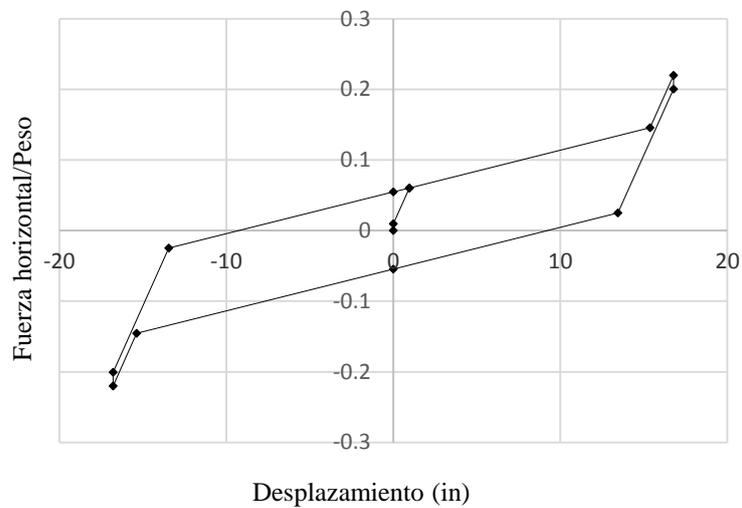


Figura 2.28. Ciclo de histéresis por el método simplificado de Fadi y Constantinou.

Fuente: Fadi & Constantinou (2010).

La rigidez efectiva, el periodo efectivo y el amortiguamiento efectivo están definidas respectivamente con las ecuaciones

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_{\text{máx}}}{D} \quad (2.66)$$

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \left( \frac{W}{gK_{\text{eff}}} \right)^{1/2} \quad (2.67)$$

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{EDC}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \quad (2.68)$$

Donde  $F_{m\acute{a}x}$  es la fuerza lateral para el desplazamiento  $D$  y EDC es la energía disipada en un ciclo de movimiento armónico en la amplitud del desplazamiento  $D$ , la evaluación de EDC por medios analíticos es complejo y es mejor realizarlo por la primera construcción de la relación fuerza – desplazamiento y luego una evaluación numérica del área encerrado por la curva.

### **Alternativa propuesta al método simplificado por Aguiar**

Frente a la alternativa propuesta de Fadi y Constantino (2010) y Aguiar et al (2016) propone determinar la rigidez efectiva  $K_{eff}$  y el factor de amortiguamiento  $\beta_{eff}$  de la curva de histéresis obtenida a través de un estudio experimental en el laboratorio para un sismo de diseño “DE” y sismo máximo creíble “MCE”, para esto se usan los puntos finales de la fase II para el sismo “DE”, y el punto final de la fase III para el sismo “MCE” sin tener que realizar múltiples cálculos iterativos.

#### **2.2.11. Requerimientos generales para el análisis**

El sistema de aislación y sistema estructural cumple con los requisitos de la investigación “Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” realizado por Mendo (2015) el investigador ha tomado como referencia las normas americanas NEHRP *Recommended Seismic Provisions*, FEMA P-750(200) y ASCE/SEI 7-10 (2010), y la norma chilena NCh2745-2003 y su versión actualizada del 2013.y los requisitos de la norma sismo resistente E.030 (2016).

En este se escrutan las ecuaciones y los conceptos que participan en el diseño de los dispositivos sísmicos como: Aisladores de caucho de alto amortiguamiento, caucho con núcleo de plomo y péndulos de fricción triple.

##### **2.2.12.1 Factor de uso**

“El coeficiente de factor de uso  $U$  para estructuras con aislación sísmica se debe considerar igual a 1,0. El único valor del factor de importancia para estructuras aisladas se

justifica debido a que existe mayor certeza en relación a estructuras convencionales sobre el verdadero nivel de demanda impuesto sobre la estructura” Mendo (2015).

#### **2.2.12.2 Factor de reducción de capacidad para edificios con aislación sísmica**

El factor de reducción sísmica  $R$  para estructuras con aislamiento sísmico no es superior al valor de 2 para garantizar el comportamiento elástico de la estructura que se daría durante el sismo de diseño, antes que el sistema de aislación se active y además se tiene un periodo de vibración entre 2 y 3 seg que podrían incitar a grandes deformaciones inelásticas en la superestructura.

#### **2.2.12.3 Sismo de entrada o movimiento del suelo**

##### **a. Sismo de diseño**

El sismo de diseño representa a las aceleraciones para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años que representan a un periodo de retorno de 475 años, y será usado para determinar del desplazamiento total del sistema de aislación, las fuerzas y desplazamiento lateral de la estructura.

##### **b. Sismo máximo de diseño**

El sismo máximo de diseño corresponde a las aceleraciones obtenidas al amplificar por 1.5 veces el sismo de diseño, correspondiente para un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años que equivalen a un periodo de retorno de 950 años, y será empleado para calcular el desplazamiento total máximo del sistema de aislación y las fuerzas de los momentos de volteo. Para los sistemas de aislación basados en péndulos de fricción se considerará el sismo en la dirección vertical que corresponde a los 2/3 del sismo horizontal como indica la E 030.

#### **2.2.12.4 Espectro de diseño según ASCE 7-10**

El espectro de diseño se debe construir para el sismo máximo posible y no debe ser menor que el indicado en la Fig. 2.29 de acuerdo a la norma americana ASCE 7-10

amplificado por el factor CR que viene a ser coeficiente de riesgo para un factor de incertidumbre de colapso de  $\beta = 0.40$ , siendo CR 1.5 de acuerdo a la norma propuesta de aislamiento sísmico para la ocurrencia de un sismo máximo creíble.

$$S_{DS} = S_S F_a \quad (2.69)$$

$$S_{D1} = S_1 F_V \quad (2.70)$$

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS} \quad (2.71)$$

$$T_S = S_{D1} / S_{DS} \quad (2.72)$$

Para  $T < T_0$

$$PS_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.73)$$

Plataforma para  $T < T_S$

$$PS_a = S_{DS} \quad (2.74)$$

Para  $T_S \leq T < T_L$

$$PS_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.75)$$

Para  $T > T_L$

$$PS_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (2.76)$$

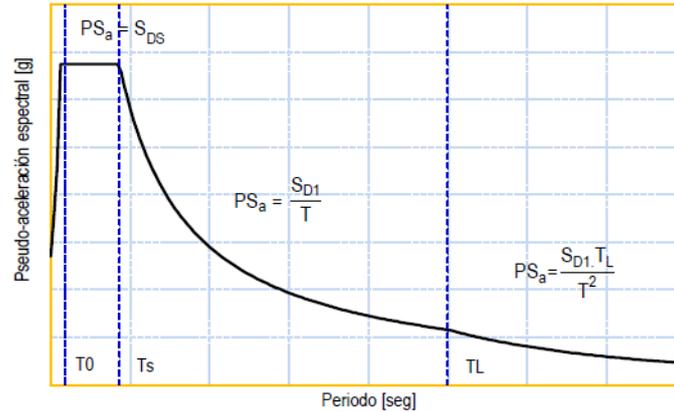


Figura 2.29. Espectro de diseño.

Fuente: Mendo (2015).

Mendo (2015) propone las aceleraciones de diseño y aceleraciones máximas para las 4 zonas sísmicas del Perú (Tablas 2.5), los factores de amplificación  $F_a$  para periodos cortos y los parámetros asociados a sitio (Tabla 2.6) indicado en la E 0.30 y los factores amplificación  $F_v$  para periodos intermedios para el diseño de edificios con aislamiento sísmico en el Perú (Tabla 2.7).

Tabla 2.5

*Aceleraciones de diseño y aceleraciones máximas*

Zona	Aceleraciones de diseño		CR	Aceleraciones Máximas SM	
	Ss-0.20 seg	S1-1.00 seg		CRxSs	CRxS1
Z4	1.35	0.58	1.25	1.69	0.73
Z3	1.05	0.46		1.31	0.57
Z2	0.75	0.35		0.94	0.44
Z1	0.30	0.13		0.38	0.16

Nota: Las aceleraciones están dadas en la investigación “bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” de Mendo (2015)

Tabla 2.6

*Factores de amplificación Fa y parámetros asociados al sitio*

Tipo de suelo	Zona sísmica (E.030)				Tp [seg]	TL [seg]
	Z1	Z2	Z3	Z4		
S0	0.8	0.80	0.80	0.80	0.3	3.0
S1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	2.5
S2	1.60	1.20	1.15	1.05	0.6	2.0
S3	2.00	1.40	1.20	1.10	1.0	1.6
S4	Condiciones especiales					

Nota: Los factores de amplificación y condiciones de sitio se indica en la E.030 (2016)

Tabla 2.7

*Factores de amplificación Fv para el aislamiento sísmico en el Perú*

Tipo de suelo	Zona sísmica (E.030)			
	Z1	Z2	Z3	Z4
S0	0.8	0.80	0.80	0.80
S1	1.00	1.00	1.00	1.00
S2	2.05	1.75	1.60	1.45
S3	3.50	3.00	2.60	2.40
S4	Condiciones especiales			

Nota: Las aceleraciones están dadas en la investigación “Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico” de Mendo (2015)

### 2.2.12.5 Espectro de diseño según proyecto norma de aislamiento sísmico del Perú

La norma propuesta menciona lo siguiente: Las aceleraciones para el sismo de diseño deben emplear las indicaciones de la E. 030. Verificar que el periodo fundamental del estrato obtenido mediante el ensayo de micro trepidación corresponda a la tabla N° 4 del proyecto norma. Verificado el periodo del estrato la aceleración viene estar dada por la Ec. (2.77) para un SMC.

$$S_{aM} = 1.5ZCSg \quad (2.77)$$

Donde  $Z$  y  $S$  son parámetros definidos en la norma E.030 y el parámetro  $C$  está definido por las siguientes ecuaciones

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5 \left( \frac{T}{T_p} \right) \quad (2.78)$$

$$0.2T_p < T < T_p \quad C = 2.5 \quad (2.79)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T}{T_p} \right) \quad (2.80)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T} \right) \quad (2.81)$$

### 2.2.12. Consideraciones generales para el diseño de sistemas de aislamiento

Uno de los primeros pasos para diseño de sistemas de aislación es fijar el periodo fundamental objetivo de la estructura, que viene a ser el periodo al cual se desea llevar a la estructura. Y posteriormente se determinan los desplazamientos de diseño y máximo probable que son definidos por los códigos de diseño de cada zona, con el objetivo de calcular las rigideces, amortiguamiento del sistema de aislación para reducir los efectos inducidos por la aceleración de un sismo.

#### 2.2.13.1 Determinación de las propiedades del sistema de aislación

En principio se propone el periodo de vibración objetivo  $T_D$  de la estructura de diseño y el periodo de vibración máximo probable  $T_M$ , generalmente el periodo objetivo de diseño se selecciona entre 2.0 y 5.0 y el periodo de vibración máximo está considerado según la Ec (2.82) en donde  $\alpha$  es 1.25-1.50 para un sismo máximo creíble Mendo (2015).

$$T_M = \alpha T_D \quad (2.82)$$

Después de definir los periodos  $T_D$  y  $T_M$  se determina la rigidez efectiva mínima del sistema de aislación para un sismo de diseño (Ec. 2.83) y sismo máximo probable (Ec. 2.84) para luego determinar la rigidez máxima. Se usa 10% para la variación de la rigidez con un factor de incertidumbre de 90% y se obtiene una variación de rigidez para el sistema de 1.22 ~1.25 y las Ec. (2.85) y Ec. (2.86) son de la rigidez máxima del sistema para el sismo de diseño y máximo probable Mendo (2015).

$$K_{D\min} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (2.83)$$

$$K_{M\min} = \frac{4\pi^2 W}{T_M^2 g} \quad (2.84)$$

$$K_{D\max} \approx 1.25 K_{D\min} \quad (2.85)$$

$$K_{M\max} \approx 1.25 K_{M\min} \quad (2.86)$$

Para el peso de la estructura  $W$  se considera la carga muerta  $CM$  más un porcentaje de la carga viva  $CV$ , y la carga sísmica  $CS$  Ec. (2.87).

$$W = CM + \%CV + CS \quad (2.87)$$

### 2.2.13.2 Requisitos de desplazamiento laterales

Mendo (2015) el desplazamiento de diseño  $D_D$ , desplazamiento máximo  $D_M$  y el desplazamiento total  $D_{TM}$  pertenecen al desplazamiento espectral del suelo, modificado por el factor de amortiguamiento  $B$ , que modifica el desplazamiento espectral para un amortiguamiento de 5% al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación. En las Ec. (2.88) y Ec. (2.89) se da la relación del desplazamiento espectral para un 5% de amortiguamiento efectivo del desplazamiento de diseño y máximo respectivamente.

$$D_D = \frac{S_{dD}(\xi=5\%)}{B_D} \quad (2.88)$$

$$D_M = \frac{S_{dM}(\xi=5\%)}{B_M} \quad (2.89)$$

Se define el espectro de diseño en la norma norteamericana ASCE/SEI 7-10, en el que la aceleración espectral para periodos de 1.0 seg es definido por la Ec. (2.90).

$$PS_a = \frac{S_1}{T} \quad (2.90)$$

El desplazamiento espectral se calcula de la relación entre la pseudo aceleración espectral  $S_a$  y el desplazamiento espectral  $S_d$  para sistemas de un grado de libertad, a través de Ec. (2.91) Ec. (2.92).

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (2.91)$$

$$S_d = \frac{PS_a T^2}{4\pi^2} \quad (2.92)$$

Donde  $\omega$  es la amplitud, y al remplazar la Ec. (2.91) en la Ec. (2.93) se obtiene la ecuación que remplaza al el desplazamiento espectral.

$$S_d = \frac{S_1 T}{4\pi^2} g \quad (2.93)$$

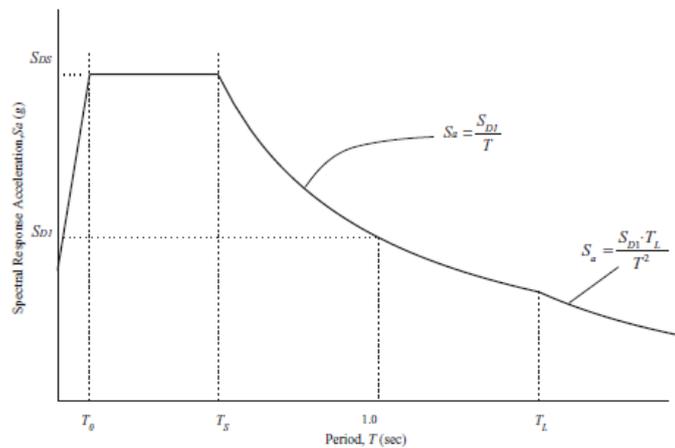


Figura 2.30. Espectro de pseudo aceleraciones.

Fuente: ASCE/SEI 7-10 (2010).

Y para determinar el desplazamiento espectral para cualquier grado de amortiguamiento efectivo a la Ec. (2.94) se incorpora el factor de incorporación de

amortiguamiento  $B$ , para tener las ecuaciones de desplazamiento de diseño y máximo respectivamente.

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} \quad (2.94)$$

$$D_M = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M} \quad (2.95)$$

Y otro de los parámetros son el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo, los cuales se deducen de expresiones que se estiman para los edificios de planta rectangular (Fig. 2.31). Estos desplazamientos son la suma del desplazamiento horizontal y el desplazamiento producido por el giro en que incurre el edificio a causa de una fuerza externa y están dadas por las Ec. (2.96) y Ec.(2.97).

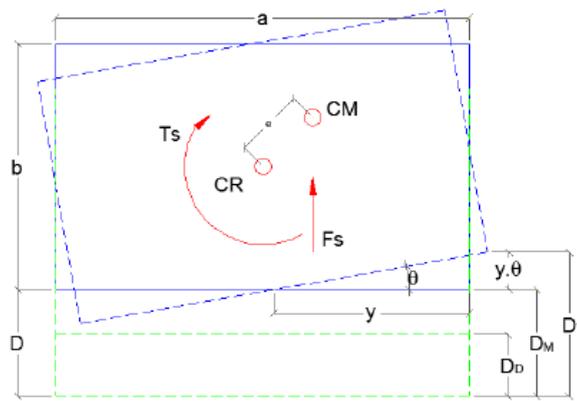


Figura 2.31. Estimación de desplazamiento total.

Fuente: Mendo (2015).

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{(a^2 + b^2)} \right) \quad (2.96)$$

$$D_{TM} = D_M \left( 1 + y \frac{12e}{(a^2 + b^2)} \right) \quad (2.97)$$

### **2.2.13. Diseño de aisladores de elastoméricos de amortiguamiento, con núcleo de plomo y triple péndulo de fricción**

El en diseño de los aisladores se determina: la rigidez del dispositivo asumiendo un periodo de vibración de la estructura aislada, el desplazamiento de diseño y total del dispositivo considerando el factor de modificación de amortiguamiento  $\beta$ , posteriormente se define la geometría del aislador y sobre esta geometría se verifica que el aislador tenga una rigidez vertical adecuada y que no sufra daños por las deformaciones.

En el anexo A se desarrollan el diseño de los aisladores; *High Damping Rubber* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum* (TPF).

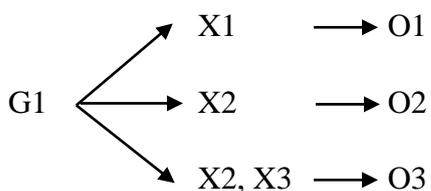
## Capítulo III

### Materiales y método

#### 3.1. Diseño y tipo de investigación

La presente investigación es de nivel descriptiva, con datos cuantitativos y mediciones transversales con enfoque de investigación pura (Hernández, 2014).

El diseño de la investigación para demostrar la hipótesis será como sigue:



#### 3.2. Formulación de hipótesis

##### 3.2.1. Hipótesis general

Al realizar el análisis dinámico modal espectral considerando la flexibilidad o la rigidez del suelo de fundación del edificio del Hospital Materno Infantil, de los tres tipos de aisladores de base (*High Damping Rubber*, *Lead Rubber Bearings* y *Triple Friction Pendulum*) ,el aislador del tipo *Triple Friction Pendulum* (TFP) ofrece una respuesta estructural más óptima con respecto a la estructura aislada fija en la base, reduciendo la fuerza cortante en la base, reduciendo la distorsión de entrepiso y reduciendo la aceleración de la estructura en mayor porcentaje que los aisladores HDR y LRB.

### **3.3. Identificación de las variables**

#### **3.3.1. Variable dependiente**

$f(X)$ : Eficiencia de la respuesta estructural

#### **3.3.2. Variable independiente**

$X_1$ : Edificio sin aislador sísmico de base.

$X_2$ : Edificio con aislador sísmico de base, utilizando los tres aisladores.

$X_3$ : Edificio con aislador sísmico de base y considerando la flexibilidad de suelo o interacción suelo – estructura.

### 3.4. Operacionalización de variables

#### 3.4.1. Variable dependiente

Tabla 3.1

*Operacionalización de la variable dependiente*

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Eficiencia de respuesta sísmica	Respuesta de la estructura frente a evento sísmico	Fuerza cortante en la base	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la tonelada (Tn)
		Distorsión de entrepiso	Valor que se compara con los establecido en la norma de diseño sismo resistente E – 030 sus dimensiones están dadas en función a la relación de altura y desplazamiento de entre piso (m/m)
		Desplazamiento lateral	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad el centímetro (cm)
		Aceleración máxima	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (cm/seg <sup>2</sup> )
		Periodo de vibración de estructura	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (seg)
		Participación de masa	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (%)

### 3.4.2. Variable independiente 01

Tabla 3.2

*Operacionalización de la variable independiente 01*

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Edificio sin aislador sísmico de base	Edificio diseñado tradicionalmente basado en la norma de diseño sísmico resistente E – 030	Fuerza cortante en la base	Fuerza cortante inducida por la aceleración del suelo, se usara como unidad la tonelada (Tn)
		Distorsión de entrepiso	Es el cociente de desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos y su altura de entrepiso (m/m)
		Desplazamiento lateral	Desplazamiento total de la estructura con referente a su base, se usara como unidad el centímetro (cm)
		Aceleración máxima	Desplazamiento por segundo del último piso, se usara como unidad la aceleración (m/seg <sup>2</sup> )
		Periodo de vibración de estructura	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (seg)
		Participación de masa	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (%)

### 3.4.1. Variable independiente 02

Tabla 3.3

*Operacionalización de la variable independiente 02*

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Edificio con aislador sísmico de base, utilizando los tres más usados	Diseño estructural que consiste en separar o aislar la estructura de la sub estructura o cimentación	Fuerza cortante en la base	Fuerza cortante inducida por la aceleración del suelo, se usara como unidad la tonelada (Tn)
		Distorsión de entrepiso	Es el cociente de desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos y su altura de entrepiso (m/m)
		Desplazamiento lateral	Desplazamiento total de la estructura con referente su base, se usara como unidad el centímetro (cm)
		Aceleración máxima	Desplazamiento por segundo del último piso, se usara como unidad la aceleración (m/seg <sup>2</sup> )
		Periodo de vibración de estructura	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (seg)
		Participación de masa	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (%)

### 3.4.1. Variable independiente 03

Tabla 3.4

*Operacionalización de la variable independiente 03*

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Edificio con aislador sísmico de base con la consideración de interacción suelo estructura.	Diseño estructural que consiste en aislar la cimentación pero con la consideración de la flexibilidad de suelo de fundación	Fuerza cortante en la base	Fuerza cortante inducida por la aceleración del suelo, se usara como unidad la tonelada (Tn)
		Distorsión de entrepiso	Es el cociente de desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos y su altura de entrepiso (m/m)
		Desplazamiento lateral	Desplazamiento total de la estructura con referente a su base, se usara como unidad el centímetro (cm)
		Aceleración máxima	Desplazamiento por segundo del último piso, se usara como unidad la aceleración (m/seg <sup>2</sup> )
		Periodo de vibración de estructura	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (seg)
		Participación de masa	Valores que compararan entre las estructuras diseñadas, se usara como unidad la aceleración (%)

### 3.5. Delimitación geográfica y temporal

La esta investigación se realizará con el uso del edificio la infraestructura en ejecución del Hospital Materno Infantil instalado la propiedad de dicha institución en la ciudad de Juliaca, departamento Puno ubicado a 3828 m.s.n.m.

### **3.6. Población y muestra**

La forma de muestreo viene a ser no probabilística por conveniencia y se ha tomado como muestra la infraestructura en ejecución del Hospital Materno Infantil de la Ciudad de Juliaca.

La medición de la muestra es transversal, porque que el análisis que se realiza en un momento dado sin analizar los cambios al paso del tiempo (Hernández, 2014).

### **3.7. Plan de recolección de datos**

La recolección de la muestra se realizó a través de una solicitud dirigida al Gerente de Infraestructura del gobierno regional de Puno para la obtención de una copia digital del expediente técnico de dicha infraestructura.

### **3.8. Plan de recolección de datos**

#### **3.8.1. Procedimiento para el desarrollo de la investigación**

##### **3.8.1.1. Descripción de la estructura**

La infraestructura para el hospital materno infantil de la ciudad de Juliaca consta de 13 bloques de los cuales los bloques 01 (con 3 entrepisos), 02 (con 2 entrepisos), 03 (con 2 entrepisos), 04 (con 3 entrepisos), 05 (con 3 entrepisos) tendrán aislamiento sísmico, la investigación se desarrolla con el bloque 01 por ser el más desfavorable por la presencia de la caja de escaleras y mayor incidencia de carga viva, el cual está considerado como unidad de consulta externa en la Fig. 3.2 muestra una distribución en planta de elementos estructurales y en Anexos V se muestra los planos en planta, corte y elevaciones.

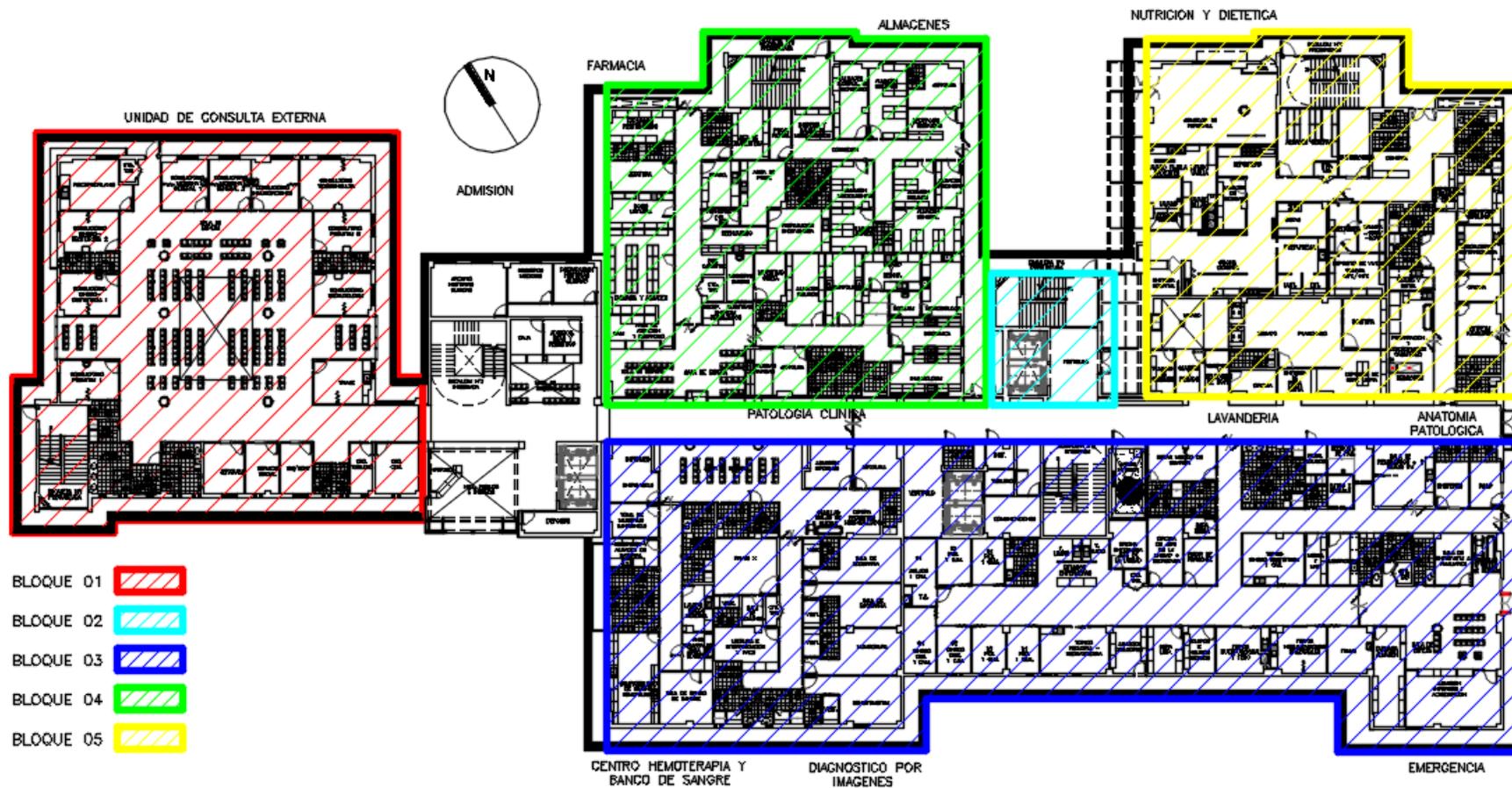


Figura 3.1. Distribución en planta de bloques con sistemas de aislamiento sísmico del hospital materno infantil.

Fuente: Cesar Chacón.

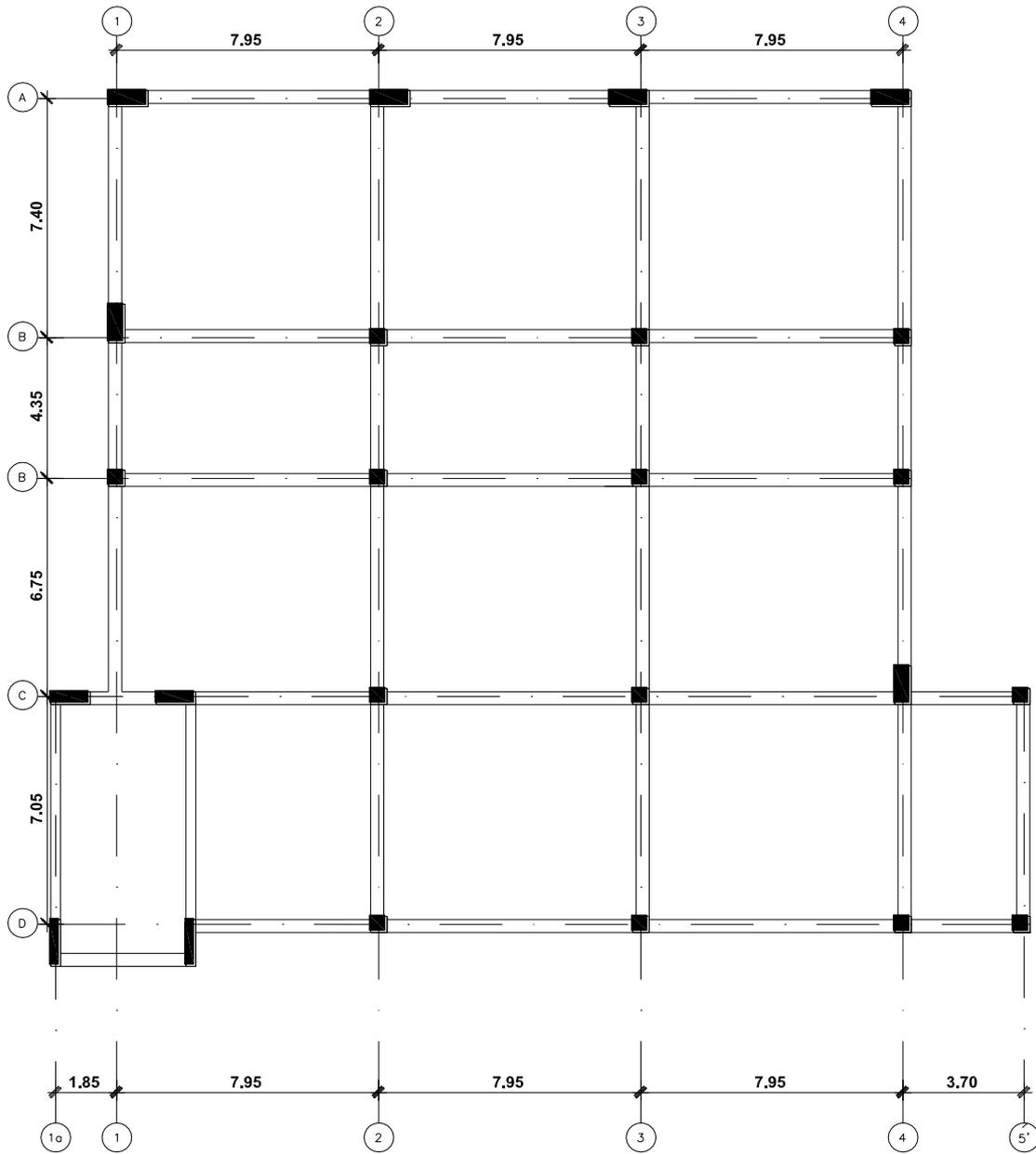


Figura 3.2. Distribución en planta de elementos estructurales del bloque 01.

Fuente: César Chacón.

La superestructura consta cuatro (04) niveles que está formada de columnas (C 120x40, C145x30, C120x50, C50x50cm), vigas (V80x40, V80x30, V65x30, V50x25, V50x15cm) y losa maciza (E=17cm) en los entrepisos de concreto armado. Además de forma partículas el presente bloque involucra una caja de escaleras particularidad por el cual se optó por este bloque para la investigación.

### 3.8.1.2. Cargas actuantes en la estructura

Las cargas de la estructura son todas aquellas para las que un edificio debe ser diseñado, estas pueden ser muertas, vivas y de sismo, existen otros tipos de cargas que tienen una menor incidencia para esta investigación como las cargas de viento, nieve y por efectos térmicos.

#### a) Carga muerta

Se considera carga muerta el peso propio de los materiales que conforman los elementos estructurales y no estructurales, calculados en base al peso unitario de cada material indicados en la E 0.20 del R.N.E.

Para elementos de concreto armado se tiene una resistencia a la compresión  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>, Modulo de elasticidad  $E=217370.7$  kg/cm<sup>2</sup> y un peso unitario  $\gamma_c = 2.4$  tn/m<sup>3</sup>.

Para elementos de albañilería se tiene un peso unitario  $\gamma = 1.8$  tn/m<sup>3</sup>. y para elementos de tabiquería móvil se considera un peso de 100 kg/m<sup>2</sup> en anexos se muestra el metrado de la carga adicional muerta sobre la losa maciza de  $e=0.17$ m para el piso 01 y en la Fig. 3.2 la carga muerta debida a los tabiques de albañilería.

Tabla 3.5

*Metrado de carga muerta adicional sobre la losa maciza en el piso 01*

Descripción	Espesor [m]	Densidad [Tn/m <sup>3</sup> ]	Peso [Tn]	Área [m <sup>2</sup> ]	Peso/Área [Tn/m <sup>2</sup> ]
Contrapiso	0.050	2.20	0.11	1.00	0.11
Acabado	0.015	0.60	0.01	1.00	0.01
Tabiquería móvil					0.10
Instalaciones					0.03
Total					0.25

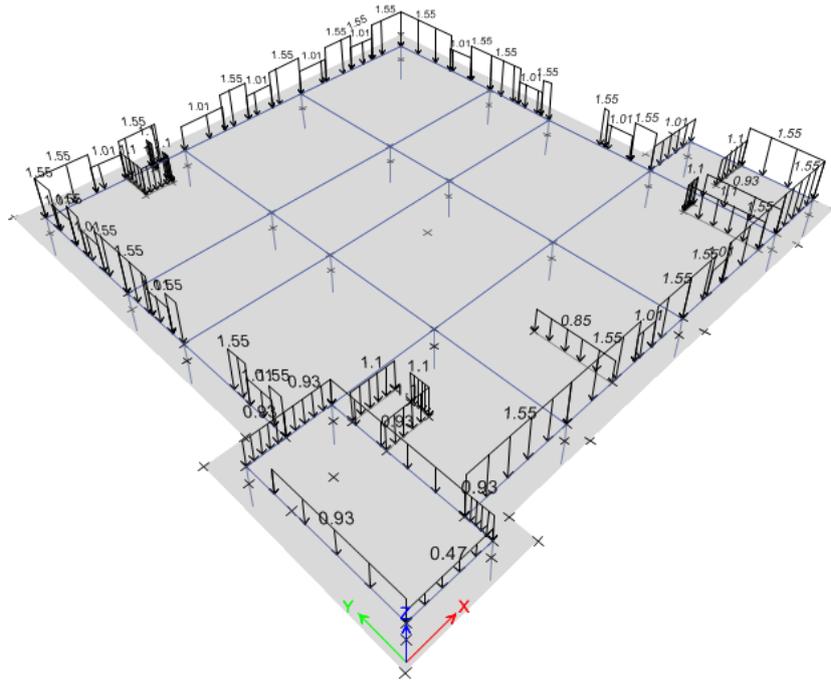


Figura 3.3. Carga muerta de albañilería en el piso 01.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

### b) Carga viva

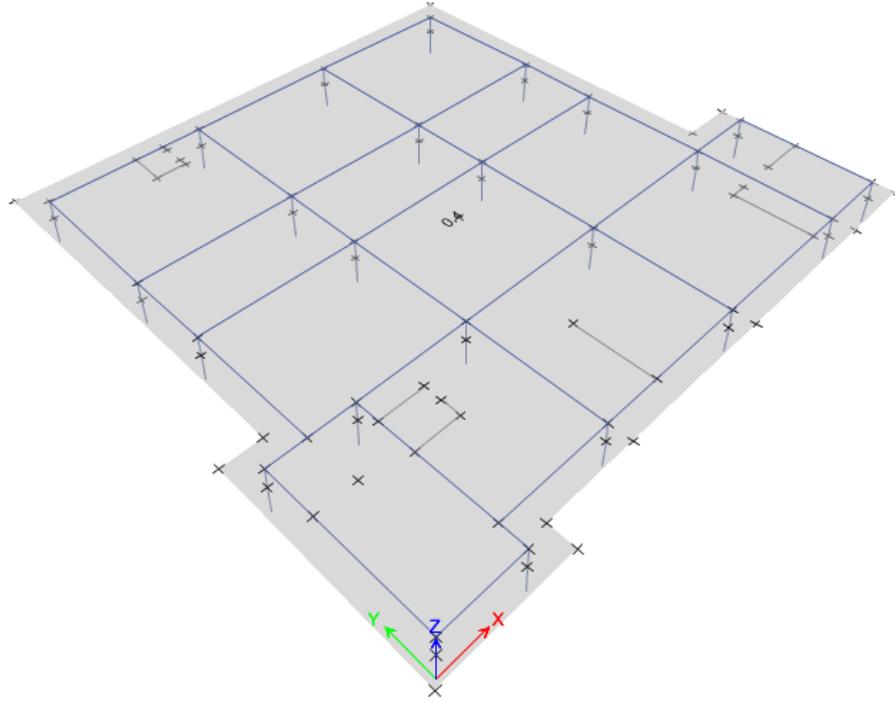
La carga viva está conformada aquellas cargas gravitacionales que son aleatorias en la estructura, debidas a la ocupación normal de la estructura.

Tabla 3.6

*Carga viva mínimas repartidas para hospitales de acuerdo a la E 0.20*

Descripción	Peso/Área [kg/m <sup>2</sup> ]
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	300
Cuartos	200
Corredor y escaleras	400
Azoteas	100

A causa de la distribución arquitectónica dispersa en el que hay una mezcla de la zona de servicio y el corredor se ha considerado una carga distribuida de 400 kg/m<sup>2</sup> (Fig. 3.3).



*Figura 3.4.* Carga viva distribuida en el piso 01.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

### c) Carga de sismo

#### Carga de sismo para un análisis dinámico modal espectral

Parámetro para determinar el espectro de respuesta;

Factor de zona sísmica  $Z = 0.35g$

Factor de uso de la edificación  $U = 1.5$

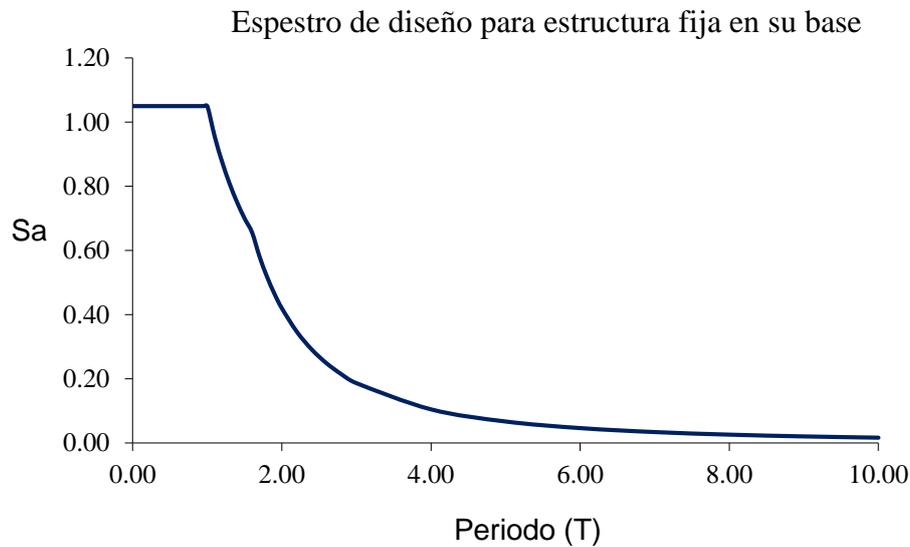
Factor de amplificación sísmica  $C=2.5$  ( $T_p / T) \leq 2.5$ , donde  $T_p$  es el periodo que define la plataforma del factor C y T es el periodo fundamental de vibración de la estructura

Factor de amplificación del suelo  $S3 = 1.20$

Aceleración de la gravedad  $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$

Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica  $R = 6$ , debido a la irregularidad torsional que presenta la estructura. El espectro de respuesta elástico para una estructura fija en su base (empotrado) está definido por la Ec. (2.1).

Para el análisis modal se consideró la combinación cuadrática completa (CQC, por sus siglas en inglés) ya que presenta las frecuencias naturales con variaciones cercanas entre si y además requerimos obtener resultados más exactos posibles.



*Figura 3.5.* Espectro de aceleración de diseño para estructura fija en su base.

Fuente: César Chacón.

### **Carga de sismo para un análisis tiempo historia no lineal**

Para el análisis se usaron siete (7) aceleraciones del terreno, las cuales incluye en sus dos componentes EW y NS respectivamente y cada par de registros fue escalado en el rango de periodos comprendidos entre  $0.5 T_D$  y  $1.25 T_M$  de modo que “el espectro de respuesta no sea menor que la correspondiente ordenada espectral” como indica (ASCE/SEI 7-10, 2010)

El espectro de respuesta para una estructura con sistema de aislación viene a estar determinada por los siguientes parámetros.

Aceleración para periodos cortos  $S_s = 1.05$  (Tabla 2.5).

Aceleración para periodo de 1 seg.  $S_1 = 0.46$  (Tabla 2.5).

Factor de amplificación del suelo  $F_a = 1.40$ .

Factor de amplificación del suelo  $F_v = 2.60$ .

Los factores de amplificación del suelo son considerados de acuerdo a la investigación de Mendo (2015).

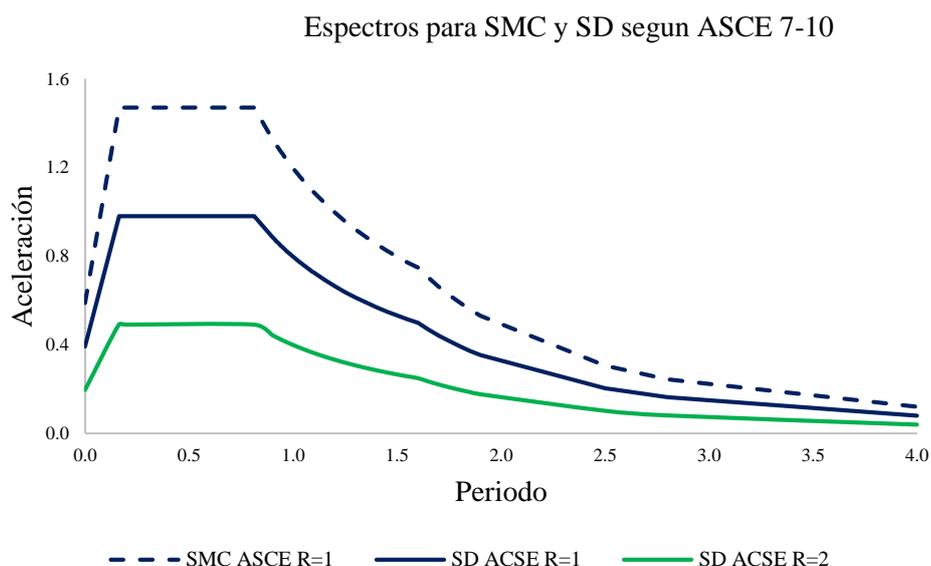


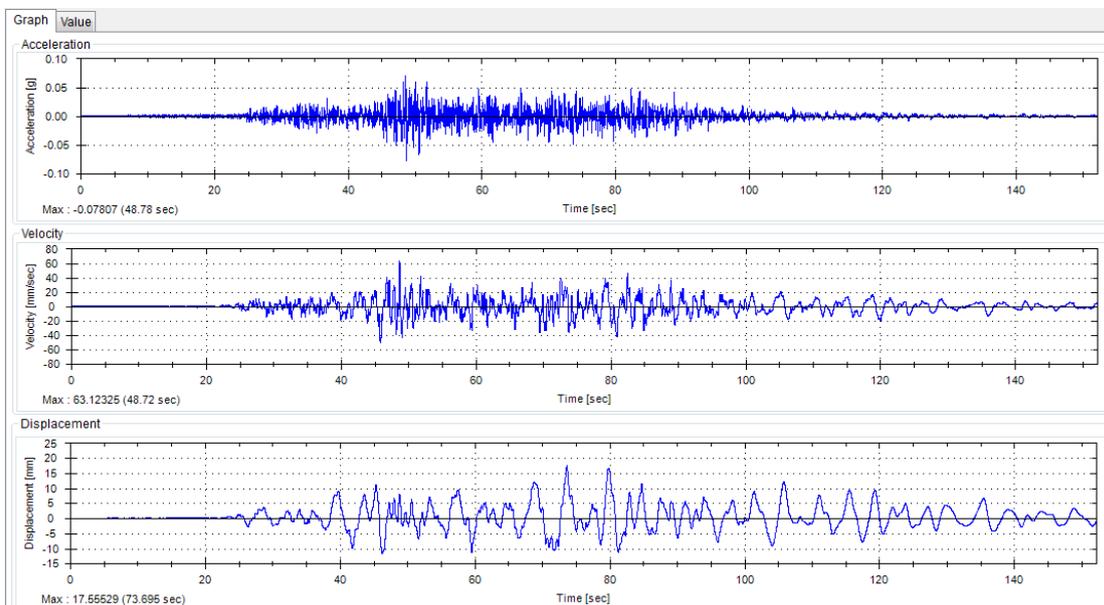
Figura 3.6. Espectro de aceleración para sismo máximo y diseño para estructura aislada.

Fuente: César Chacón.

A los registros de aceleraciones obtenidos del Instituto Geofísico del Perú de su página web (<http://www.igp.gob.pe>) se realiza la corrección de línea de base debido al desfase del desplazamiento a lo largo del tiempo y filtrado hasta una frecuencia 20Hz con el objetivo

de eliminar frecuencias que no son de interés, en el estudio en el software PRISM (<http://sem.inha.ac.kr>) un programa gratuito para la ingeniería de terremotos Fig. 3.7.

Posterior a la corrección de línea de base y filtrado los registros sísmicos son escalado en periodos comprendidos entre  $0.5 T_D$  (periodo de diseño) y  $1.25 T_M$  (periodo máximo) para las componentes EW y NS respectivamente en el Software SeismoMacht 2018 ([www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)) una aplicación capaz de ajustar acelerogramas de terremotos para que coincida con un espectro de respuesta objetivo específico del cual se muestran en las Fig. 3.8 y Fig. 3.9.



*Figura 3.7.* Corrección de línea de base y filtrado (butterworth, bandpass) de registros en el software PRISM.

Fuente: César Chacón.

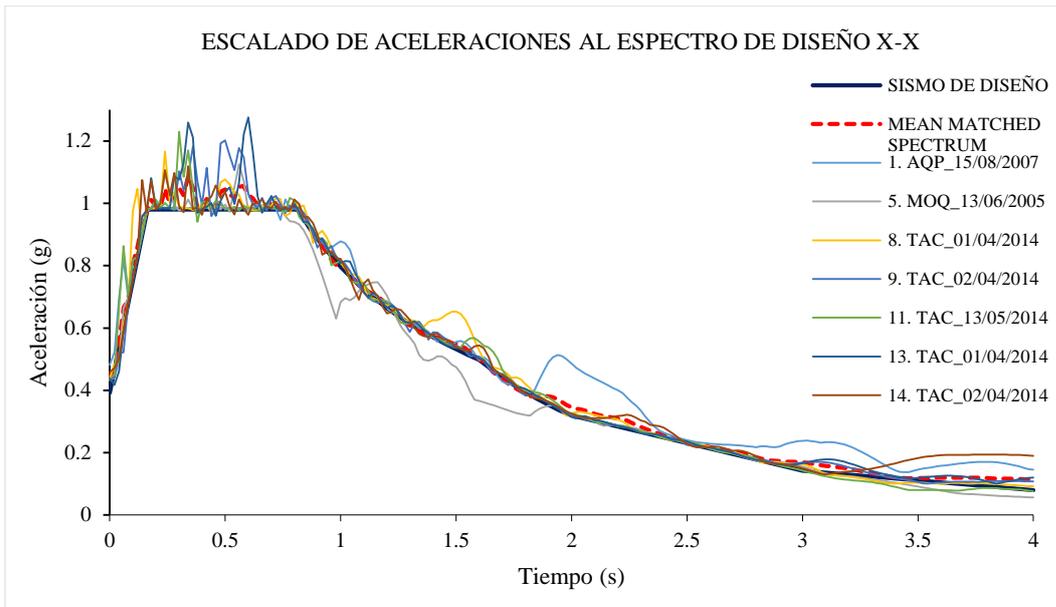


Figura 3.8. Escalado de aceleraciones al espectro de diseño R=1 dirección X-X.

Fuente: César Chacón.

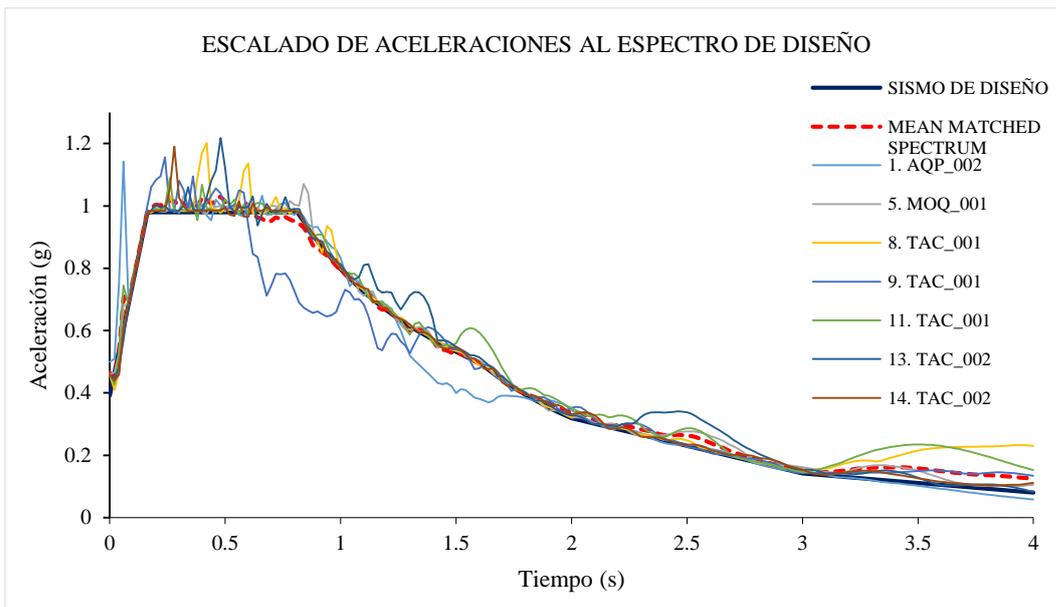


Figura 3.9. Escalado de aceleraciones al espectro de diseño R=1 dirección Y-Y.

Fuente: César Chacón.

Los siete pares de registros de aceleración usados en el análisis tiempo historia son los que se muestra en la (Tabla 4.7).

Tabla 4.7

*Registro de 07 aceleraciones sísmicas para estaciones ubicadas en suelo tipo S2*

Tipo de Suelo	Estación	Clave	Fecha	Localización de estación	Magnitud	Máxima aceleración [cm/s <sup>2</sup> ]	
						E-W	N-S
	Universidad Jorge Basadre Grohmann	TAC001	13 de Junio de 2005	Tacna	7.2 ML	85.54	-94.18
	César Vizcarra Vargas	MOQ001	13 de Junio de 2005	Moquegua	7.2 ML	57.45	65.83
	Estación Characato	AQP002	15 de Agosto de 2007	Arequipa	7.0 ML	-5.76	9.63
S2	Universidad Jorge Basadre Grohmann	TAC001	01 de Abril de 2014	Tacna	8.2 Mw	72.49	-69.51
	Alberto Giesecke Matto	TAC002	01 de Abril de 2014	Tacna	8.2 Mw	-71.29	65.27
	Universidad Jorge Basadre Grohmann	TAC001	02 de Abril de 2014	Tacna	7.4 Mw	32.59	-17.09
	Alberto Giesecke Matto	TAC002	02 de Abril de 2014	Tacna	7.4 Mw	-30.94	19.68

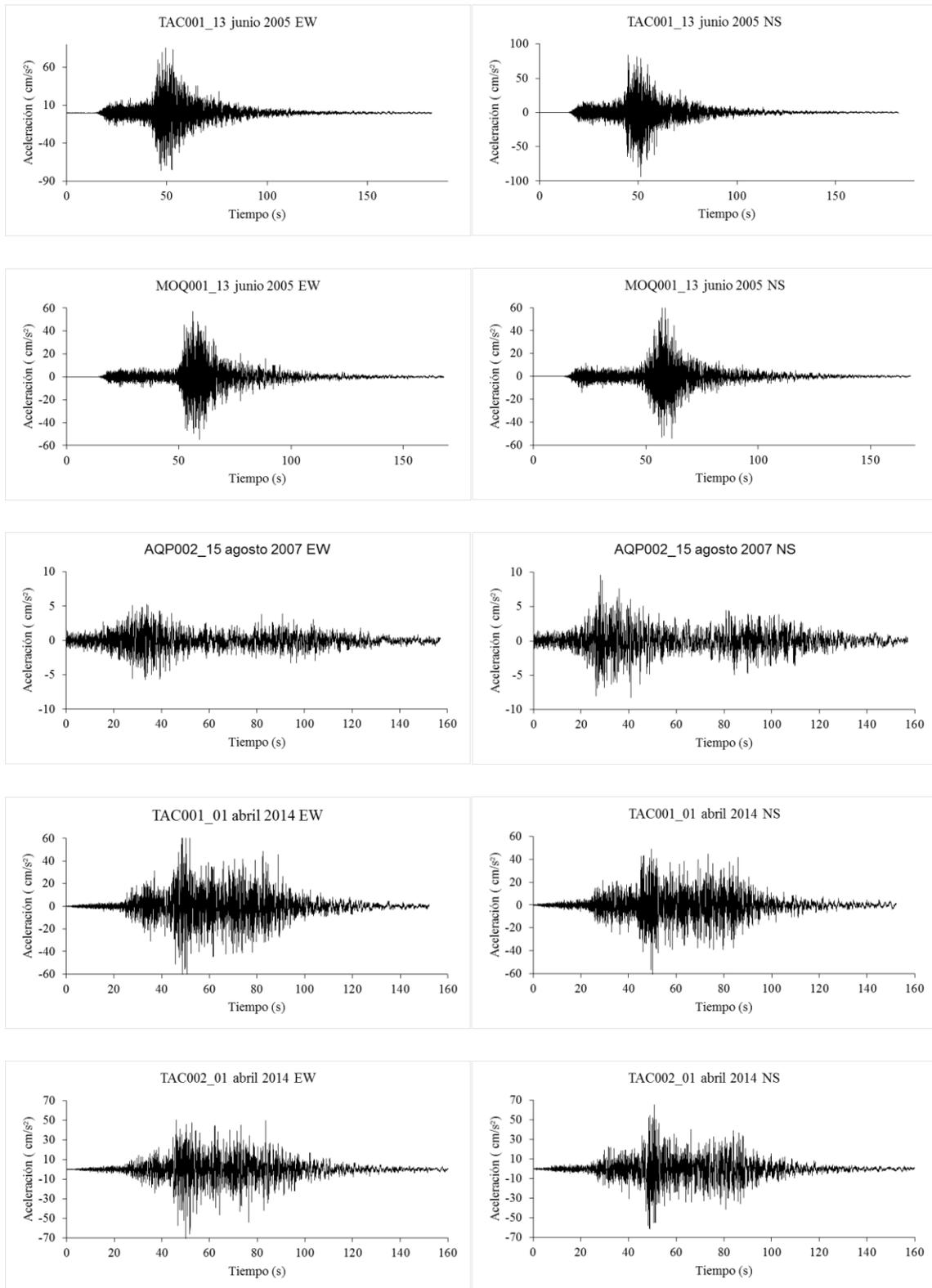


Figura 3.10. Registros de aceleración para sismo de diseño para estructura aislada

Fuente: César Chacón.

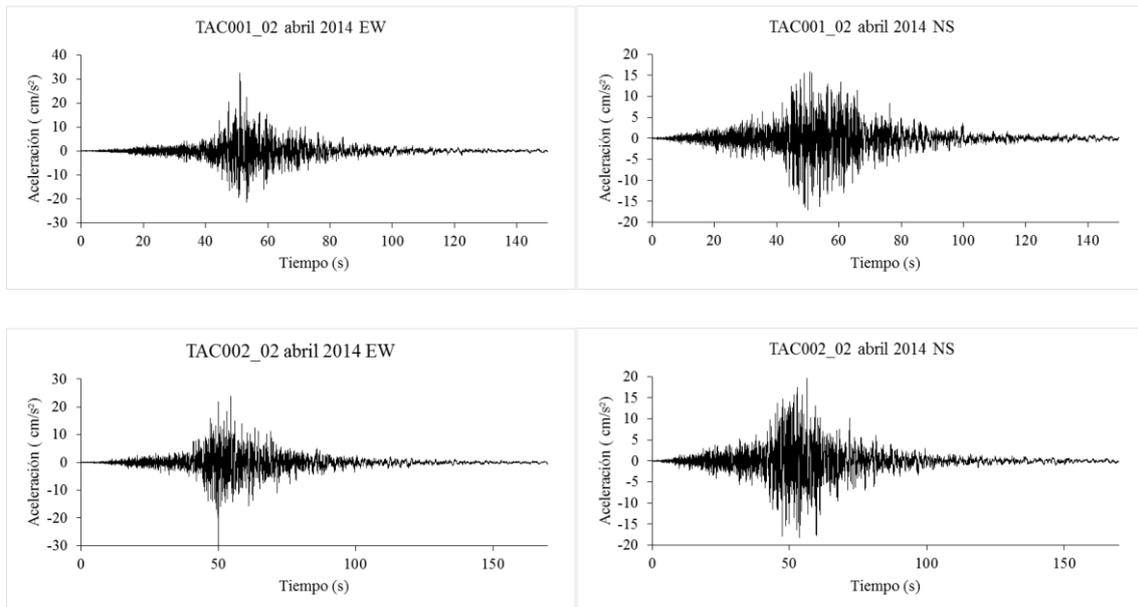


Figura 3.11. Registros de aceleración para sismo de diseño para estructura aislada.

Fuente: César Chacón.

### 3.8.1.3. Modelo matemático de la estructura del bloque 01 del Hospital Materno Infantil.

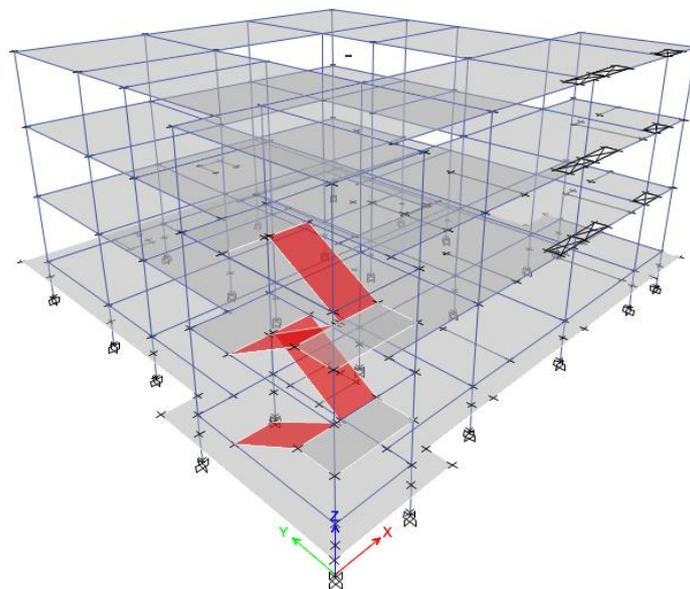
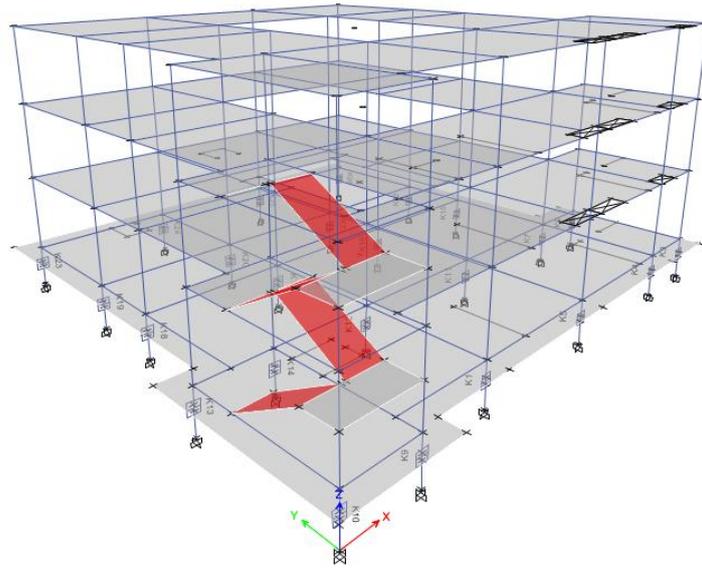


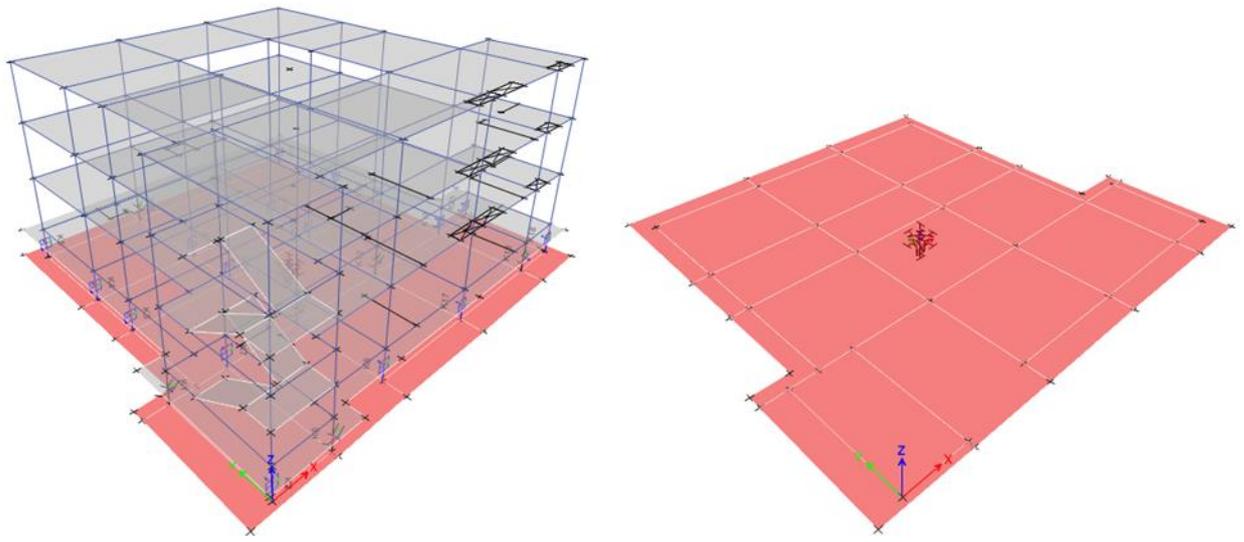
Figura 3.12. Modelo matemático para análisis fija en su base.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).



*Figura 3.13.* Modelo matemático para análisis con aisladores sísmicos.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).



*Figura 3.14.* Modelo matemático para análisis con aisladores sísmicos más la ISE.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Se ha realizado varios ensayos de distribución de aisladores y deslizadores hasta obtener una masa participativa mayor a 90% en los modos de vibración de la estructura,

además se ha buscado que las que los 2 primeros modos sean de traslación, y el tercer modo en rotación en eje Z

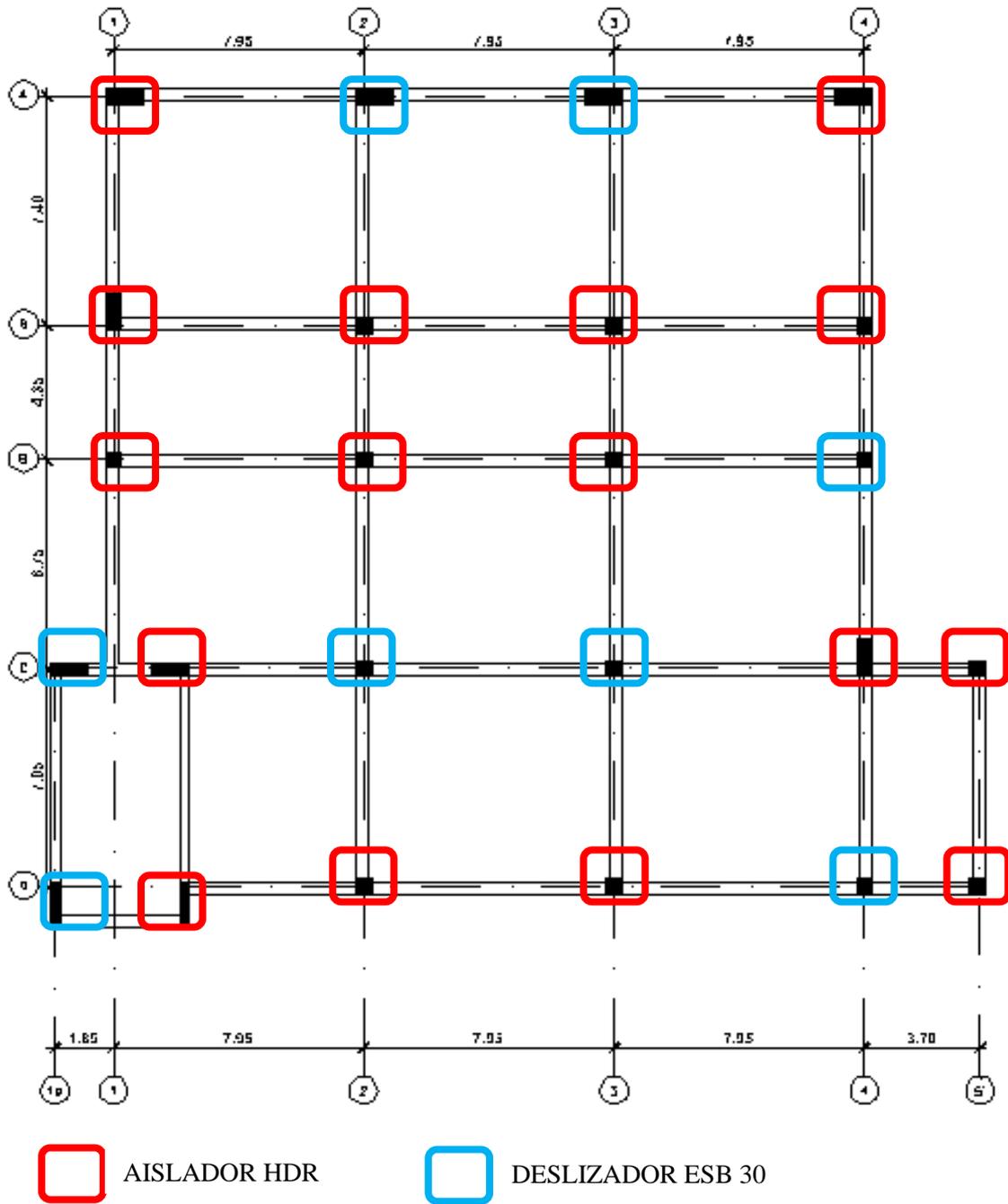


Figura 3.15. Distribución de aisladores HDR y deslizadores ESB 30.

Fuente: César Chacón.

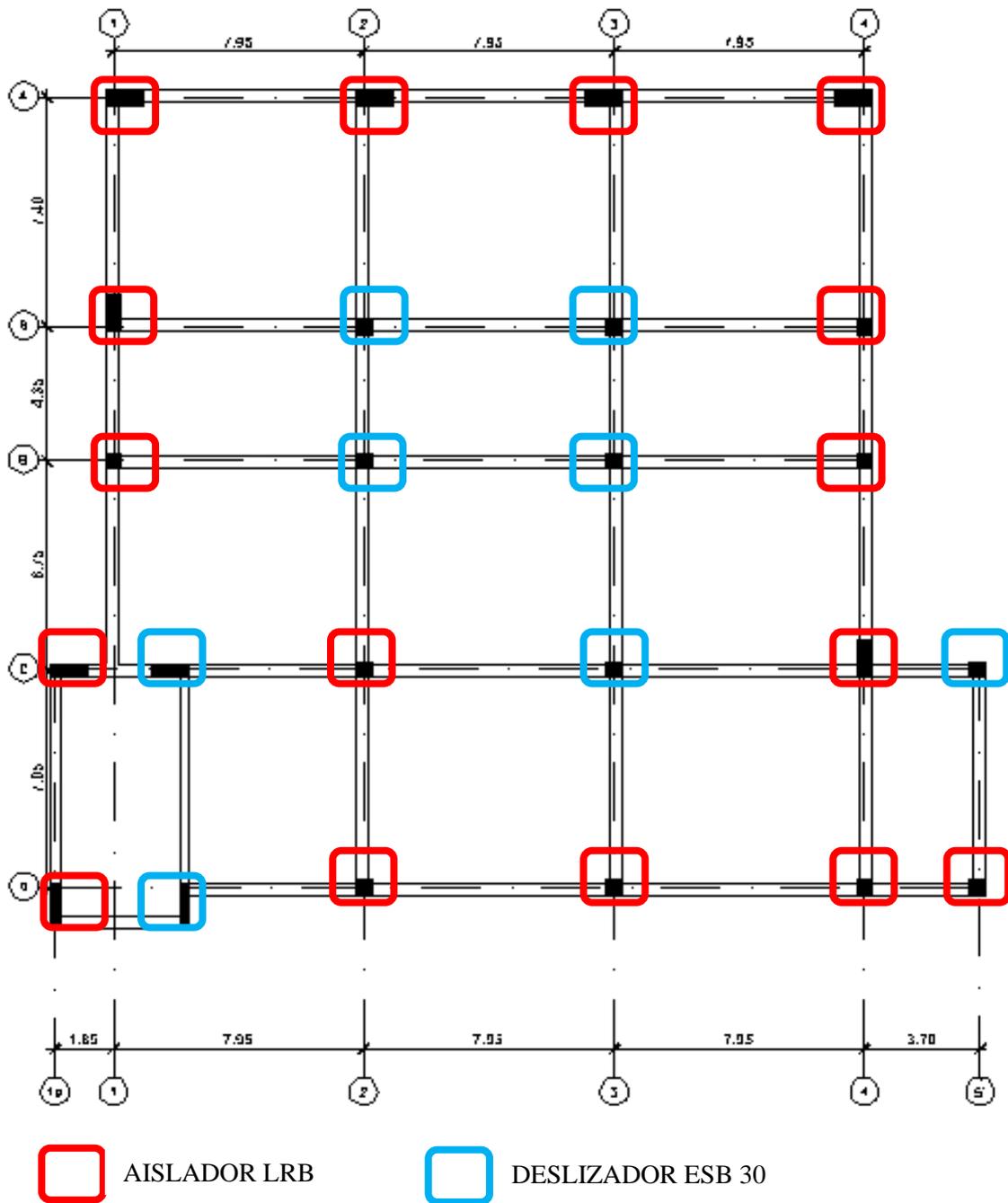


Figura 3.16. Distribución de aisladores LRB y deslizadores ESB 30.

Fuente: César Chacón.

Los aisladores TFP se calculó las rigideces y amortiguamientos de acuerdo a la carga sísmica sobre el aislador.

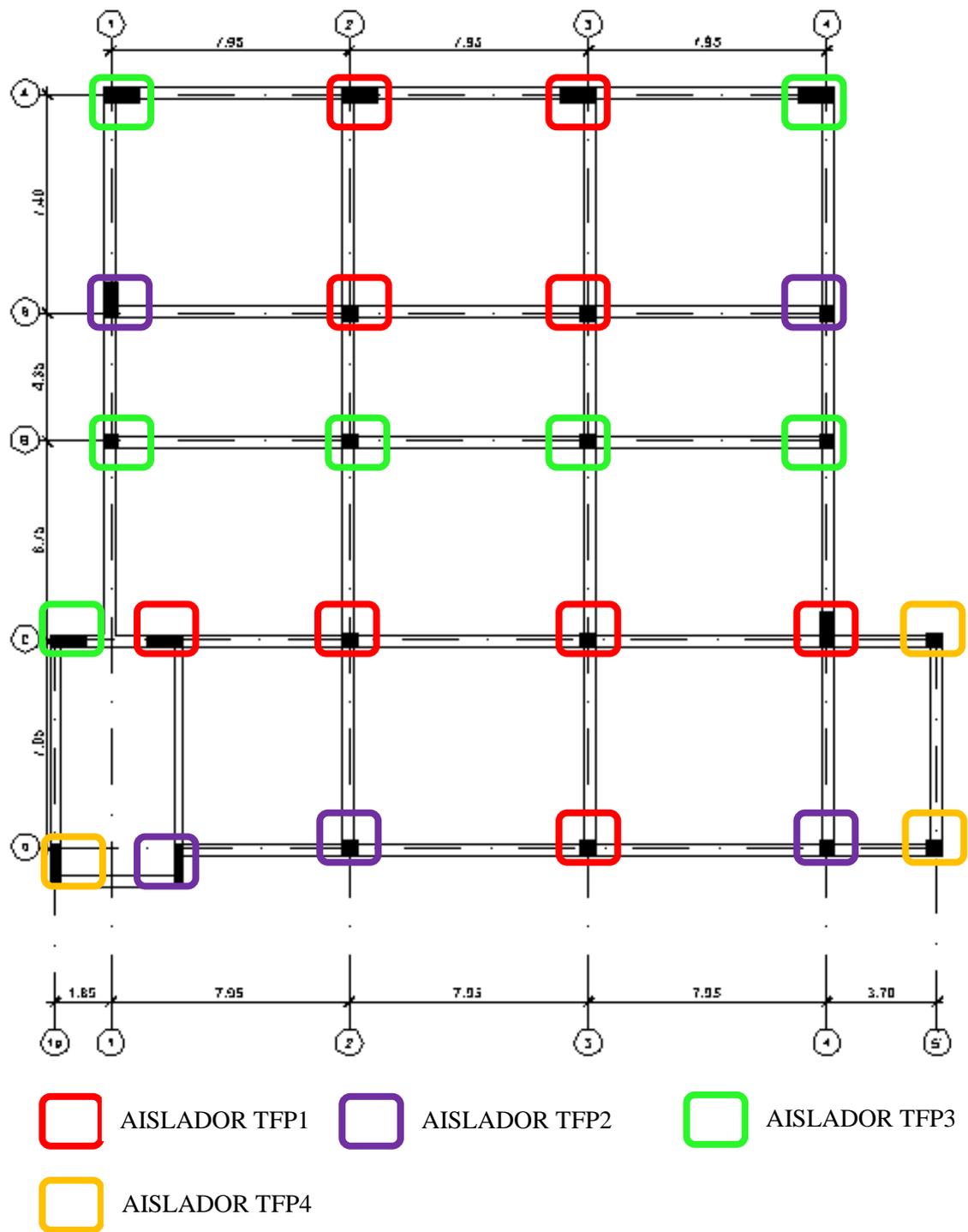


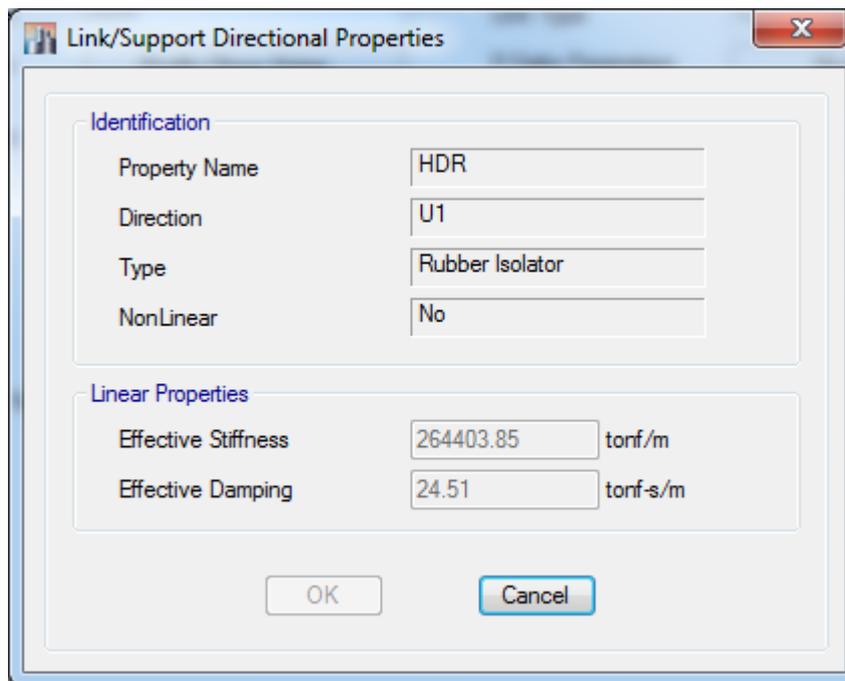
Figura 3.17. Distribución de aisladores TFP1, TFP2, TFP3 y TFP4.

Fuente: César Chacón.

### 3.8.1.4. Parámetros de rigidez y amortiguamiento para los aisladores sísmicos de base

El cálculo de los dispositivos de aislación sísmica se desarrolla de forma iterativa como indica (Mendo, 2015) y de acuerdo a las consideraciones de Naeim y Kelly (1999) los cuales se muestran en anexos.

#### Parámetros para el aislador HDR



Identification	
Property Name	HDR
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	264403.85 tonf/m
Effective Damping	24.51 tonf-s/m

Figura 3.18. Rigidez y amortiguamiento en la dirección vertical U1 del HDR.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Donde:

Rigidez efectiva (Effective Stiffness).

Amortiguamiento efectivo (Effective Damping).

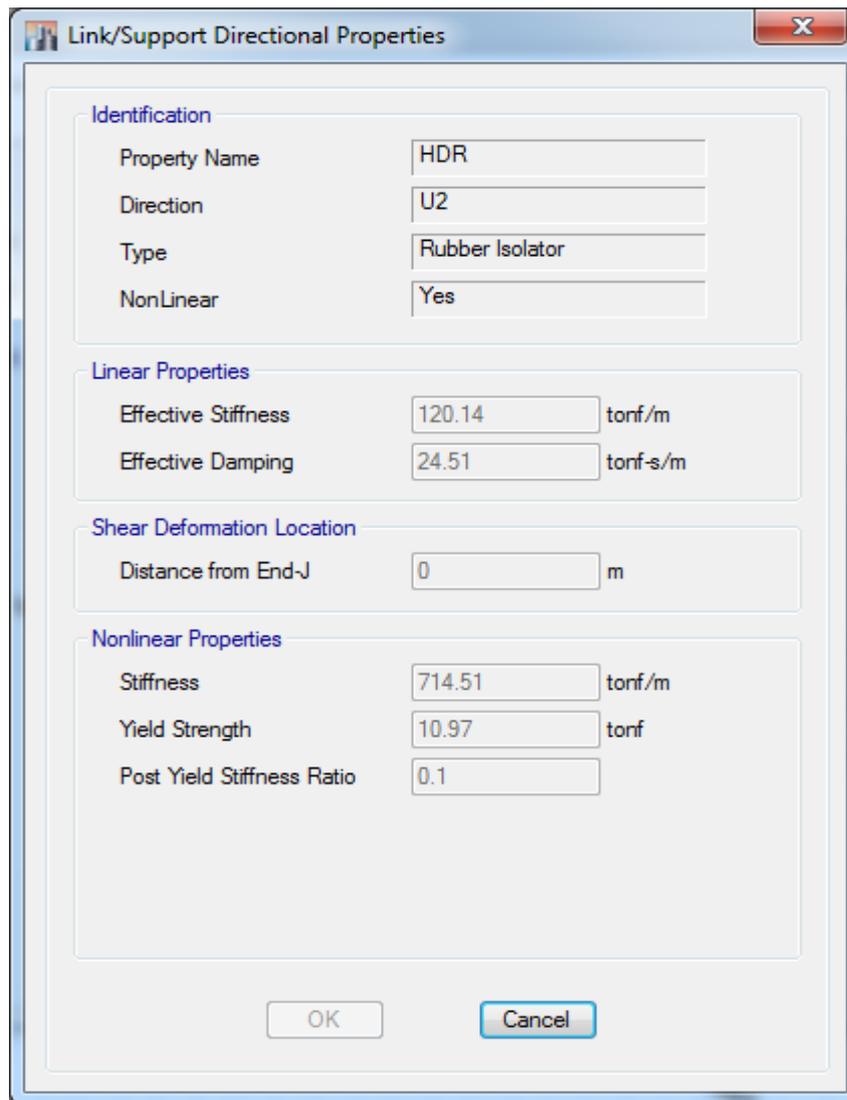


Figura 3.19. Rigidez y amortiguamiento en la dirección horizontal U2 y U3 del HDR.  
Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Donde:

Rigidez efectiva (Effective Stiffness).

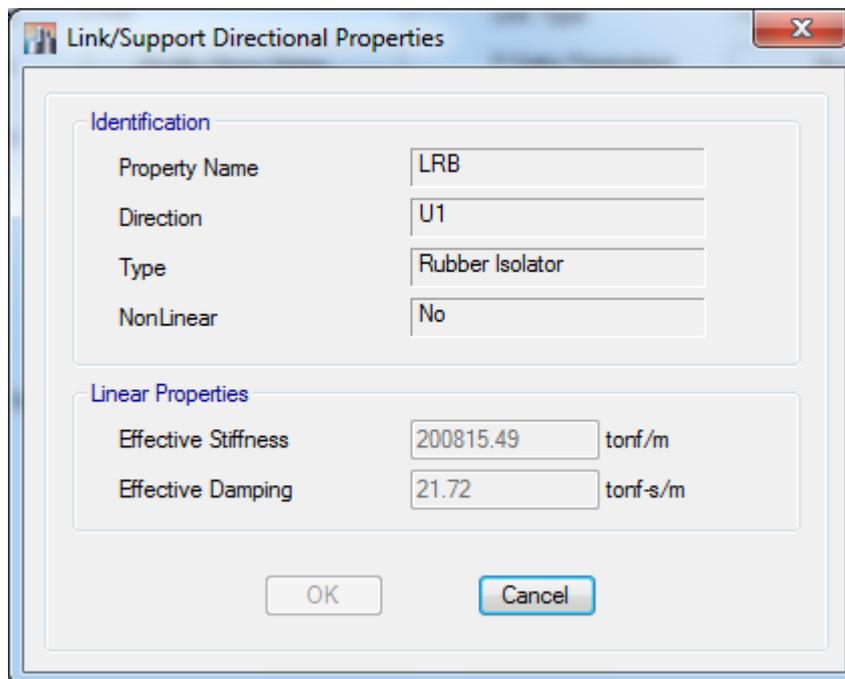
Amortiguamiento efectivo (Effective Damping).

Rigidez inicial (Stiffness).

Fuerza fluencia (Yield Strength).

Ratio de rigidez post fluencia y rigidez inicial (Post Yield Stiffness Ratio).

## Parámetros para el aislador LRB



Identification	
Property Name	LRB
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	200815.49 tonf/m
Effective Damping	21.72 tonf-s/m

*Figura 3.20.* Rigidez y amortiguamiento en la dirección vertical U1 del LRB.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Donde:

Rigidez efectiva (Effective Stiffness).

Amortiguamiento efectivo (Effective Damping).

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name	LRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties

Effective Stiffness	105.76	tonf/m
Effective Damping	21.72	tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J	0	m
---------------------	---	---

Nonlinear Properties

Stiffness	867.93	tonf/m
Yield Strength	9.04	tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.13	

OK Cancel

Figura 3.21. Rigidez y amortiguamiento en la dirección horizontal U2 y U3 del LRB.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

## Parámetros para el aislador TFP

Identification		
Property Name	TPF1	
Direction	U1	
Type	Triple Pendulum Isolator	
NonLinear	Yes	

Linear Properties		
Effective Stiffness	1647308.4	tonf/m
Effective Damping	18.24	tonf-s/m

Nonlinear Properties		
Stiffness	1647308.4	tonf/m
Damping Coefficient	18.24	tonf-s/m

Figura 3.22. Rigidez y amortiguamiento en la dirección vertical U1 del TFP.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: TPF1      Type: Triple Pendulum Isolator

Direction: U2; U3      NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness - U2: 75.89 tonf/m      Effective Stiffness -U3: 75.89 tonf/m

Effective Damping - U2: 18.24 tonf-s/m      Effective Damping -U3: 18.24 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J - U2: 0 m      Distance from End-J - U3: 0 m

Height and Symmetry of Sliding Surfaces

Height for Outer Surfaces: 0 m       Outer Bottom Surface is Symmetric to Outer Top Surface

Height for Inner Surfaces: 0 m       Inner Bottom Surface is Symmetric to Inner Top Surface

Nonlinear Properties for Directions U2 and U3

	Outer Top	Outer Bottom	Inner Top	Inner Bottom	
Stiffness	1243.27	1036.05	165.77	165.77	tonf/m
Friction Coefficient, Slow	0.045	0.025	0.008	0.008	
Friction Coefficient, Fast	0.045	0.025	0.008	0.008	
Rate Parameter	0	0	0	0	sec/m
Radius of Sliding Surface	2.24	2.24	0.2	0.2	m
Stop Distance	0.27	0.27	0.04	0.04	m

OK      Cancel

Figura 3.23. Rigidez y amortiguamiento en la dirección horizontal U2 y U3 del TFP.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

### 3.8.1.5. Parámetros de masa, rigidez y amortiguamiento para ISE

Las masas trasnacionales y rotacionales se asignan en el centroide la platea de cimentación.

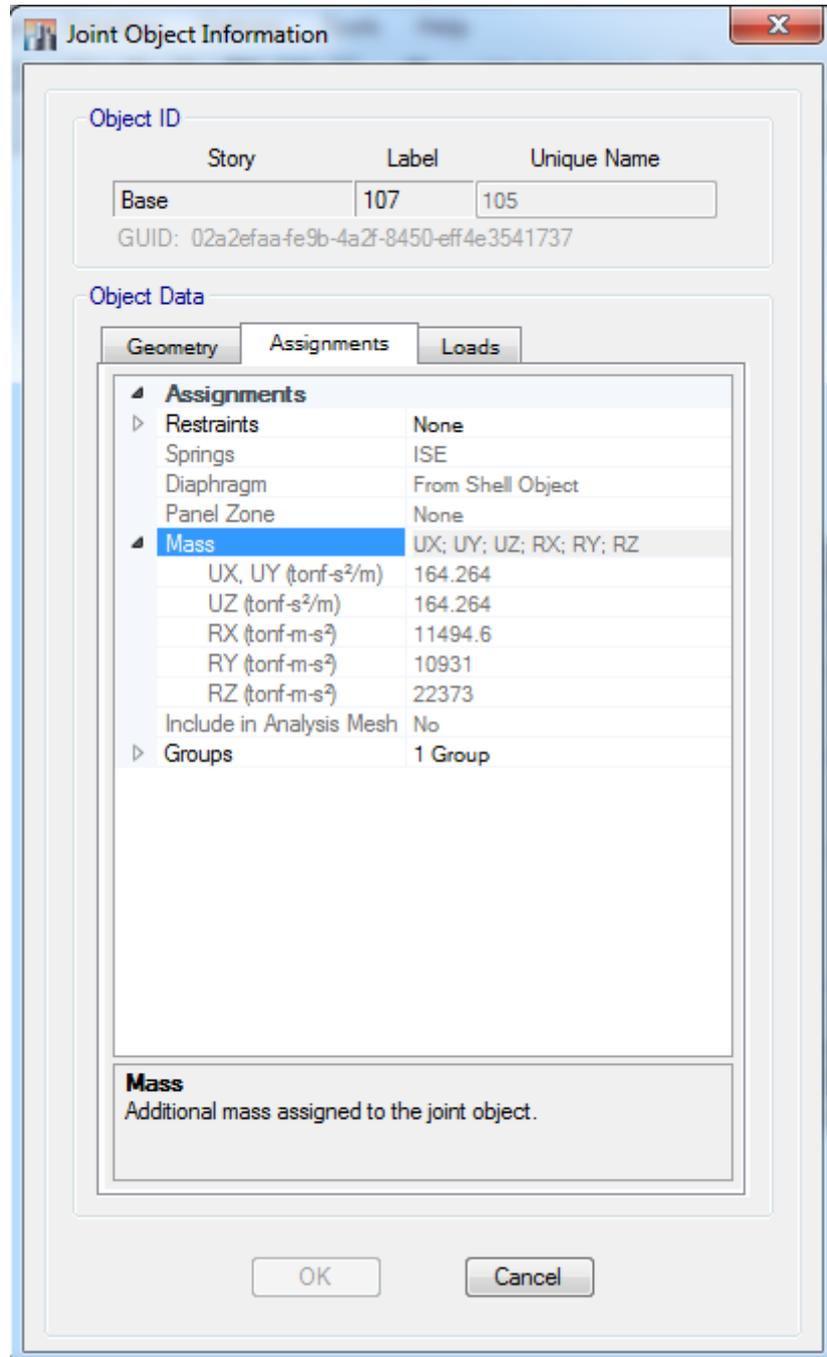


Figura 3.24. Masas en la dirección U1 U2 y U3 y rotacionales.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

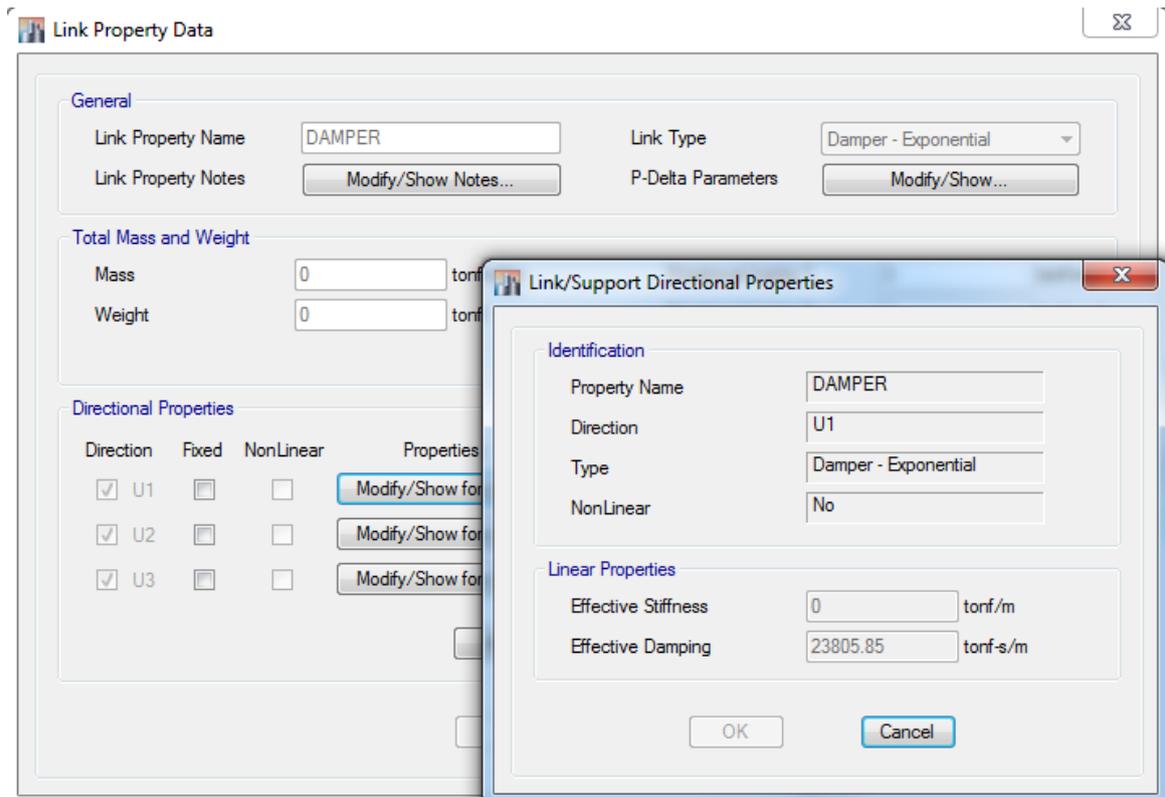


Figura 3.25. Amortiguamientos del suelo U1, U2 y U3 y rotacionales tipo DAMPER.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Para la interacción suelo estructura se definen las masas, rigideces y amortiguamientos en el centro de masa de la platea de cimentación que tiene una geometría irregular en planta adaptándose a la geometría de la proyección de las columnas sobre la cimentación para un mejor comportamiento y transmisión de esfuerzos se debe rigidizar a la platea de cimentación incrementando el módulo de elasticidad para otorgarle una mayor rigidez de la platea de cimentación.

Además, se debe rigidizar como brazo rígido la altura de empotramiento de la columna en la platea de cimentación.

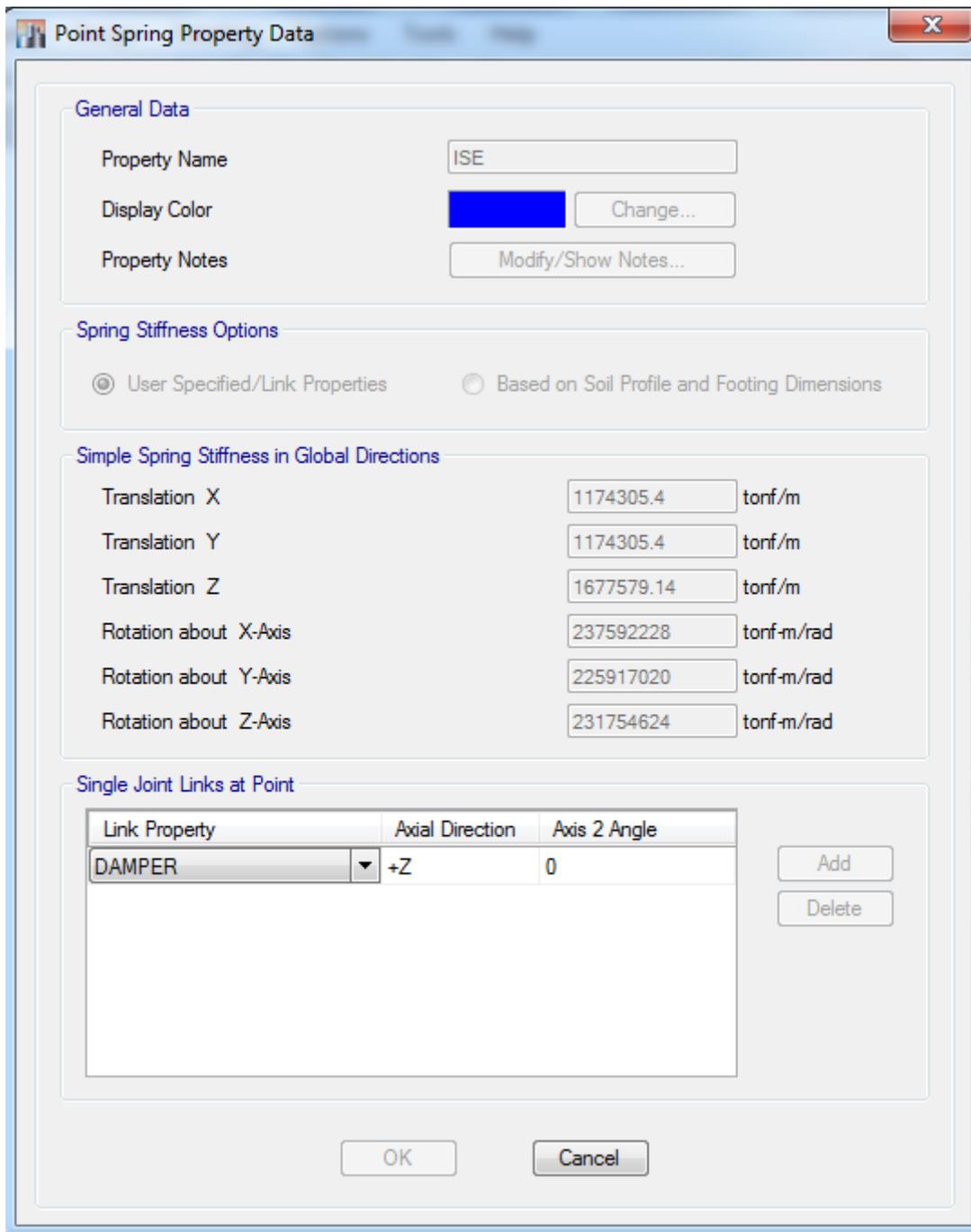


Figura 3.26. Rigidez en la dirección U1 U2 y U3 y rigideces rotacionales.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

## Capítulo IV

### Resultado y discusión

#### 4.1. Presentación de resultados

Se presentan los resultados obtenidos del análisis estructural del hospital materno infantil de la ciudad de Juliaca de acuerdo a los objetivos de la investigación; objetivo general y objetivos específicos respectivamente.

##### 4.1.1. En respuesta al objetivo general

El objetivo general está referido a determinar el aislador sísmico de base que muestren un comportamiento más óptimo para la estructura.

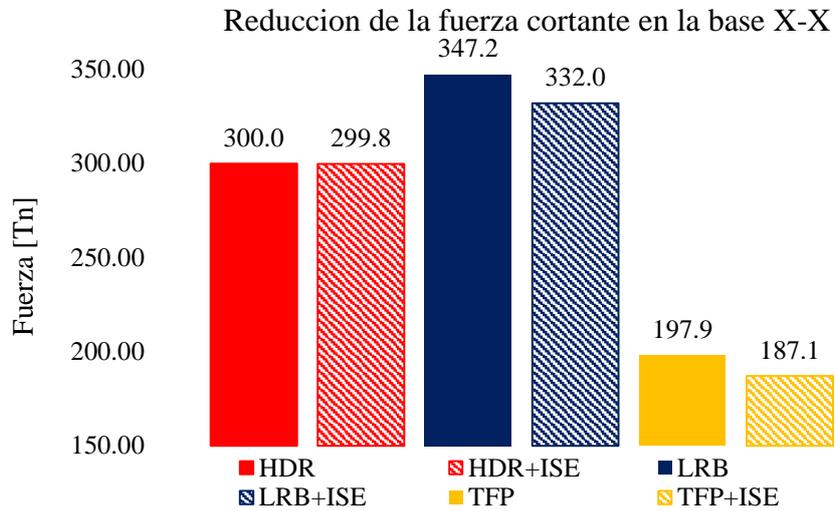
##### 4.1.1.1. Fuerza cortante en la base

Tabla 4.1

*Fuerza cortante en la base de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base*

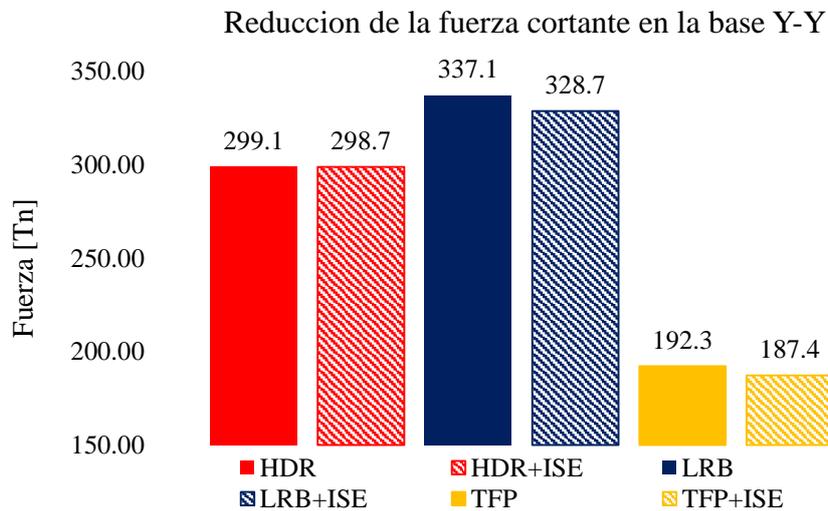
Fuerza cortante	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
V <sub>x</sub> [Tn]	300.0	299.8	347.2	332.0	197.9	187.1
V <sub>y</sub> [Tn]	299.1	298.7	337.1	328.7	192.3	187.4

La Tabla 4.1 muestra las fuerzas cortantes en la base de la estructura aislada con base fija y estructura aislada considerando la ISE, se verifica mayor reducción de fuerzas cortantes por los aisladores TFP de 5%, LRB de 4% y 0.13% de HDR.



*Figura 4.1.* Fuerzas cortantes en la base de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X.

Fuente: César Chacón.



*Figura 4.2.* Fuerzas cortantes en la base de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

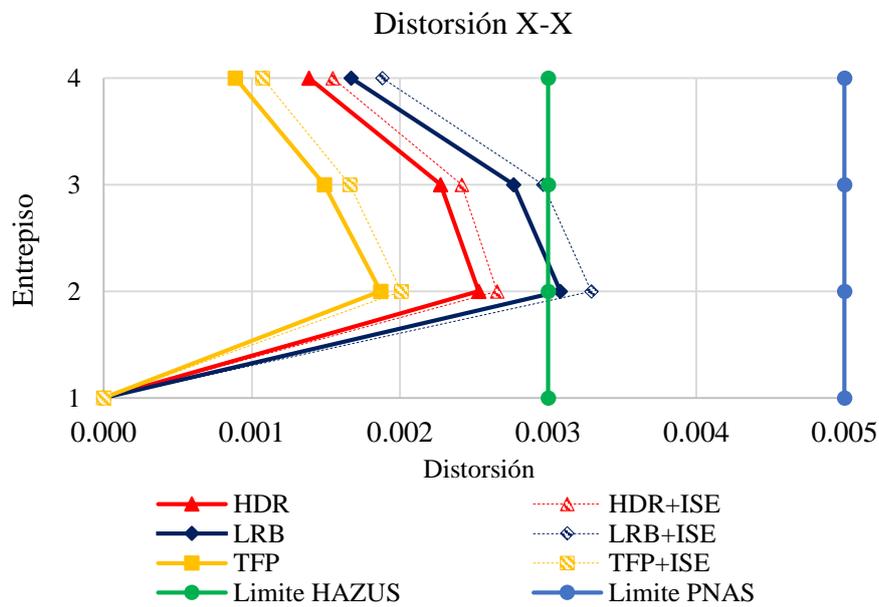
La fuerza cortante en la superestructura o sobre el sistema de aislación viene a ser para un sismo de diseño (SD) con un factor de reducción de fuerzas sísmica  $R=2$ , el cual también puede calcularse para un sismo máximo creíble (SMC)  $R=1$ , para luego reducirlo con  $R=2$ .

#### 4.1.1.2. Distorsión de entrepiso

Tabla 4.2

*Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base, sismo X-X*

Piso	DriftX inelastico					
	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	0.0014	0.0015	0.0017	0.0019	0.0009	0.0011
Piso 3	0.0023	0.0024	0.0028	0.0030	0.0015	0.0017
Piso 2	0.0025	0.0027	0.0031	0.0033	0.0019	0.0020
Piso 1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



*Figura 4.3. Distorsiones de entrepiso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X.*

Fuente: César Chacón.

La consideración de ISE en el análisis de estructura con respecto a la estructura aislada fija en su base da como resultado un incremento de 8%, y se observa el cumplimiento de los 3 (tres) tipos de aisladores para la distorsión máxima de la propuesta de norma de aislamiento sísmico, y solo el del TFP y HDR cumplen las consideraciones de HAZUS – MH 2.1.

Tabla 4.3

*Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base, sismo Y-Y*

Piso	DriftY inelastico					
	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	0.0014	0.0016	0.0017	0.0019	0.0010	0.0012
Piso 3	0.0024	0.0025	0.0030	0.0032	0.0018	0.0019
Piso 2	0.0027	0.0028	0.0033	0.0035	0.0022	0.0024
Piso 1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

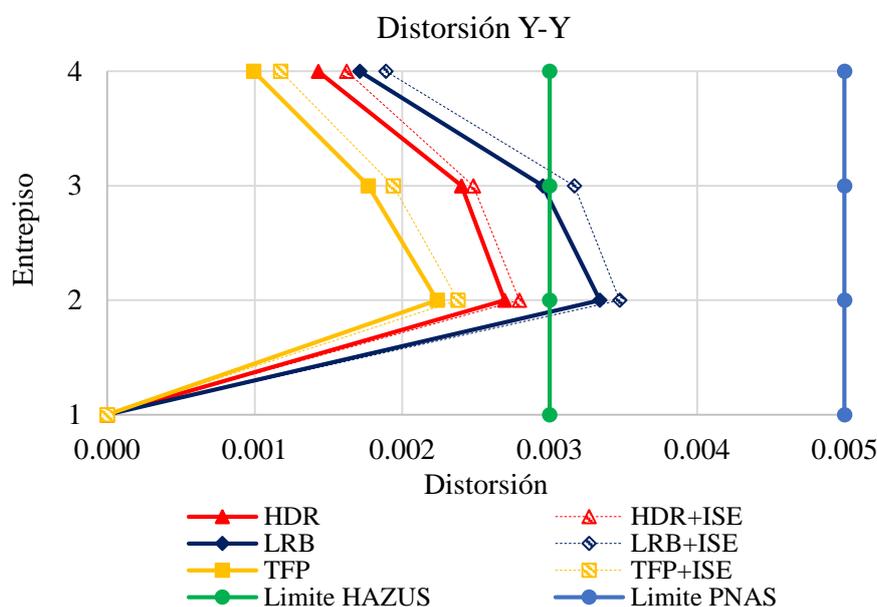


Figura 4.4. Distorsiones de entrepiso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

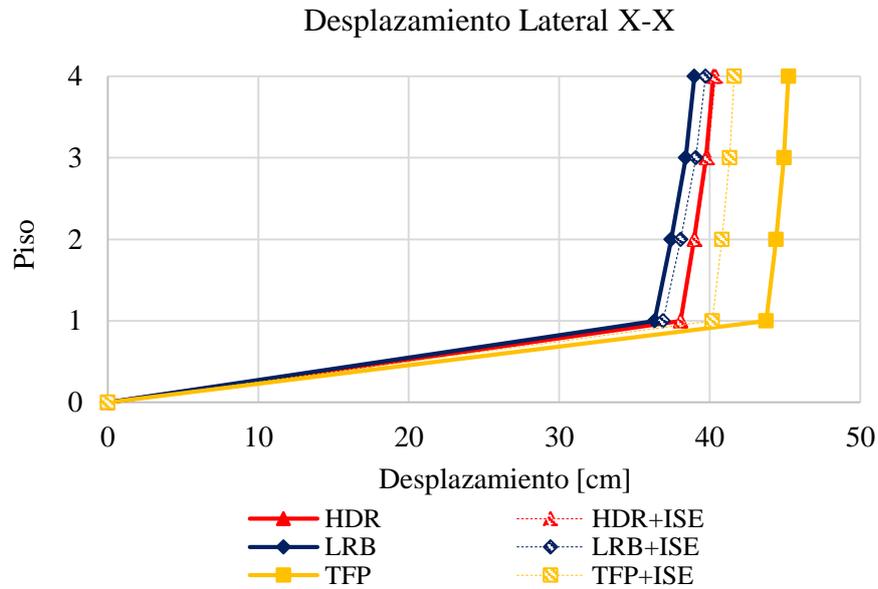
En las Figura 4.3 y Figura 4.4 muestran las distorsiones de entrepiso para un sismo máximo creíble y el coeficiente de ductilidad  $R=1$ .

### 4.1.1.3. Desplazamiento lateral

Tabla 4.4

*Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X*

Piso	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	40.25	40.38	38.98	39.72	45.24	41.82
Piso 3	39.76	39.84	38.40	39.09	44.94	41.44
Piso 2	38.97	39.01	37.44	38.07	44.41	40.86
Piso 1	38.07	38.07	36.34	36.89	43.74	40.15



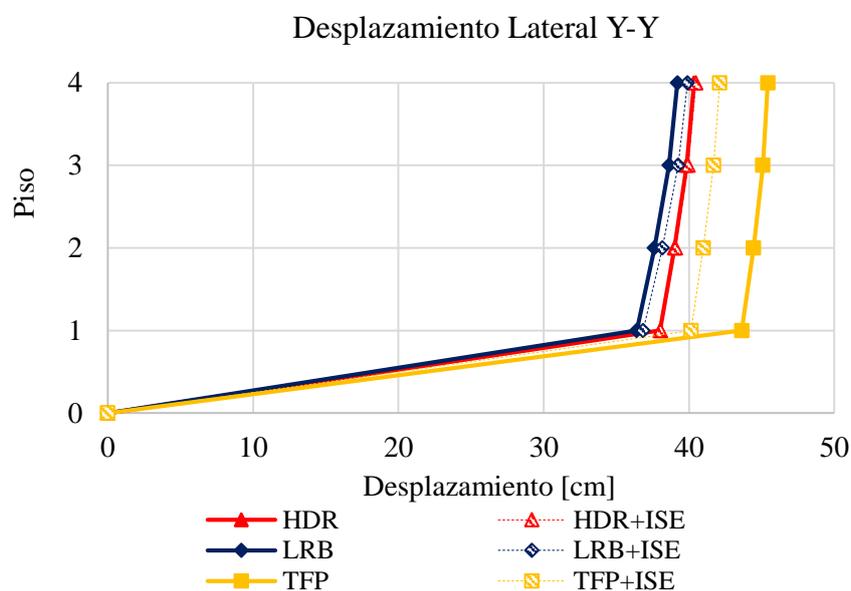
*Figura 4.5. Desplazamiento lateral estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X.*

Fuente: César Chacón.

Tabla 4.5

*Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y*

Piso	Desplazamiento Y [cm]					
	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	40.34	40.47	39.21	39.89	45.42	42.10
Piso 3	39.84	39.93	38.63	39.25	45.08	41.69
Piso 2	39.01	39.08	37.62	38.16	44.44	40.99
Piso 1	38.01	38.04	36.40	36.85	43.63	40.13



*Figura 4.6. Desplazamiento lateral estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y.*

Fuente: César Chacón.

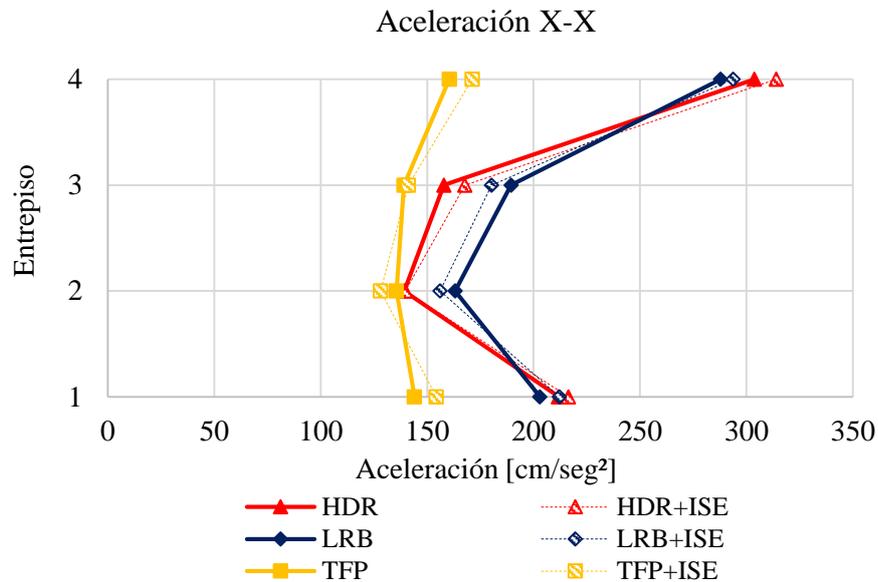
En la Fig. 4.5 y Fig. 4.6 se observa para los aisladores HDR no hay influencia del ISE en los desplazamientos laterales, y un incremento en 1.5% para los aisladores LRB y una reducción del desplazamiento de 8% con el uso de los aisladores TFP.

#### 4.1.1.4. Aceleración máxima

Tabla 4.6

*Aceleración máxima de piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X*

Piso	Aceleración X [cm/seg <sup>2</sup> ]					
	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	303.79	314.01	287.87	293.85	160.49	171.25
Piso 3	157.87	167.79	189.47	180.30	139.17	141.16
Piso 2	139.22	139.75	163.22	156.14	135.62	128.17
Piso 1	211.74	216.44	203.04	212.12	144.04	154.33



*Figura 4.7. Aceleraciones máximas por piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo X-X.*

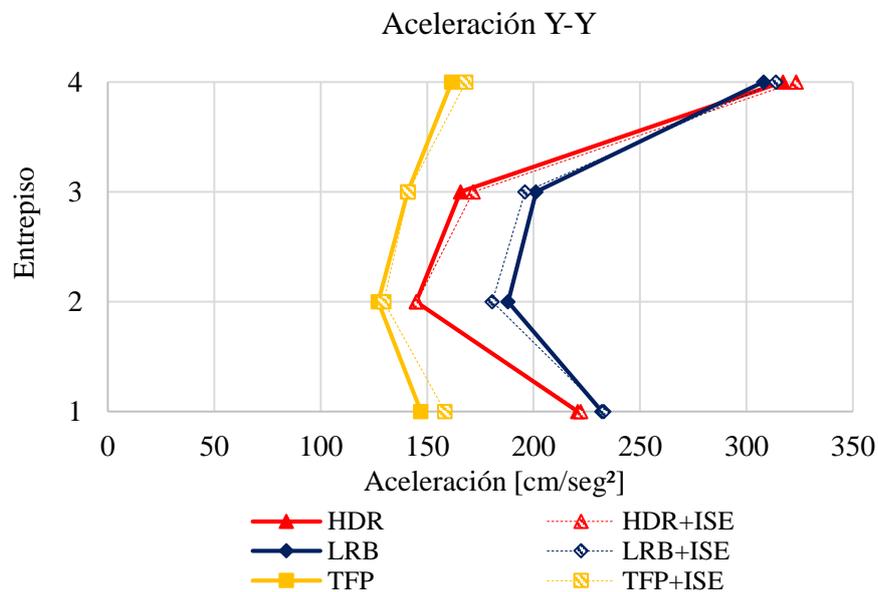
Fuente: César Chacón.

La aceleración máxima se presenta en el último piso de la infraestructura y en las Fig. 4.7 y Fig. 4.8 se tiene que el aislador TFP tiene menor aceleración con respecto al dos tipos de aisladores, y una reducción en los pisos intermedios con respecto a la estructura aislada fija en su base.

Tabla 4.7

*Aceleración máxima de piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y*

Piso	Aceleración Y [cm/seg <sup>2</sup> ]					
	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	317.18	323.41	308.13	313.91	161.58	168.26
Piso 3	165.78	171.71	201.16	196.05	140.86	141.08
Piso 2	144.88	145.23	188.07	180.65	127.06	129.60
Piso 1	220.85	222.24	232.16	233.10	147.11	158.34



*Figura 4.8. Aceleraciones máximas por piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Y-Y.*

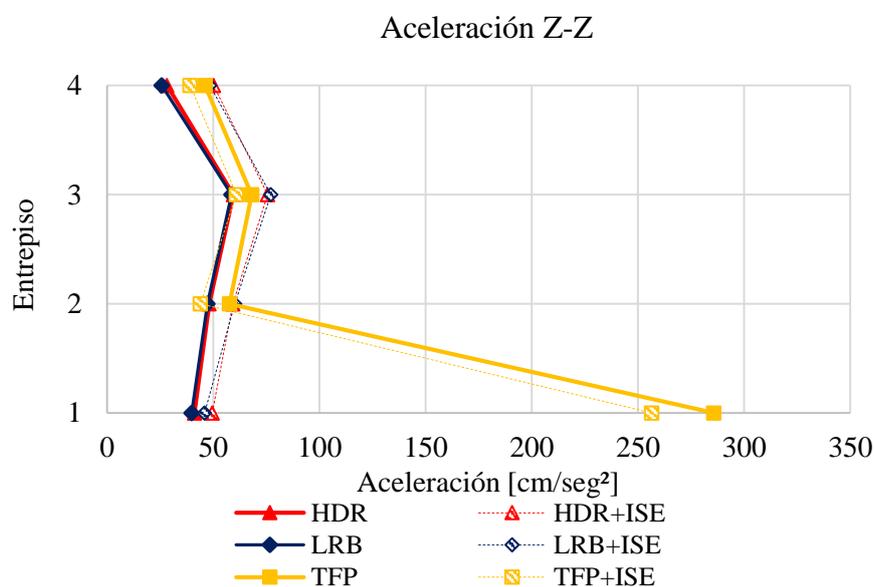
Fuente: César Chacón.

Para obtener los resultados de aceleraciones máximas se calculó con  $R=1$  que viene a ser para un sismo máximo creíble, en el que las aceleraciones de diseño se incrementan en 1.5 veces.

Tabla 4.8

*Aceleración máxima de piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Z-Z*

Piso	Aceleración Z [cm/seg <sup>2</sup> ]					
	HDR	HDR+ISE	LRB	LRB+ISE	TFP	TFP+ISE
Piso 4	28.22	50.19	25.71	48.33	46.15	39.05
Piso 3	59.48	75.60	58.63	77.16	68.11	60.81
Piso 2	48.02	59.19	47.25	60.06	57.63	43.83
Piso 1	41.13	49.54	39.78	45.82	285.73	256.51



*Figura 4.9. Aceleraciones máximas por piso estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base sismo Z-Z.*

Fuente: César Chacón.

Si bien los aisladores de base han demostrado ser eficientes en reducir las aceleraciones horizontales y capacidad de disipación de energía, sin embargo se producen amplificación de aceleración vertical entre el suelo y el primer nivel indicando que este efecto es causado fundamentalmente por el sistema de aislación Moroni et al. (1998)

#### 4.1.1.5. Modos de vibración y participación de la masa

Tabla 4.9

*Periodo de vibración y masa participativa de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base - HDR*

Tipo	Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
HDR	1	2.67	0.04	<b>0.94</b>	0.00	0.00	0.03	Traslación Y
	2	2.66	<b>0.96</b>	0.04	0.00	0.00	0.00	Traslación X
	3	2.48	0.00	0.02	0.00	0.00	<b>0.97</b>	Rotacion
HDR + ISE	1	2.68	0.04	<b>0.93</b>	0.00	0.00	0.03	Traslación Y
	2	2.67	<b>0.96</b>	0.04	0.00	0.00	0.00	Traslación X
	3	2.51	0.00	0.03	0.00	0.00	<b>0.97</b>	Rotacion

La participación de la masa con el uso de aisladores HDR de base fija e ISE no presenta variación considerable. Sin embargo, el periodo de vibración para la estructura presenta una variación de 0.01 seg. En los dos primeros modos y 0.03 seg en el tercer modo debido a la consideración de la flexibilidad del suelo.

Tabla 4.10

*Periodo de vibración y masa participativa de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base - LRB*

Tipo	Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
LRB	1	2.83	0.02	<b>0.97</b>	0.00	0.00	0.00	Traslación Y
	2	2.83	<b>0.98</b>	0.02	0.00	0.00	0.00	Traslación X
	3	2.42	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>1.00</b>	Rotacion
LRB + ISE	1	2.84	0.01	<b>0.98</b>	0.00	0.00	0.01	Traslación Y
	2	2.83	<b>0.99</b>	0.01	0.00	0.00	0.00	Traslación X
	3	2.46	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.99</b>	Rotacion

Para los aisladores LRB la masa participativa tiene un incremento de 1% el cual representa aproximadamente 30 Tn con referencia a la masa sísmica de 3396 Tn, respecto al

periodo de vibración de la estructura un incremento de 0.01 seg. Y 0.04 seg. en el primer y tercer modo respectivamente al considerar la ISE.

Tabla 4.11

*Periodo de vibración y masa participativa de estructura aislada con ISE respecto a la estructura aislada fija en su base - TFP*

Tipo	Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
TFP	1	3.14	0.00	<b>1.00</b>	0.00	0.00	0.00	Traslación Y
	2	3.13	<b>1.00</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	Traslación X
	3	3.09	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>1.00</b>	Rotacion
TFP + ISE	1	3.14	0.00	<b>0.98</b>	0.00	0.00	0.01	Traslación Y
	2	3.13	<b>0.98</b>	0.01	0.00	0.00	0.02	Traslación X
	3	3.12	0.02	0.01	0.00	0.00	<b>0.97</b>	Rotacion

Los aisladores TFP son dispositivos que se caracterizan por la capacidad de grandes desplazamientos y dotar a la estructura periodos de vibración altos con respecto al HDR y LRB. Sin embargo, la consideración de ISE no se variación en los dos primeros modos y con respecto a los demás aisladores genera una reducción de masa participativa de 2%

#### 4.1.2. En respuesta a los objetivos específicos

Se determina la fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso, desplazamiento lateral y aceleración máxima del edificio sin aisladores sísmicos de base.

##### 4.1.2.1. Edificio sin aislador sísmico de base

Análisis estructural que se desarrolla considerando que el edificio está empotrado en el suelo y este es infinitamente rígido (análisis convencional).

### a) Fuerza cortante en la base

Fuerza máxima inducida por la aceleración del suelo a causa de un sismo de diseño.

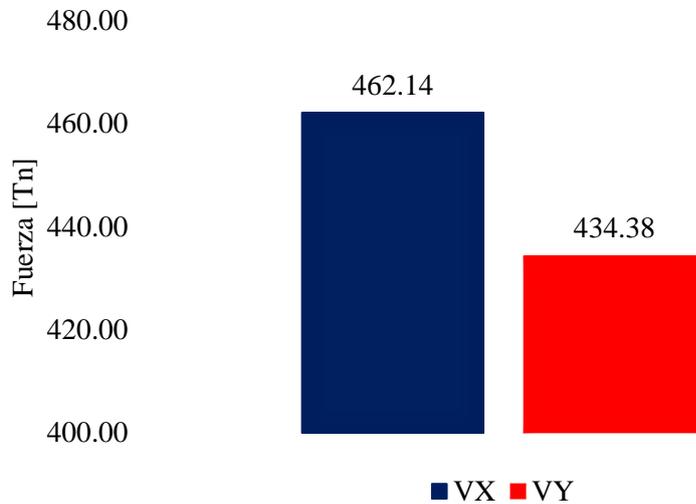


Figura 4.10. Fuerza cortante en la base de estructura empotrada.

Fuente: César Chacón.

### b) Distorsión de entrepiso

Para determinar la distorsión de entrepiso inelástico se le multiplica por el coeficiente de reducción sísmica  $R=8 \times 0.75$  (0.75 por la irregularidad torsional). Si la estructura fuese considerada sin aisladores y con los elementos estructurales mencionados en el capítulo III en un eventual sismo tendríamos fallas estructurales debidos a las altas distorsiones.

Tabla 4.12

*Distorsión de entrepiso de estructura empotrada*

Piso	DriftX elastico	DriftY elastico	DriftX inelastico	DriftY inelastico
Piso 4	0.0016	0.0019	0.010	0.012
Piso 3	0.0026	0.0031	0.019	0.019
Piso 2	0.0025	0.0029	0.017	0.017
Piso 1	0.0004	0.0004	0.002	0.003

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la E 0.30 indica una distorsión máxima de 0.007 el cual se determina multiplicando por el factor de ductilidad  $R=6$  a las derivas elásticas para obtener las distorsiones. Si consideramos un análisis convencional de la estructura se observa distorsiones de hasta 0.02, que claramente generarían daño estructural hasta un sismo moderado.

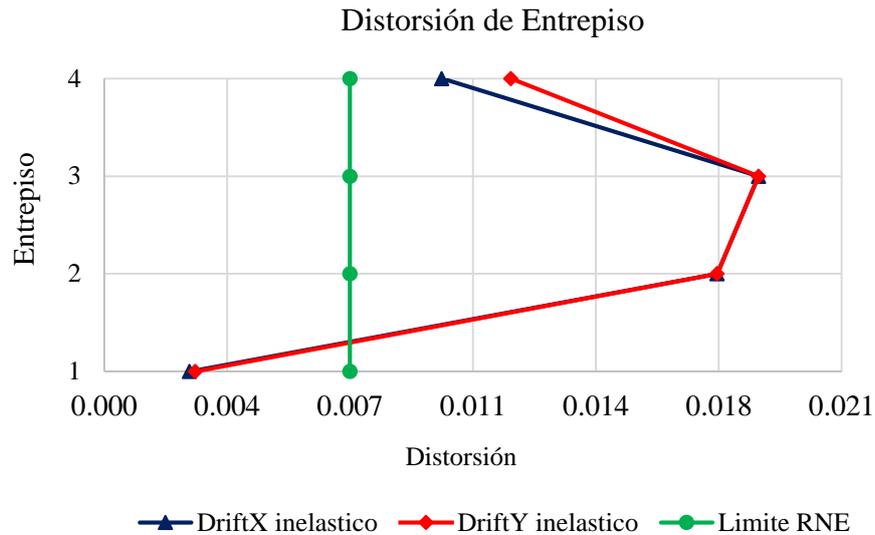


Figura 4.11. Distorsión de entrepiso de estructura empotrada.

Fuente: César Chacón.

### c) Desplazamiento lateral

Tabla 4.13

*Desplazamiento lateral de estructura empotrada*

Piso	Desplaz.	Desplaz.
	[cm] X-X	[cm] Y-Y
Piso 4	2.24	2.54
Piso 3	1.71	1.96
Piso 2	0.87	0.99
Piso 1	0.08	0.08

A través de la Fig.4.12 se muestra de forma gráfica el desplazamiento lateral (del centro de masa).

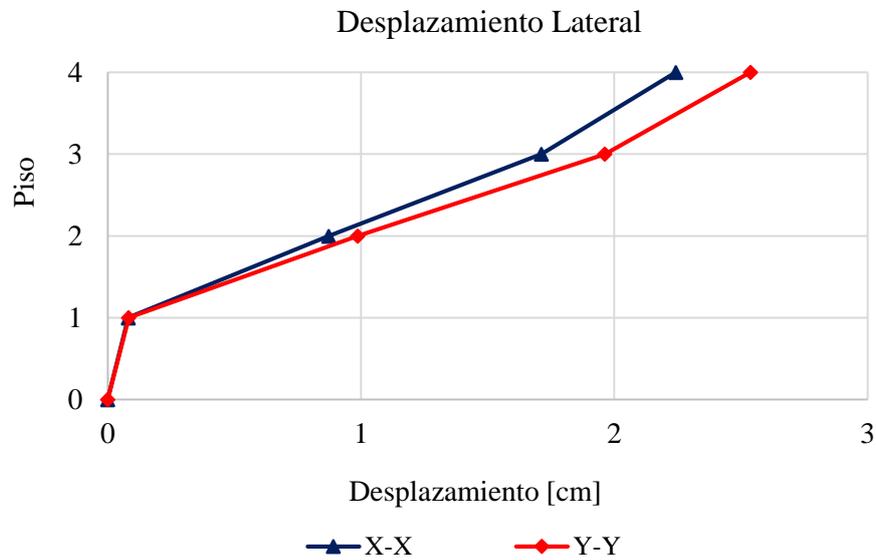


Figura 4.12. Desplazamiento lateral de estructura empotrada.

Fuente: César Chacón.

#### d) Aceleración máxima de piso

Tabla 4.14

*Aceleración máxima por piso de estructura fija en su base.*

Piso	UX [cm/seg <sup>2</sup> ]	UY [cm/seg <sup>2</sup> ]
Piso 4	319.560	338.110
Piso 3	241.740	254.870
Piso 2	166.550	169.070
Piso 1	197.160	30.110

A través de la Fig.4.13 se muestra de forma gráfica la aceleración máxima por cada piso.

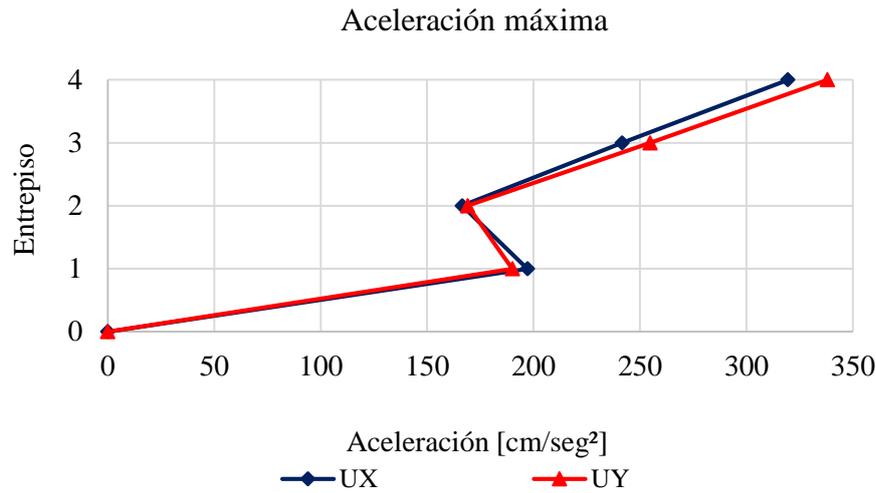


Figura 4.13. Aceleración máxima por piso de estructura empotrada.

Fuente: César Chacón.

Las aceleraciones de una estructura fija en su base son perjudiciales para el contenido del edificio y aún más para estructuras hospitalarias con equipos muy sensibles que requieren estar operativos para la atención post sismo, las aceleraciones que se muestran en la Fig. 4.13 generarían en los equipos contenidos en el edificio severos que no permitirían resolver las emergencias después de un sismo severo.

#### e) Modos de vibración y participación de la masa

Tabla 4.15

*Periodos de vibración y masa participativa de la estructura fija en su base.*

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	0.622	0.065	<b>0.482</b>	0.274	0.036	0.092	Traslación Y
2	0.576	<b>0.496</b>	0.110	0.063	0.278	0.030	Traslación X
3	0.490	0.080	0.043	0.024	0.043	<b>0.525</b>	Rotacion
4	0.198	0.019	0.057	0.129	0.047	0.015	Traslación Y
5	0.181	0.060	0.037	0.081	0.135	0.005	Traslación X
6	0.146	0.026	0.007	0.015	0.055	0.087	Rotacion
7	0.115	0.008	0.012	0.010	0.006	0.007	Traslación Y
8	0.099	0.015	0.021	0.021	0.014	0.001	Traslación Y
9	0.075	0.018	0.005	0.006	0.023	0.036	Rotacion
10	0.052	0.202	0.000	0.000	0.337	0.027	Traslación X
11	0.045	0.011	0.002	0.003	0.023	0.163	Rotacion
12	0.036	0.002	0.002	0.004	0.003	0.006	Rotacion

En la Tabla 4.15 se tiene una masa participativa menor al 50% y es debido a ello que la estructura entra en irregularidad torsional, lo más recomendable sería realizar una redistribución de los elementos resistentes como columnas y placas hasta lograr una participación mayor de masa.

#### 4.1.2.2. Edificio con aislador sísmico de base, utilizando los tres tipos de aisladores

Se adiciona los aisladores sísmicos de base entre la sub estructura y la súper estructura los aisladores; *High Damping Rubber (HDR)*, *Lead Rubber Bearings (LRB)* y *Triple Friction Pendulum (TFP)*.

##### a) Fuerza cortante en la base

En la Fig. 4.14 y Fig. 4.15 se muestra las fuerzas cortantes en base de la estructura aislada en la dirección X-X y Y-Y respectivamente para cada tipo de aislador, este resultado se obtuvo para un sismo de diseño y un coeficiente de reducción  $R=2$ .

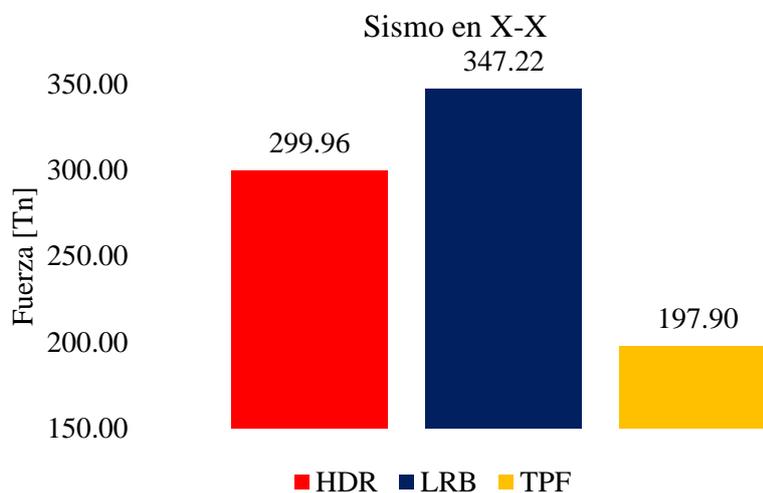


Figura 4.14. Fuerza cortante en la base de estructura aislada sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

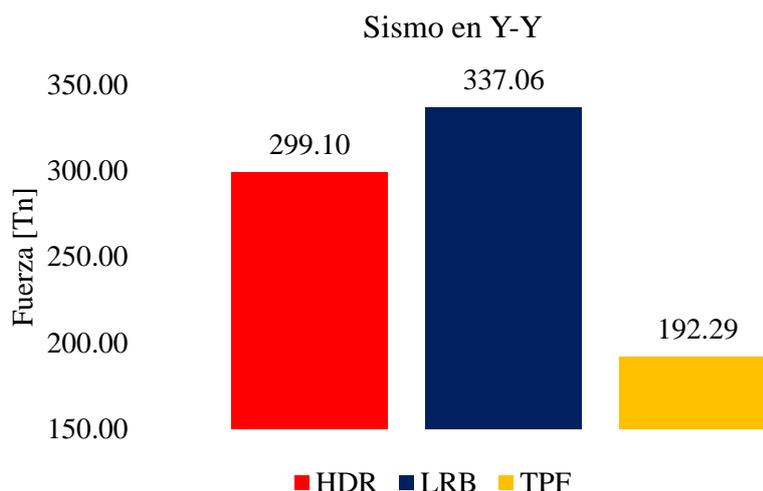


Figura 4.15. Fuerza cortante en la base de estructura aislada sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

Si la elección de aislador para una estructura solo fuera la cortante que permite ingresar a la estructura se optaría por el TFP, además, la cortante mínima para el diseño para la estructura sobre el sistema de aislación según la propuesta de norma de aislamiento sísmico (Ec. 2.2) viene a ser 192 32 Tn.

## b) Distorsión de entrepiso

Tabla 4.16

*Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo X-X*

Piso	DriftX inelastico		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	0.0014	0.0017	0.0009
Piso 3	0.0023	0.0028	0.0015
Piso 2	0.0025	0.0031	0.0019
Piso 1	0.0000	0.0000	0.0000

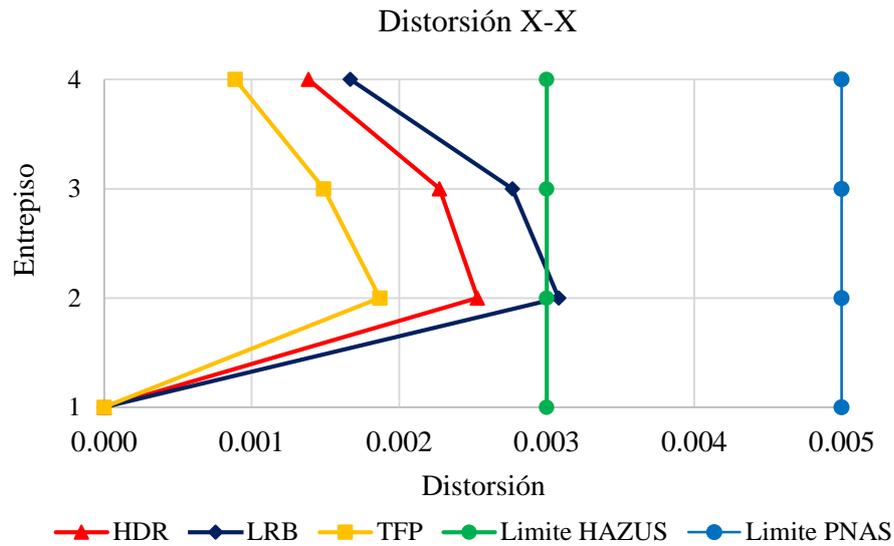


Figura 4.16. Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

El PNAS viene a ser el límite de distorsión máxima para el análisis no lineal del proyecto de norma de aislamiento sísmico.

Tabla 4.17

*Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo Y-Y*

Piso	DriftY inelastico		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	0.0014	0.0017	0.0010
Piso 3	0.0024	0.0030	0.0018
Piso 2	0.0027	0.0033	0.0022
Piso 1	0.0000	0.0000	0.0000

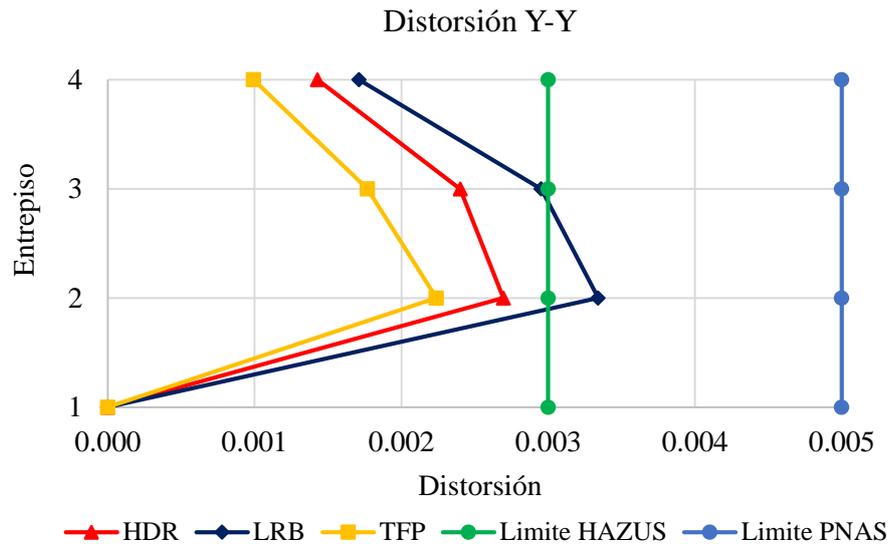


Figura 4.17. Distorsión de entrepiso de estructura aislada base fija sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

Según HAZUS – MH 2.1 el cual estima daños y costos de reparación después de un sismo se considera una distorsión máxima de 0.0033 e investigaciones para propuesta de norma de aislamiento sísmico indican 0.0025, debido a ello se considera que los aisladores TFP y HDR presentan las mejores respuestas frente a los aisladores LRB.

### c) Desplazamiento lateral

Desplazamiento lateral del centro de masa de cada piso para el sismo dirección X-X.

Tabla 4.18

*Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo X-X*

Piso	Desplazamiento X [cm]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	40.25	38.98	45.24
Piso 3	39.76	38.40	44.94
Piso 2	38.97	37.44	44.41
Piso 1	38.07	36.34	43.74

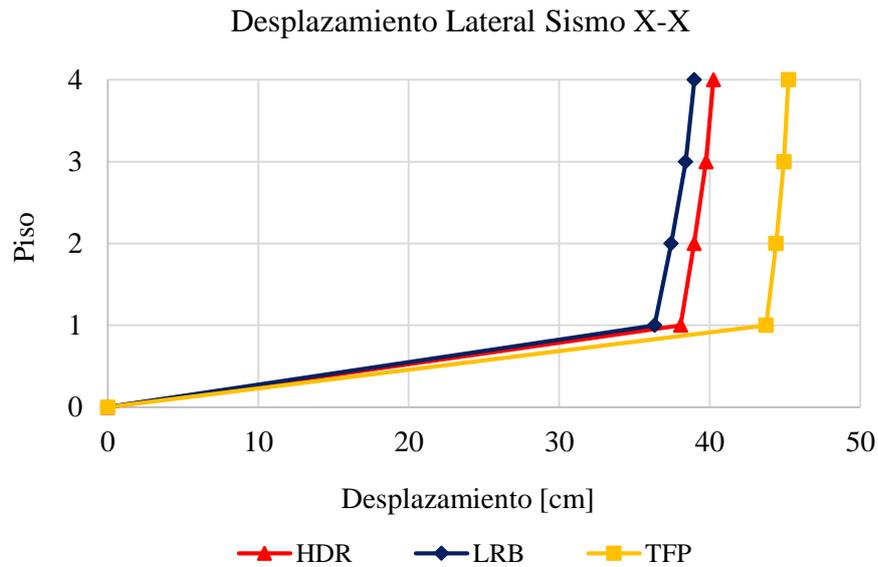


Figura 4.18. Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

En la Figura 4.18 y Figura 4.19 los aisladores que desarrollan mayor desplazamiento para un sismo máximo creíble son los aisladores de TFP con 0.44 m debido a su comportamiento característico, haciendo del sistema de aislamiento más flexible. El aislador LRB es el que desarrolla menor desplazamiento de 0.36 m debido al núcleo de plomo dando como resultado un sistema más rígido y por ende se tiene además un ingreso de mayores fuerzas cortantes hacia la superestructura.

Tabla 4.19

*Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo Y-Y*

Piso	Desplazamiento Y [cm]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	40.34	39.21	45.42
Piso 3	39.84	38.63	45.08
Piso 2	39.01	37.62	44.44
Piso 1	38.01	36.40	43.63

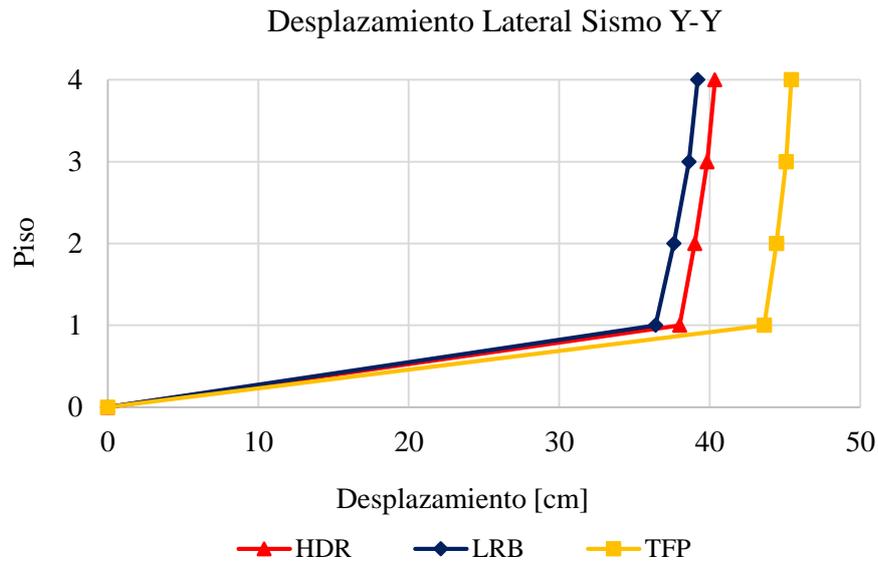


Figura 4.19. Desplazamiento lateral de estructura aislada base fija sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

El diagrama de histéresis que se muestran en la Figura 4.20, Figura 4.21 y Figura 4.22 viene a representar para un sismo máximo creíble (SMC) que corresponde a 2500 años de periodo de retorno y se puede observar en ellas la fuerza cortante máxima y el desplazamiento máximo.

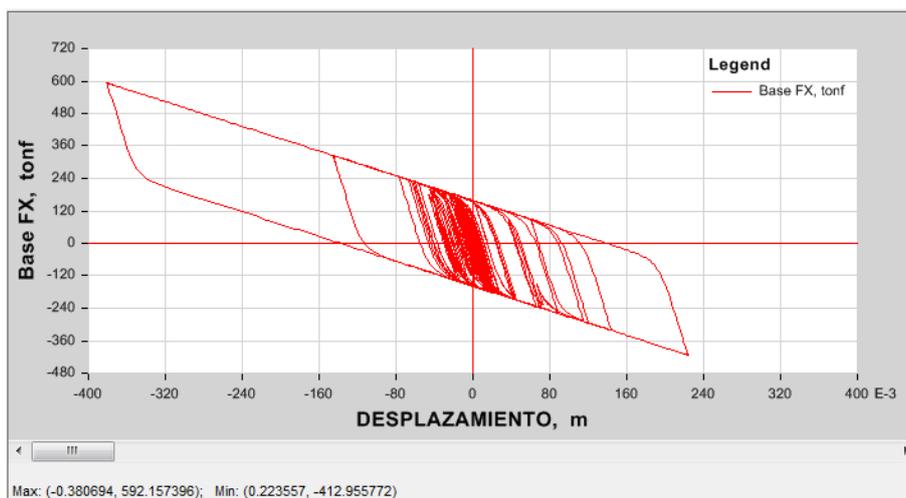


Figura 4.20. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores HDR.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

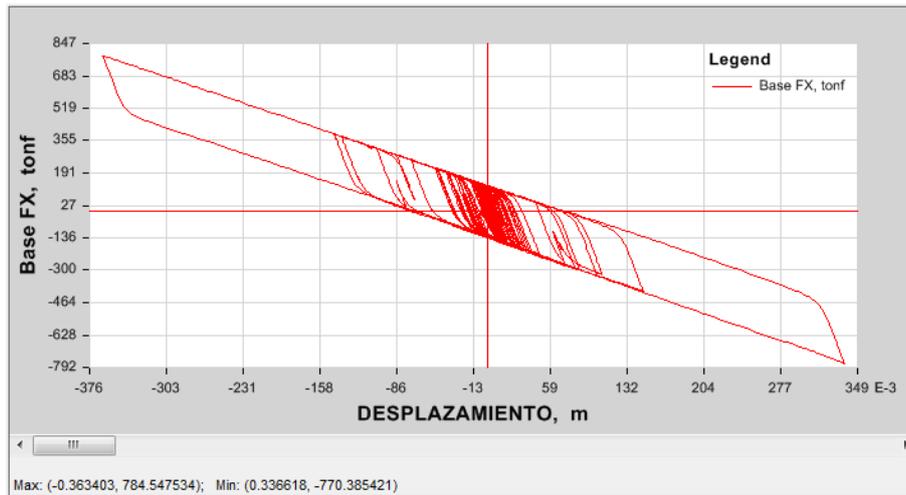


Figura 4.21. Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento - aisladores LRB.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

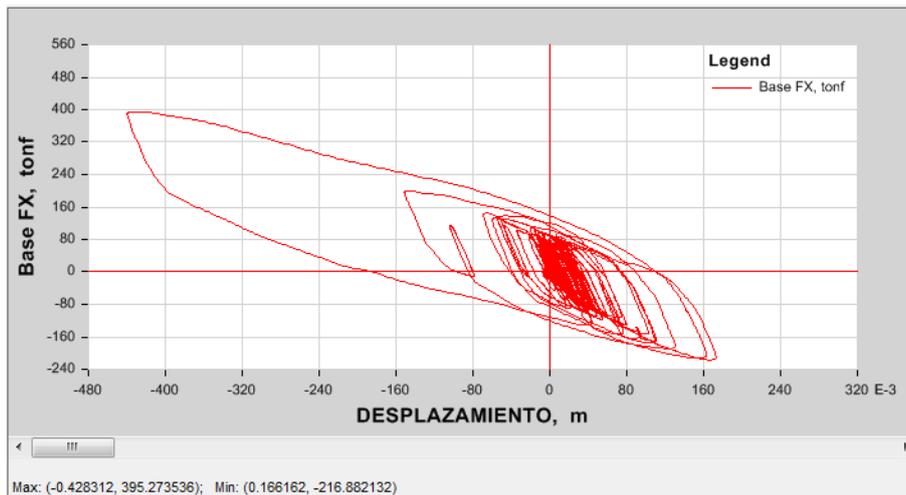


Figura 4.22. Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento - aisladores TFP.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

En la Fig. 4.20, Fig. 4.21 y Fig. 4.22 se muestran la histéresis de los tres tipos de aislamiento del cual se obtiene la rigidez total del sistema de aislamiento a través de la Ec. (4.1)

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (4.1)$$

Donde  $F^+$  y  $F^-$  máximas fuerzas positivas y negativas,  $\Delta^+$  y  $\Delta^-$  desplazamientos máximo positivos y negativos. Del cual se desprenden las siguientes rigideces para un sismo máximo creíble;

$$K_{eff(HDR)} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} = \frac{|+592.16| + |-412.95|}{|-0.38| + |+0.22|} = 1675.13 \frac{Tn}{m}$$

$$K_{eff(LRB)} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} = \frac{|+784.55| + |-770.39|}{|-0.36| + |+0.34|} = 2221.34 \frac{Tn}{m}$$

$$K_{eff(TFP)} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} = \frac{|+395.27| + |-216.88|}{|-0.43| + |+0.17|} = 1020.25 \frac{Tn}{m}$$

En las figuras siguientes se muestran el diagrama de histéresis de los aisladores sísmicos de base HDR y LRB con su carga sísmica y desplazamientos.

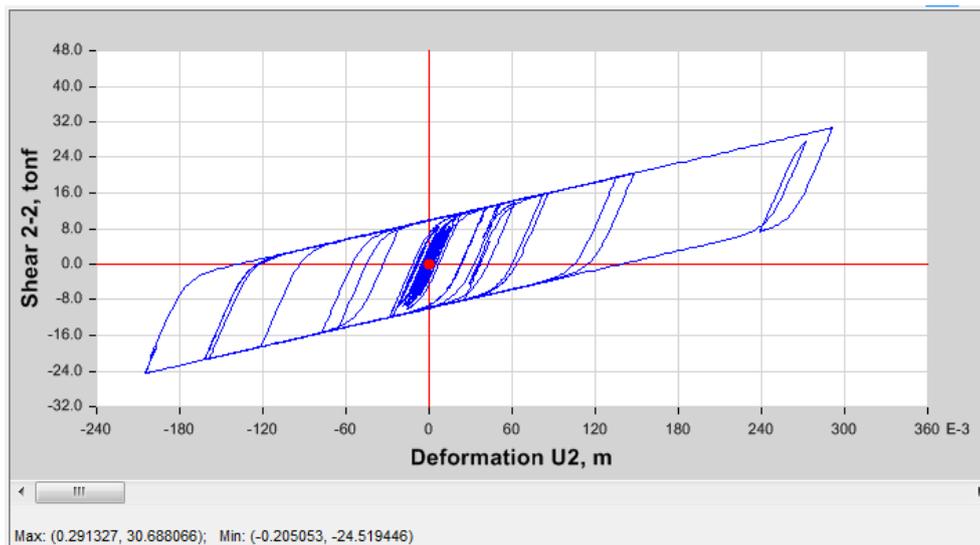


Figura 4.23. Diagrama de histéresis de aislador central HDR.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

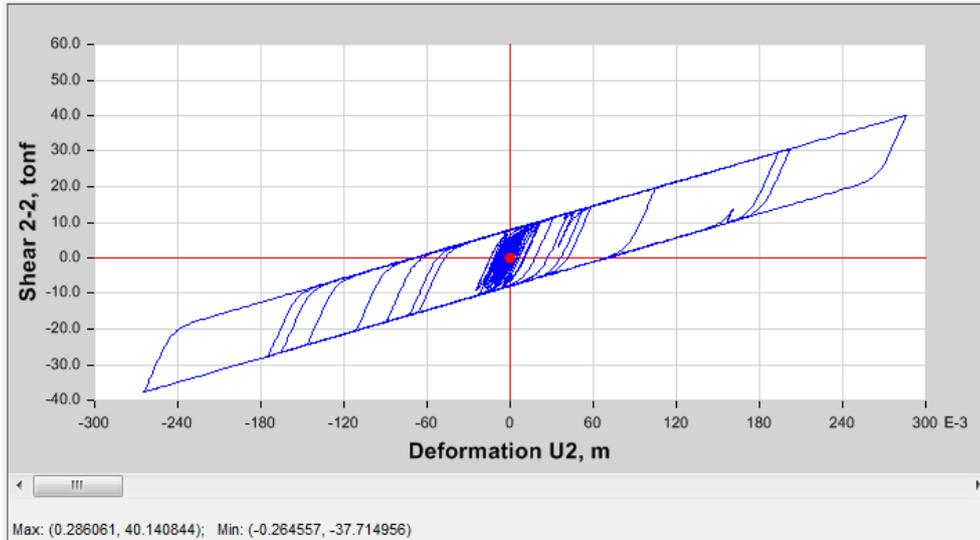


Figura 4.24. Diagrama de histéresis de aislador central LRB.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

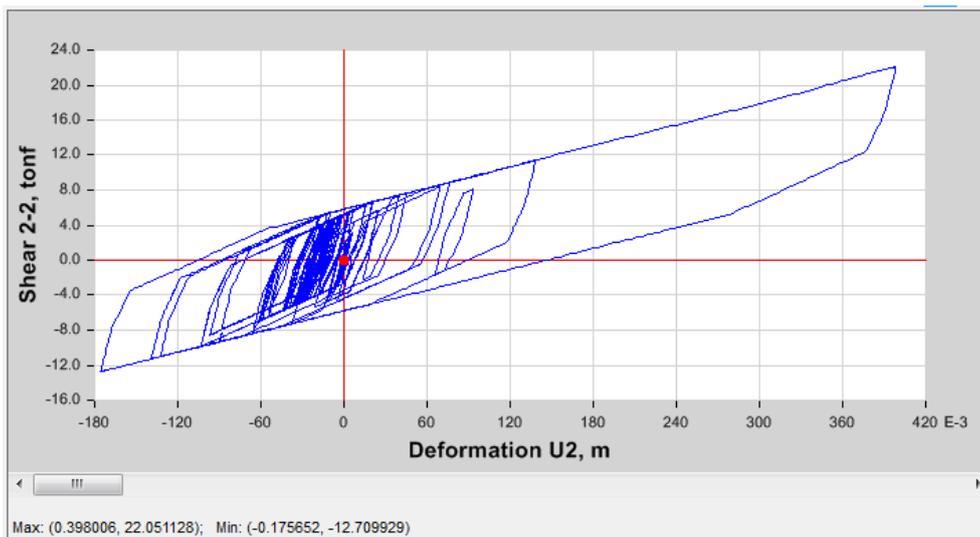


Figura 4.25. Diagrama de histéresis de aislador central TFP.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

El diagrama de histéresis de los aisladores TFP muestra los desplazamientos y fuerzas, se encuentran dentro de la fase III gobernados por una rigidez postelástica  $\frac{W}{R_1 + R_2}$  para un sismo máximo creíble.

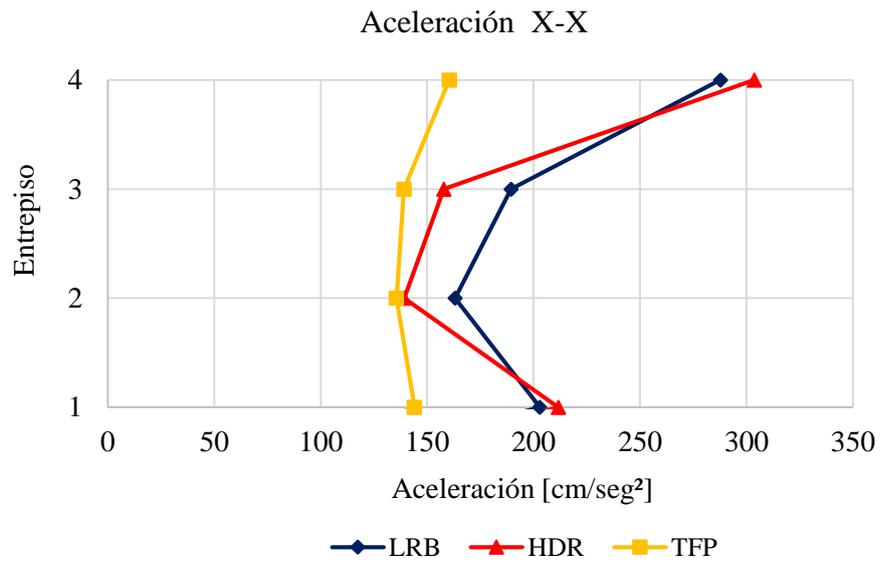
#### d) Aceleración máxima de piso

Aceleración máxima de piso a causa del sismo X-X

Tabla 4.20

*Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo X-X*

Piso	Aceleración [cm/seg <sup>2</sup> ]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	303.79	287.87	160.49
Piso 3	157.87	189.47	139.17
Piso 2	139.22	163.22	135.62
Piso 1	211.74	203.04	144.04



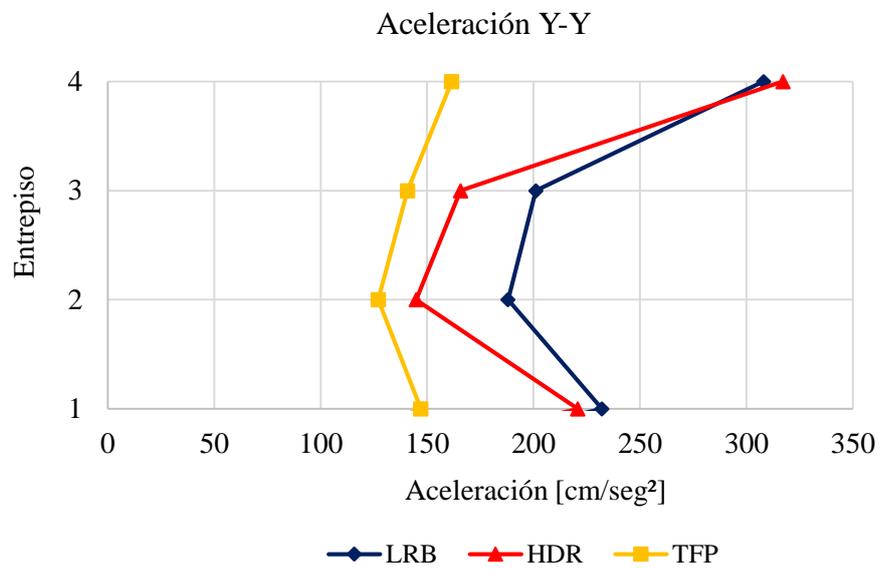
*Figura 4.26. Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo X-X.*

Fuente: César Chacón.

Tabla 4.21

*Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo Y-Y*

Piso	Aceleración [cm/seg <sup>2</sup> ]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	317.180	308.130	161.58
Piso 3	165.780	201.160	140.86
Piso 2	144.880	188.070	127.06
Piso 1	220.850	236.160	147.11



*Figura 4.27. Aceleración máxima de estructura aislada base fija sismo Y-Y.*

Fuente: César Chacón.

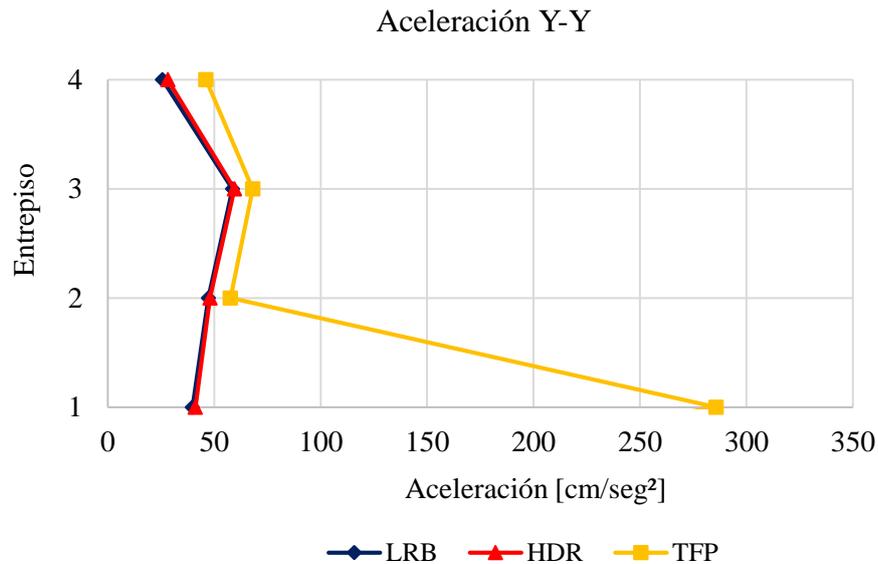


Figura 4.28. Aceleración máxima de estructura aislada sismo Z-Z.

Fuente: César Chacón.

De la Figura 4.27, Figura 4.28 Hazus – MH 2.1 (2015) para mantener daños leves restringe la aceleración Max. a 0.25g, de este modo si requerimos mantener operativo la infraestructura hospitalaria post sismo, el aislador que presenta este parámetro es el TFP, además de mantener una uniformidad de las aceleraciones en todos los entrepisos de la infraestructura.

#### e) Modos de vibración y participación de la masa

Se muestra los periodos de vibración con su respectiva participación de la masa de la estructura para los tres tipos de aisladores; *High Damping Rubber* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum* (TFP)

Se ha realizado diversos ensayos de ubicación de aisladores y deslizadores para obtener una participación de masa mayor al 90% en cada uno de los tres primeros modos, y también que los dos primeros modos de vibración en traslación y el tercer modo de vibración en rotación al eje Z.

Tabla 4.22

*Modos de vibración y participación de masa para los aisladores HDR*

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	2.67	0.04	<b>0.94</b>	0.00	0.00	0.03	Traslación Y
2	2.66	<b>0.96</b>	0.04	0.00	0.00	0.00	Traslación X
3	2.48	0.00	0.02	0.00	0.00	<b>0.97</b>	Rotacion

El periodo de vibración efectiva de la estructura aislada calculado en el diseño de aisladores es T=2.66 seg y el obtenido luego de realizar el análisis respectivo viene a ser T=2.67 seg

Tabla 4.23

*Modos de vibración y participación de masa para los aisladores LRB*

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	2.83	0.02	<b>0.97</b>	0.00	0.00	0.00	Traslación Y
2	2.83	<b>0.98</b>	0.02	0.00	0.00	0.00	Traslación X
3	2.42	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>1.00</b>	Rotacion

El periodo de vibración efectiva de la estructura aislada calculado en el diseño de aisladores es T=2.84 seg y el obtenido luego de realizar el análisis respectivo viene a ser T=2.83 seg

Tabla 4.24

*Modos de vibración y participación de masa para los aisladores TFP*

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	3.14	0.00	<b>1.00</b>	0.00	0.00	0.00	Traslación Y
2	3.13	<b>1.00</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	Traslación X
3	3.09	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>1.00</b>	Rotacion

El periodo de vibración efectiva de la estructura aislada calculado en el diseño de aisladores es  $T=3.14$  seg y el obtenido luego de realizar el análisis respectivo viene a ser  $T=2.14$  seg

#### 4.1.2.3. Edificio con aislador sísmico de base con la consideración de interacción suelo estructura

Del análisis de estructuras aisladas considerándose la interacción suelo estructura (ISE) los resultados en líneas generales son; Presentan una reducción en las fuerzas cortantes mínima, incremento de la distorsión de entrepiso de 0.0001, reducción del desplazamiento en los aisladores TFP e incremento de desplazamiento del aislador LRB y sin variación de los aisladores HDR. De las aceleraciones no presenta incremento o reducción importante, los periodos de vibración de la estructura presenta un incremento máximo de 0.01 seg, estos resultados se detallan líneas abajo.

##### a) Fuerza cortante en la base

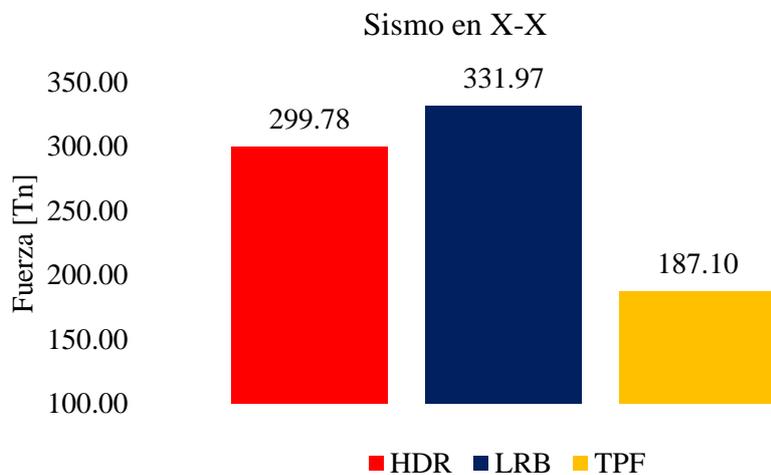


Figura 4.29. Fuerza cortante en la base de estructura aislada con ISE sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

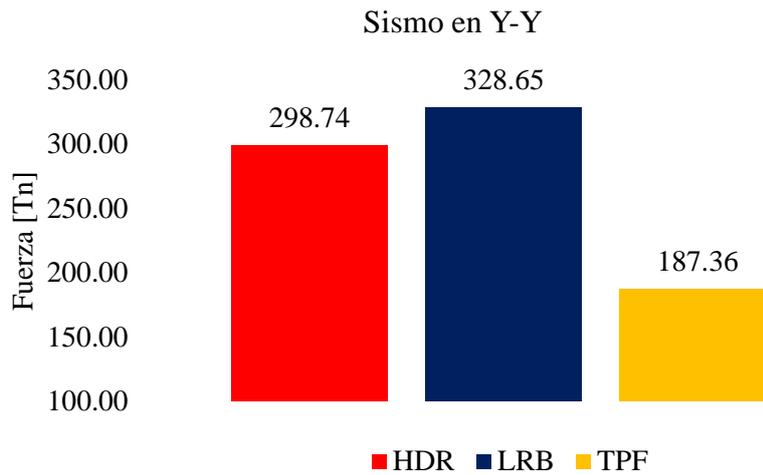


Figura 4.30. Fuerza cortante en la base de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

Al considerar la ISE en análisis estructural se verifica que el aislador TFP no cumple con la fuerza cortante mínima de 192 Tn requerida por la propuesta de norma de aislamiento sísmico Ec (2.2).

#### b) Distorsión de entrepiso

Tabla 4.25

*Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo X-X*

Piso	DriftX inelastico		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	0.0015	0.0019	0.00107
Piso 3	0.0024	0.0030	0.00166
Piso 2	0.0027	0.0033	0.00201
Piso 1	0.0000	0.0000	0.00000

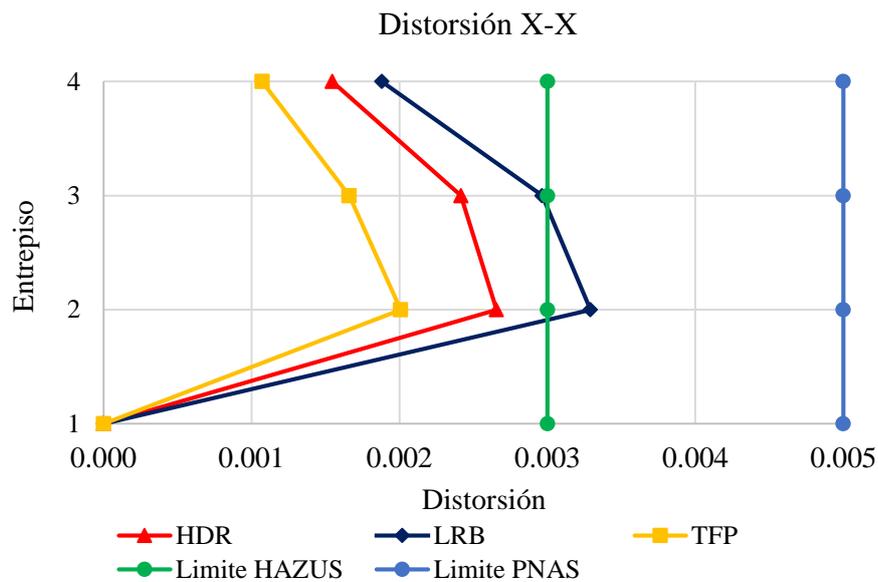


Figura 4.31. Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

Tabla 4.26

*Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo Y-Y*

Piso	DriftY inelastico		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	0.0016	0.0019	0.0012
Piso 3	0.0025	0.0032	0.0019
Piso 2	0.0028	0.0035	0.0024
Piso 1	0.0000	0.0000	0.0000

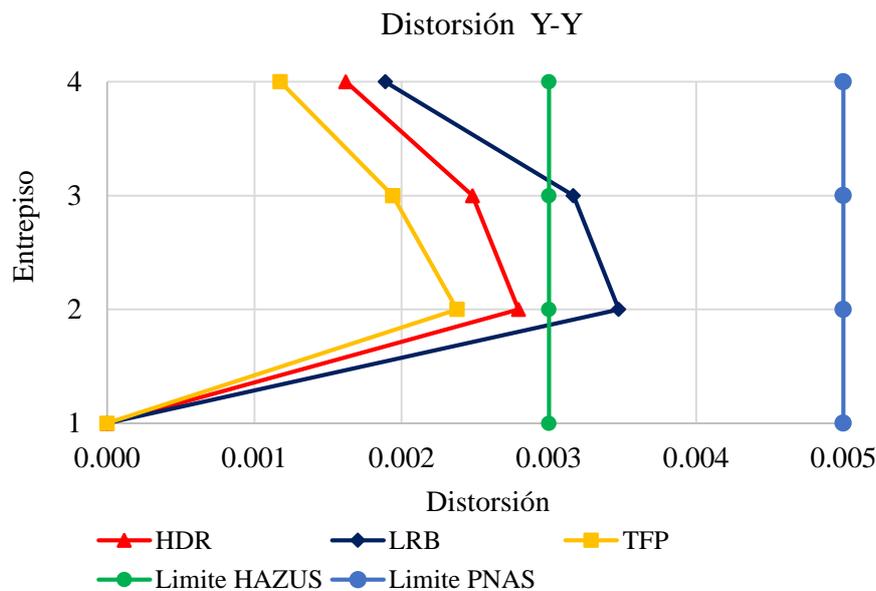


Figura 4.32. Distorsión de entrepiso de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

De la distorsión de entrepiso que presenta el análisis considerando la ISE en la Figura 4.31 y Figura 4.32 demuestran el principio de esta metodología la del incremento de las distorsiones, sin embargo, aún está dentro del parámetro indicado por la norma propuesta de aislamiento sísmico máximo 0.005. Pero si consideramos la Norma Nch.2745–2003 indica un máximo de 0.003 el cual limita las derivas para disminuir los daños en los elementos estructurales que se hallan sobre el sistema de aislamiento sísmico.

### c) Desplazamiento lateral

Desplazamiento lateral son los calculados en centro de masa de cada piso para el sismo máximo creíble.

Tabla 4.27

*Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo X-X*

Piso	Desplazamiento X [cm]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	40.38	39.72	41.63
Piso 3	39.84	39.09	41.33
Piso 2	39.01	38.07	40.82
Piso 1	38.07	36.89	40.18

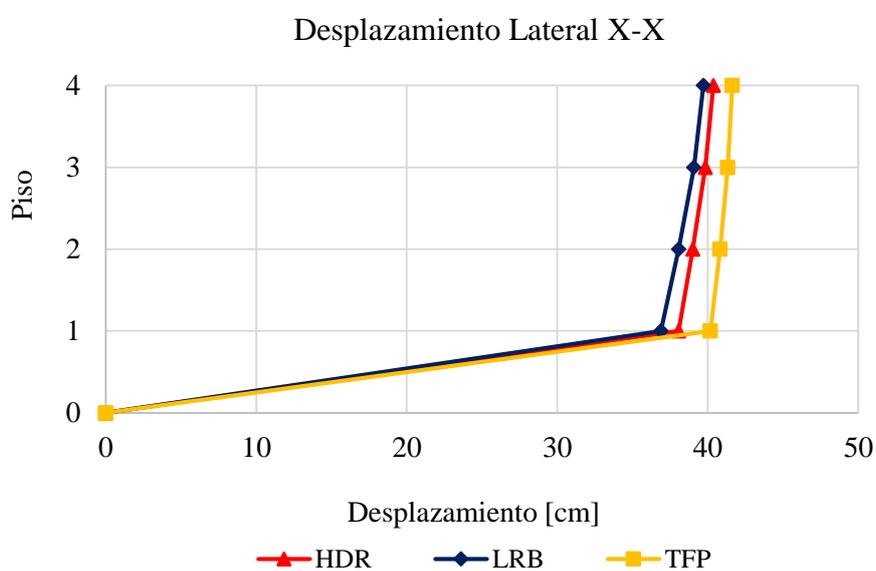


Figura 4.33. Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

Tabla 4.28

*Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo X-X*

Piso	Desplazamiento Y [cm]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	40.47	39.89	42.10
Piso 3	39.93	39.25	41.69
Piso 2	39.08	38.16	40.99
Piso 1	38.04	36.85	40.13

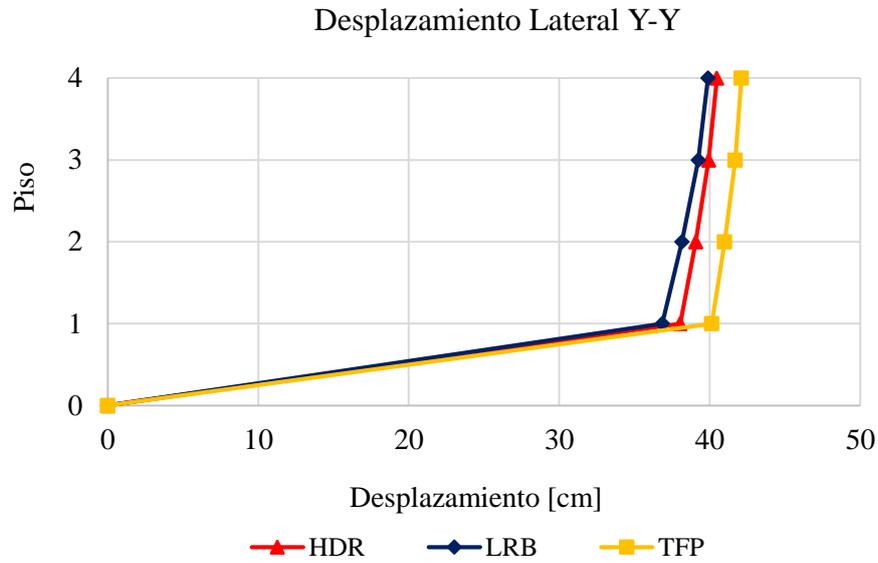


Figura 4.34. Desplazamiento lateral de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

Los aisladores TFP son eficientes para el control de distorsiones y presenta una diferencia de desplazamiento del último piso referente al primero piso de 1.45 cm garantizando un comportamiento elástico y mayor control del daño estructural frente al HDR de 2.31 cm siendo 37% mayor al TFP y LRB de 2.83 cm siendo 49% mayor al TFP.

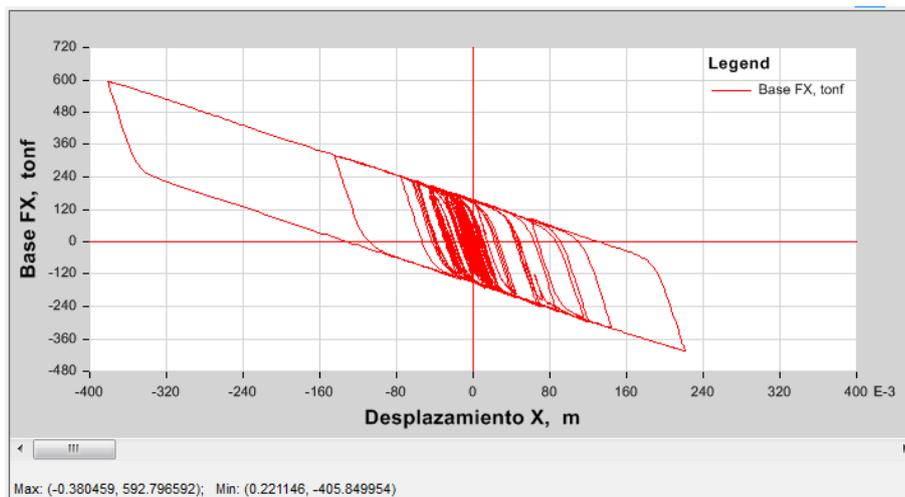


Figura 4.35. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores HDR.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

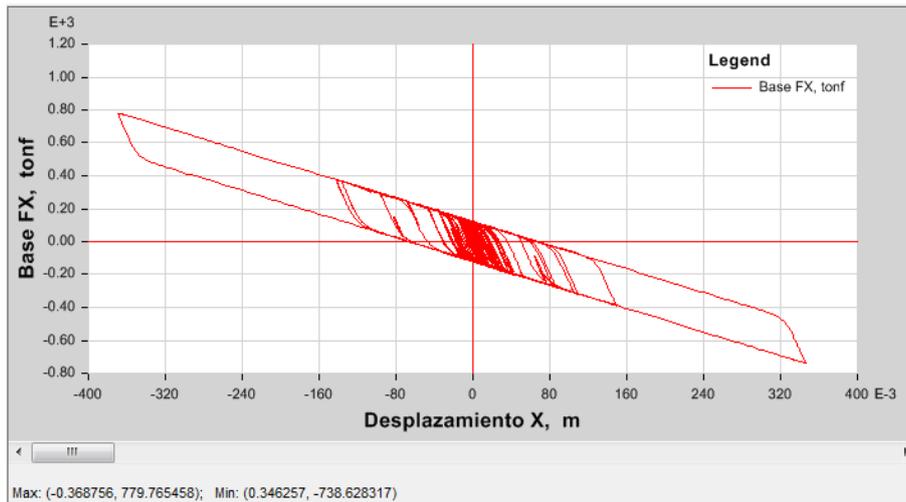


Figura 4.36. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores LRB.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

En el diagrama de histéresis de los aisladores compuesto de caucho como el HDR y LRB se demuestra la influencia de polímeros que otorgan mayor amortiguamiento y modulo al esfuerzo cortante del HDR razón por el cual tiene mayor energía disipada, menores distorsiones y aceleraciones, siendo el amortiguamiento 24% y  $G_{eq} = 0.62 \text{ KN/mm}^2$  del HDR frente al amortiguamiento 22% y modulo  $G_{eq} = 0.385 \text{ KN/mm}^2$ .

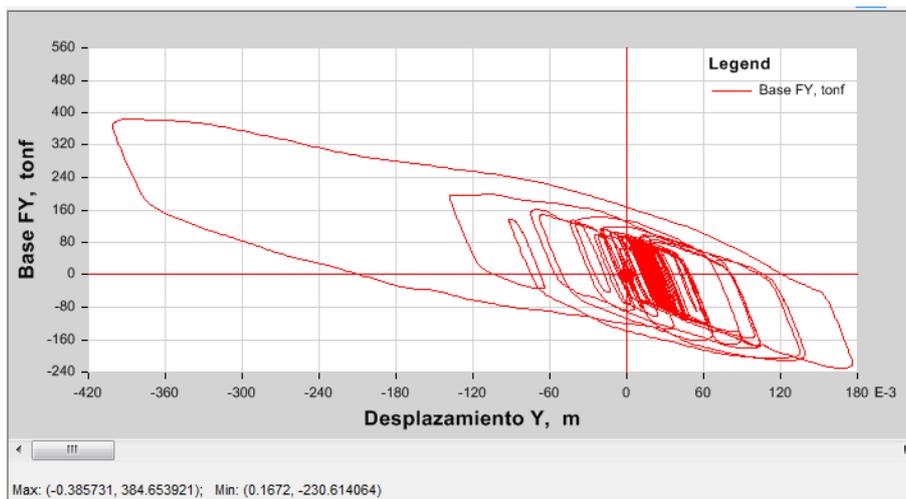


Figura 4.37. Diagrama de histéresis del sistema de aislación - aisladores TFP.

Fuente: Software de análisis y diseño ETABS (2015).

Una de las características de los aisladores TFP es la alta capacidad de amortiguamiento de aproximadamente de 30% sin embargo es recomendable usar un amortiguamiento inferior, si bien el aislador tiene mayor capacidad para desplazamiento a los de caucho, se recomienda calcular la capacidad de desplazamiento con el sismo máximo creíble para evitar mayores desplazamiento y rotura de topes y hasta un daño estructural.

#### **d) Aceleración máxima de piso**

Los sistemas de aislamiento sísmico, tienen la principal función de disminuir el daño estructural de las estructuras, controlando las distorsiones y aceleraciones en cada piso causado por la elongación del periodo de vibración de la estructura. “Es claro que para suelos flexibles las máximas aceleraciones se producen en la zona de periodos altos” (Mendo, 2015). De las aceleraciones pico elevadas de los registros sísmicos se espera que la respuesta obtenida sea elevada.

Tabla 4.29

*Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo X-X*

Piso	Aceleración X-X [cm/seg <sup>2</sup> ]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	314.01	293.85	171.25
Piso 3	167.79	180.30	141.16
Piso 2	139.75	156.14	128.17
Piso 1	216.44	212.12	154.33

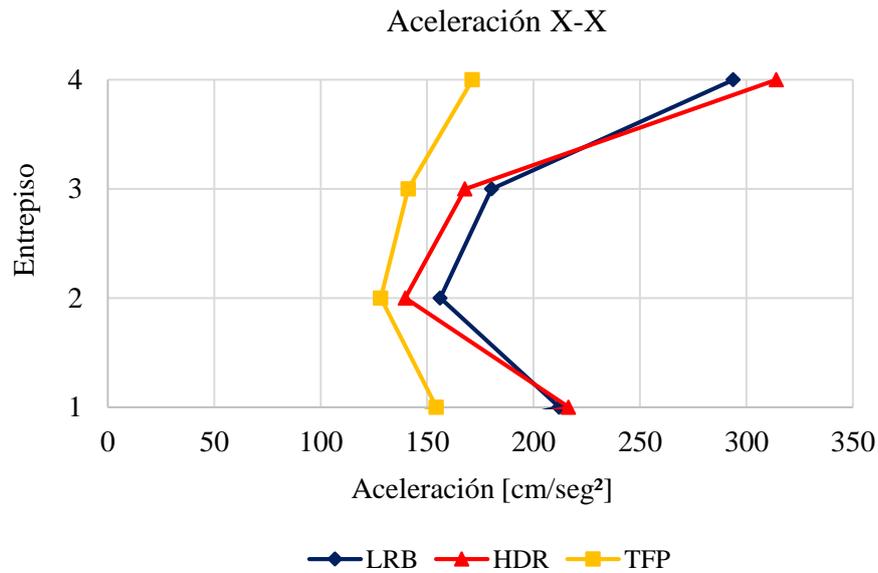


Figura 4.38. Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo X-X.

Fuente: César Chacón.

De los resultados de aceleraciones incluyéndose en el análisis la ISE no se verifica reducciones ni aceleraciones significativos. Los aisladores HDR presentan un incremento máximo de 10.22 cm/seg<sup>2</sup>, de los aisladores LRB reducción máxima de 9.17 cm/seg<sup>2</sup> y aisladores de TFP incremento máximo de 10.76 cm/seg<sup>2</sup>.

Tabla 4.30

*Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Y-Y*

Piso	Aceleración Y-Y [cm/seg <sup>2</sup> ]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	323.41	313.91	168.26
Piso 3	171.71	196.05	141.08
Piso 2	145.23	180.65	129.60
Piso 1	222.24	233.10	158.34

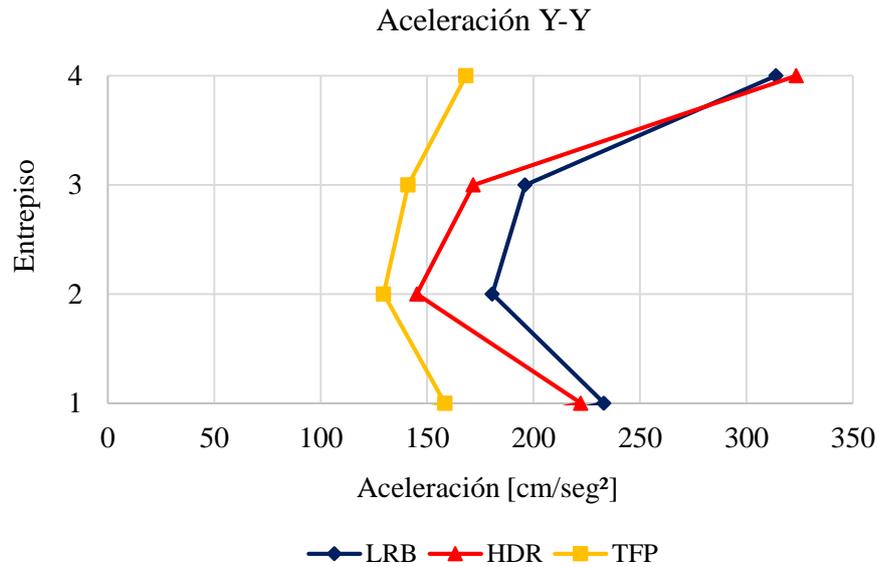


Figura 4.39. Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Y-Y.

Fuente: César Chacón.

El análisis de Interacción suelo - estructura de estructuras con sistemas de aislamiento no demuestra un cambio significativo de los resultados que comprometan la respuesta estructural en sus componentes como; aceleraciones horizontales, fuerza cortante en la base y derivas de entrepiso.

Tabla 4.31

*Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Z-Z*

Piso	Aceleración Z-Z [cm/seg²]		
	HDR	LRB	TFP
Piso 4	50.19	48.33	39.05
Piso 3	75.60	77.16	60.81
Piso 2	59.19	60.06	43.83
Piso 1	49.54	45.82	256.51

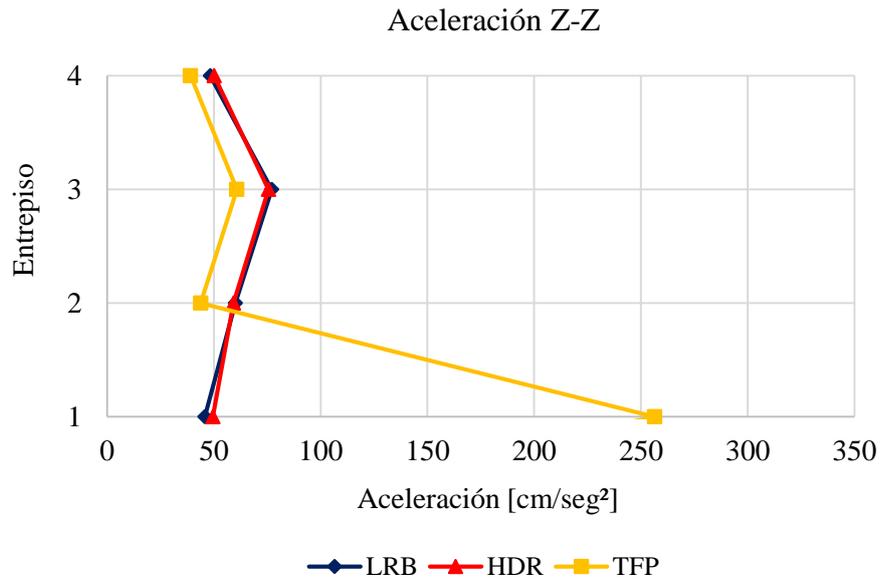


Figura 4.40. Aceleración máxima de estructura aislada con ISE sismo Z-Z.

Fuente: César Chacón.

### e) Modos de vibración y participación de la masa

Se muestra los tres modos de vibración con su respectiva participación de la masa de la estructura para los tres tipos de aisladores con la interacción suelo estructura; *High Damping Rubber* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum* (TFP)

Tabla 4.32

Modos de vibración y participación de masa para el aislador (HDR)

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	2.68	0.04	<b>0.93</b>	0.00	0.00	0.03	Traslación Y
2	2.67	<b>0.96</b>	0.04	0.00	0.00	0.00	Traslación X
3	2.51	0.00	0.03	0.00	0.00	<b>0.97</b>	Rotacion

Tabla 4.33

*Modos de vibración y participación de masa para el aislador (LRB)*

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	2.84	0.01	<b>0.98</b>	0.00	0.00	0.01	Traslación Y
2	2.83	<b>0.99</b>	0.01	0.00	0.00	0.00	Traslación X
3	2.46	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.99</b>	Rotacion

Tabla 4.34

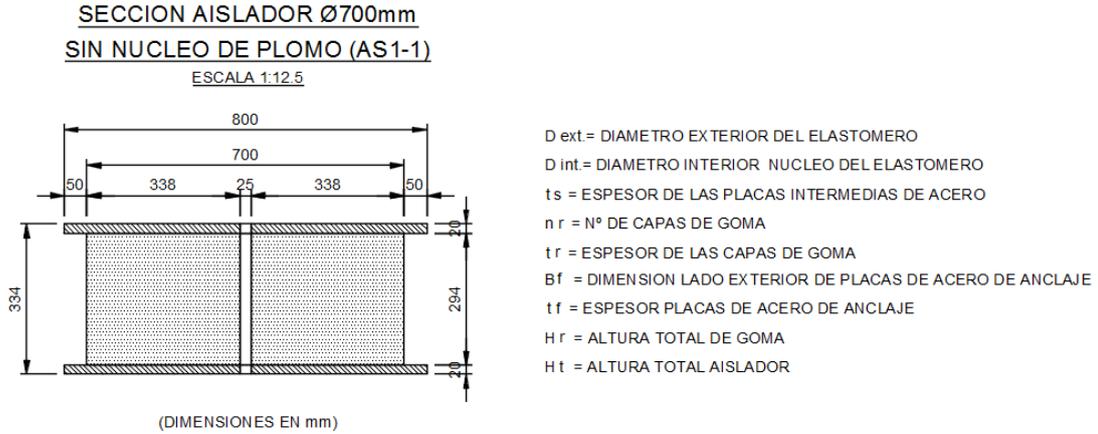
*Modos de vibración y participación de masa para el aislador (TFP)*

Modo	Periodo	UX	UY	RX	RY	RZ	Tipo de Movimiento
1	3.14	0.00	<b>0.98</b>	0.00	0.00	0.01	Traslación Y
2	3.13	<b>0.98</b>	0.01	0.00	0.00	0.02	Traslación X
3	3.12	0.02	0.01	0.00	0.00	<b>0.97</b>	Rotacion

Un ejemplo es un sistema suelo-estructura en que las respuestas son significativas para estructuras sobre suelos subyacentes rígido y en estructuras en caso éstas tengan periodos naturales muy cortos, como la estructura de una planta nuclear, en los cuales es necesario tener en cuenta la interacción suelo-estructura.

Se tiene el ejemplo de un central nuclear en San Onofre en California que para propósitos de diseño se calculó que su periodo fundamental de vibración de 0.15 seg. suponiendo una base fija, y 0.50 seg. considerando la flexibilidad del suelo. “Esta gran diferencia en el periodo indica el efecto importante de la interacción suelo-estructura para este tipo de construcciones” (Chopra, 2014).

**f) Geometría de aisladores sísmicos HDR, LRB y TFP**

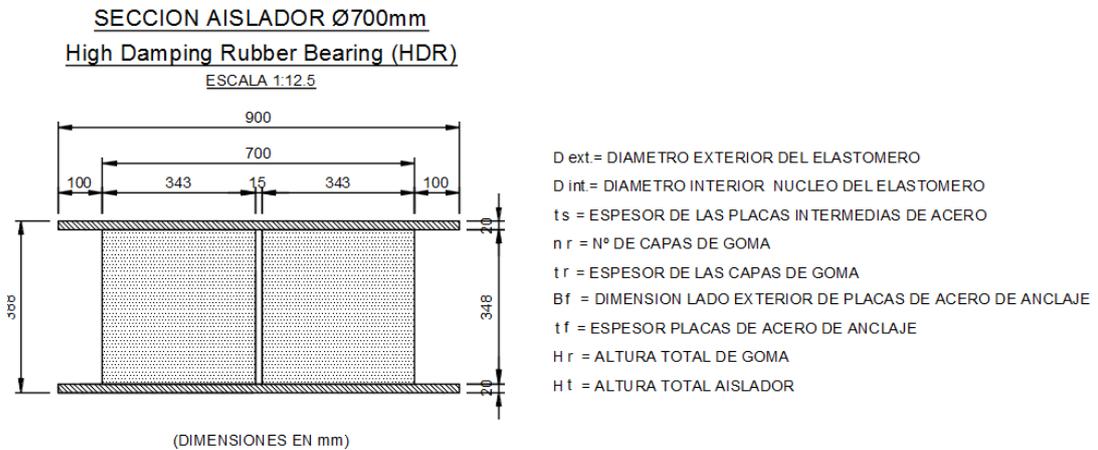


**DIMENSIONES GEOMETRICAS DEL AISLADOR SISMICO**

TIPO	DESC.	D. ext. (cm)	D. int. (cm)	ts (cm)	nr (cm)	tr (cm)	Bf (cm)	tf (cm)	Hr (cm)	Ht (cm)	NUCLEO PLOMO
AS1-1	H4-70	70	2.5	0.3	27	0.8	80	2	21.6	33.4	NO

*Figura 4.41. Aislador sísmico del expediente técnico.*

Fuente: César Chacón.

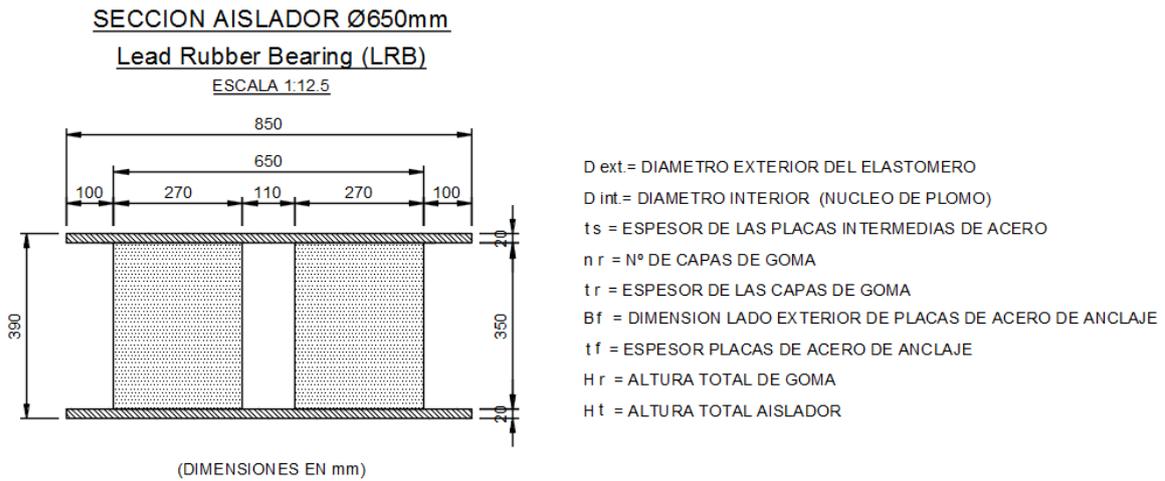


**DIMENSIONES GEOMETRICAS DEL AISLADOR SISMICO**

TIPO	DESC.	D. ext. (cm)	D. int. (cm)	ts (cm)	nr (cm)	tr (cm)	Bf (cm)	tf (cm)	Hr (cm)	Ht (cm)	NUCLEO PLOMO
HDR	HH070X6R	70	1.5	0.31	43	0.47	90	2	20.2	38.8	NO

*Figura 4.42. Aislador sísmico HDR.*

Fuente: César Chacón.

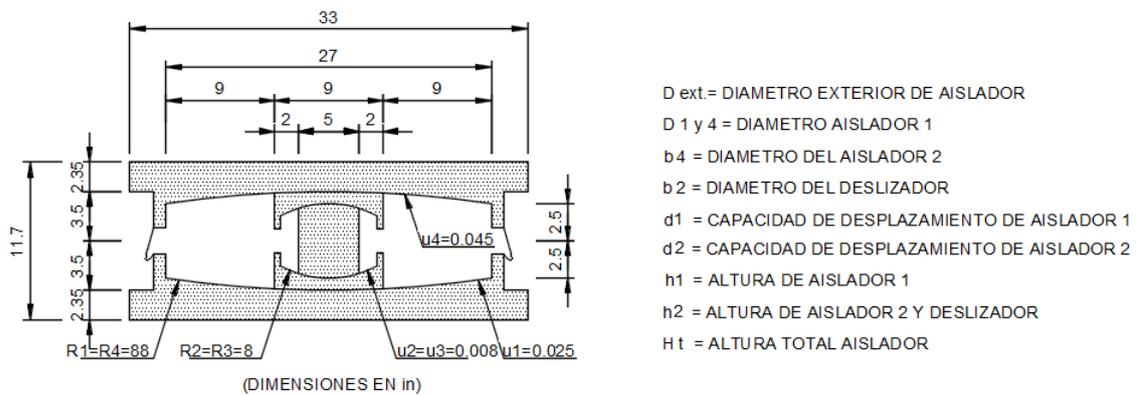


**DIMENSIONES GEOMETRICAS DEL AISLADOR SISMICO**

TIPO	DESC.	D. ext. (cm)	D. int. (cm)	t s (cm)	n r (cm)	t r (cm)	B f (cm)	t f (cm)	H r (cm)	H t (cm)	NUCLEO PLOMO
LRB	LH065G4	65	11.0	0.31	45	0.44	90	2	19.8	39.0	SI

Figura 4.43. Aislador sísmico LRB.

Fuente: César Chacón.



**DIMENSIONES GEOMETRICAS DEL AISLADOR SISMICO**

TIPO	DESC.	D. ext. (in)	D. 1 y 4 (in)	b 4 (in)	b 2 (in)	d 1=d 4 (in)	d 2=d 3 (in)	h 1=h 4 (in)	h 2=h 3 (in)	H t (cm)
TFP	TFP8833/12-12/7-5	33	27	9	5	10.5	1.5	3.5	2.5	11.7

Figura 4.44. Aislador sísmico TFP.

Fuente: César Chacón.

## 4.2. Discusión

Esta investigación se desarrolla por la necesidad de determinar el dispositivo de aislación sísmica que permita la mejor respuesta estructural para la infraestructura hospitalaria, que permita la continuidad de atención en un posible sismo de magnitud que podría ser provocado por la subducción de la placa de Nazca en la placa Sudamericana o por la activación de fallas geológicas como lo ocurrido en 29 de junio del 2001 en el que el terremoto con epicentro en el departamento de Arequipa activo la falla geológica ubicada en la localidad de Santa Lucia (Tavera, 2008) ubicado a 68 Km de la zona de estudio.

De la estructura con aisladores sísmicos incluyendo en el análisis la interacción suelo – estructura desarrollados en la investigación se determinó al aislador de triple péndulo de fricción (TFP) presenta la mejor respuesta estructural tanto para el análisis considerando la flexibilidad del suelo y aislada con base fija para la infraestructura del boque 01 que tiene sus particularidades arquitectónicas de distribución, desarrollando las siguientes características:

- Del análisis considerándose la flexibilidad del suelo (ISE) con respecto al de base fija ambas con sistemas de aislamiento.

El aislador TFP presenta una respuesta estructural más favorable obteniéndose los siguientes resultados:

**Fuerza cortante** de 187.1 Tn sismo X-X y 187.4 Tn sismo Y-Y.

**Distorsión de entrepiso máximo** de 0.0020 sismo X-X y 0.0024 sismo Y-Y.

**Desplazamiento máximo** de 40.18 cm sismo X-X y 40.13 cm sismo Y-Y.

**Aceleración máxima** de 171.25 cm/seg<sup>2</sup> sismo X-X y 168.26 cm/seg<sup>2</sup> sismo Y-Y.

Sin embargo, se debe enarcar la influencia de la alta rigidez vertical que presenta los aisladores TPF frente a los aisladores elastómericos generando aceleraciones de 256.51 cm/seg<sup>2</sup> siendo mayores a las aceleraciones horizontales. Si bien este tipo de aislador presenta una respuesta más favorable para la estructura podríamos tener problemas con las

frecuencias verticales debido a la alta rigidez vertical el cual escapa de esta investigación y requiere un estudio muy particular.

La consideración de la flexibilidad del suelo induce a la estructura a **Reducir la fuerza cortante en la base** en 5.5% en dirección X y 2.6% en la dirección Y, **incrementar la distorsión de entrepiso** en 0.1% en la dirección X y 0.1% en la dirección Y, **reducción de desplazamiento lateral** de 8% en la dirección en X y 8 en la dirección Y, **incremento de la aceleración** de 7% en la dirección X y 4% en la dirección Y, y reducción de las aceleraciones verticales en 10%

El aislador HDR presenta la segunda respuesta estructural más favorable obteniéndose los siguientes resultados:

**Fuerza cortante** de 299.8 Tn sismo X-X y 298.7 Tn sismo Y-Y.

**Distorsión de entrepiso máximo** de 0.0027 sismo X-X y 0.0028 sismo Y-Y.

**Desplazamiento máximo** de 38.07 cm sismo X-X y 38.04 cm sismo Y-Y.

**Aceleración máxima** de 314.01 cm/seg<sup>2</sup> sismo X-X y 323.41 cm/seg<sup>2</sup> sismo Y-Y.

La estructura presenta una distorsión de entrepiso inferiores a 0.003 máximo permitido por la Norma Chilena de aislamiento sísmico PrNCh2745 (2013), por la investigación de Mendo (2015) y 0.0033 de Hazus – MH 2.1 (2015) estas distorsiones permiten que la estructura que se encuentra sobre el sistema de aislamiento se mantenga en un comportamiento elástico sin incursionar en el rango inelástico. Es importante mencionar que la propuesta de norma de aislamiento sísmico del Perú propone una distorsión máxima de 0.005 el cual permitiría que la estructura incursione en un rango inelástico.

“Pero sin embargo uno de los objetivos del aislamiento sísmico es la reducción de las aceleraciones para garantizar la estabilidad de los contenidos de los edificios” Symans (2004) y Hazus – MH 2.1 (2015) da un parámetro de 0.25g (245.25 cm/seg<sup>2</sup>) para alcanzar un nivel de diseño según esta metodología, y los resultados de aceleración de la estructura con aisladores LRB vienen a ser muy superior este parámetro. Si bien las Normas no indican

un máximo de aceleración por piso las metodologías como Hazus – MH 2.1 restringe las aceleraciones máximas para obtener un confort humano y evitar daños en equipos sensibles (Valerio, 2015).

El aislador LRB presenta respuesta estructural más favorable obteniéndose los siguientes resultados:

**Fuerza cortante** de 332.0 Tn sismo X-X y 328.7 Tn sismo Y-Y.

**Distorsión de entrepiso máximo** de 0.0033 sismo X-X y 0.0035 sismo Y-Y.

**Desplazamiento máximo** de 36.89 cm sismo X-X y 36.85 cm sismo Y-Y.

**Aceleración máxima** de 293.85 cm/seg<sup>2</sup> sismo X-X y 313.91 cm/seg<sup>2</sup> sismo Y-Y.

Las aceleraciones verticales de los aisladores elastómericos presenta aceleraciones inferiores a 80 cm/seg<sup>2</sup> siendo ¼ de los aisladores de TFP.

Entonces se demuestra que la interacción suelo – estructura no presenta una influencia significativa en el análisis de estructuras sísmicamente aisladas que presenta periodos superiores a 2 seg, pero si para estructuras con periodos cortos como lo menciona (Chopra, 2014). Se tiene también la ecuación propuesta en (FEMA P-58, 2012) a través de la relación estructura y rigidez del suelo Ec. (4.2) si esta ecuación excediera a 0.1 se tiene indicios que la ISE sea significativo para el análisis de la estructura de lo contrario la ISE no es significativo.

$$\frac{h}{V_s T} \quad (4.2)$$

Donde  $h$  viene a ser la altura efectiva de la estructura (1/3 de la altura total) ,  $V_s$  velocidad de onda de corte y  $T$  viene a ser el periodo de base fija. Al remplazar en la Ec. (4.2) para un periodo de 3.14 seg. (TFP) la velocidad de onda de corte según la E 0.30 para suelo  $S_3$  es menor o igual a 180 m/s y la altura viene a ser 15.15 m.

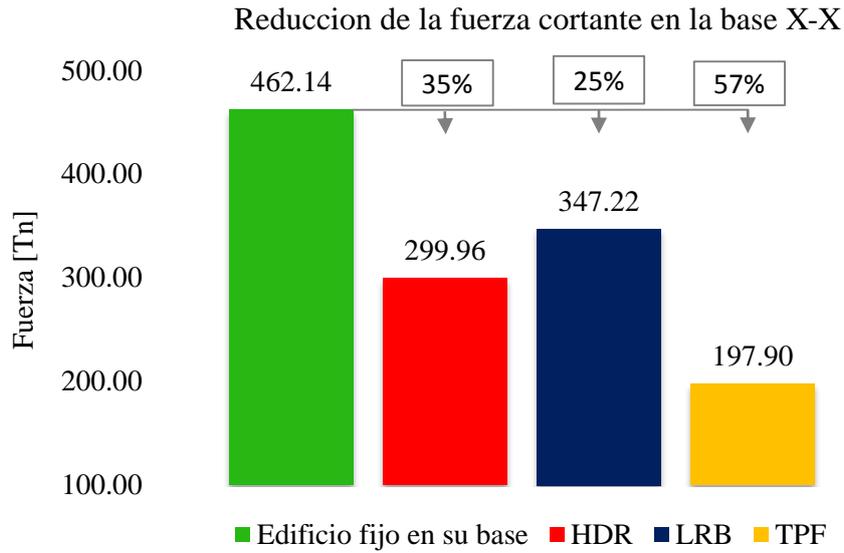
$$\frac{h}{V_s T} = \frac{5.17}{180.3,14} = 0.01$$

Realizando unos ensayos se determina que para la relación de la Ec. (4.2) sea mayor a 0.1 el periodo de la estructura debería ser inferior a 0.2seg. Además la misma normativa menciona que la interacción suelo – estructura es significativo para estructuras rígidas en suelos flexibles (FEMA P-58, 2012), siendo nuestra estructura en estudio flexible a causa de los aisladores en un suelo flexible.

Se tiene un incremento del alargamiento del periodo del primer modo en 0.01 seg. para aislador HDR, en 0.01 seg. para el aislador LRB y 0.00 seg. para el aislador TFP y representa el 0.35% y según la investigaciones de Stewart et al. (1998) de Evaluación empírica de los efectos de interacción suelo – estructura inercial cuando el alargamiento del periodo sea superior a 4%. Lo cual también es corroborado por Villareal (2017) presentando un incremento de 15% en la estructura de caso de estudio.

- Del análisis considerándose la estructura aislada con respecto al de base fija sin sistemas de aislamiento.

En el diseño convencional para obtener una respuesta sísmica de los edificios, las normas han limitado las distorsiones y adoptado niveles de ductilidad estructural para disipar energía (o llamados coeficientes de reducción R), mediante la incursión de la estructura en el rango no lineal y con ello solo se realiza un control de daños debidos a la distorsión de entepiso y obviándose los daños a componentes por las aceleraciones. Y es mediante las siguientes figuras que se muestran la capacidad de los sistemas de aislación frente a una estructura fija en su base.



*Figura 4.45.* Reducción de fuerzas cortantes en estructura aisladas.

Fuente: César Chacón.

Los resultados obtenidos muestran una reducción de cortante basal de 35% cuando se usan los aisladores HDR, 25% en los aisladores LRB y 57% en los aisladores TFP, este último siendo superior a la cortante mínima. Este viene a ser parte de los objetivos de aislar una estructura permitiendo un ingreso de cortante mínima para obtener una estructura que se comporte de forma elástica.

Reducir daños por deformaciones elevadas en componentes estructurales y no estructurales lo determina las distorsiones de entrepiso.

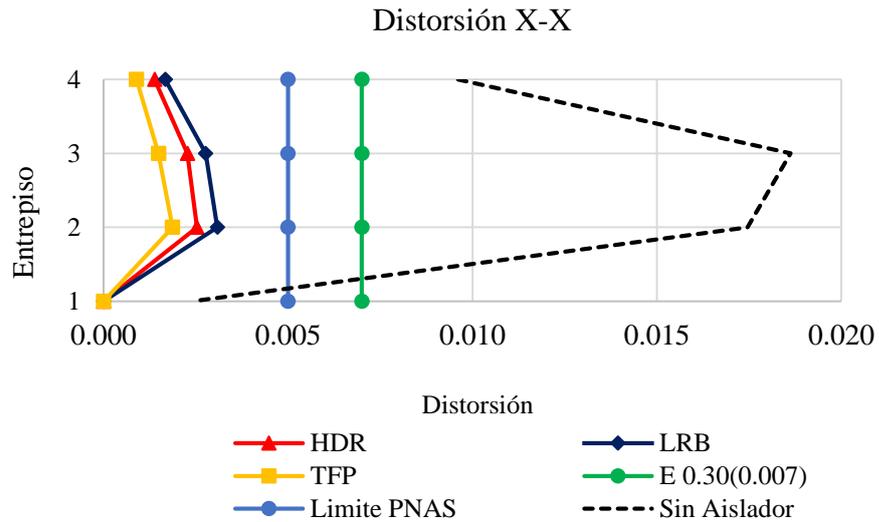


Figura 4.46. Reducción de distorsiones de entrepiso en estructura aisladas.

Fuente: César Chacón.

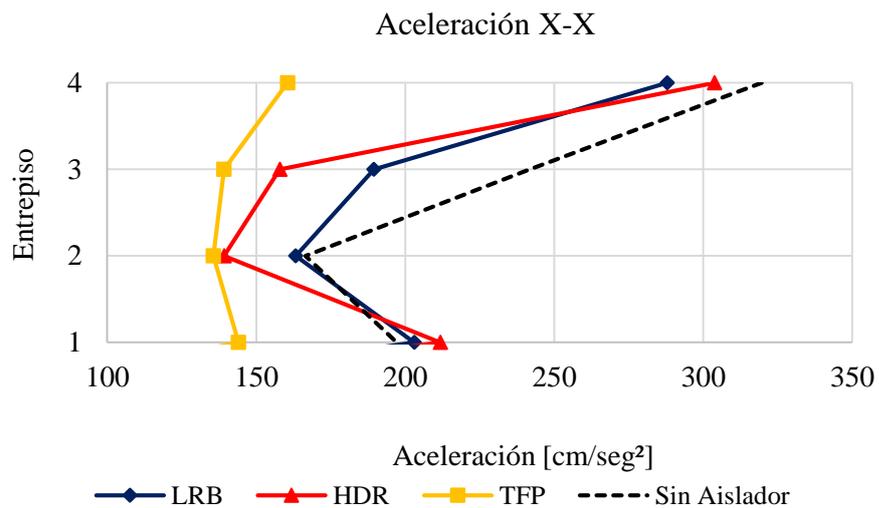


Figura 4.47. Reducción de aceleraciones en estructura aisladas.

Fuente: César Chacón.

La reducción de la distorsión viene a ser significativas (Figura 4.46) en estructuras aisladas siendo la reducción para los aisladores HDR de 88%, 85% en aisladores LRB y 92% en aisladores TFP y este viene a ser congruente con las características de las estructuras sísmicamente aisladas.

Los costos de los dispositivos, al cual la investigación no tiene alcance sin embargo se ha realizado consultas al Dr Roberto Aguiar Falconi sobre el costos de adquisición de aisladores TFP a 10,000 dólares americanos, e investigadores como Pino y Llerena (2015) nos dan un alcance un presupuesto de los aisladores LRB diámetro 65cm y altura de 25cm con un costo de 29,500.00 soles, y Leyton (2017) detalla el precio de los aisladores HDR diámetro 75cm y altura de 25cm con un costo de 24,100.00 soles los cuales se detallan en Anexos IV.

Sosa y Ruiz (1992) indican que el costo de la implementación incrementa el presupuesto del proyecto en 6%, siendo el costo el aislador promedio de S/. 14,300 del tipo elastómericos. Además Javier Pique del Pozo director de la Escuela Central de la Universidad Nacional de Ingeniería menciona en El Comercio (2016) que el incremento por el uso de aisladores sísmicos de base representa solo el 7% del presupuesto de la obra. Y Leyton (2017) concluyo en su investigación que el incremento del uso aisladores viene a ser el 6.1% siendo el caso de estudio los aisladores HDR calculándose estos porcentajes de incremento el costo perdidas y daños estructurales, siendo el incremento a costo directo el 15.1%.

En las siguientes líneas se describe el precio de los aisladores desarrollados en la investigación.

- Aislador Triple Péndulo de Fricción (TFP) \$. 10,000.00
- Aislador de Caucho de Alto Amortiguamiento (HDR) S/. 24,100.00
- Aislador de Caucho con Núcleo de Plomo (LRB) S/. 29,500.00

Y Vulco empresa chilena oferta sus dispositivos de aislación desde \$.5,895 a \$.10,138 Sirve (2018).

## Capítulo V

### Conclusión y recomendaciones

#### 5.1. Conclusiones

Del análisis de estructura con aisladores sísmico considerando la interacción suelo – estructura respecto a la estructura aislada fija en su base;

La estructura que presenta la mejor respuesta sísmica con la reducción de la fuerza cortante y además superior a la cortante mínima, distorsiones de entrepiso inferiores a 0.0033, aceleraciones inferiores a 0.25g es el aislador de Triple Péndulo de Fricción (TFP). Siendo este al aislador más eficiente de acuerdo a las dimensiones consideradas para el análisis de cada variable.

La deriva máxima de entrepiso en el análisis tiempo historia no lineal del aislador TFP resulto 0.0020 y 0.0024 en la dirección X y Y respectivamente. Según estos resultados cumplen con los requisitos de funcionalidad continua.

La estructura aislada con aisladores TFP tuvo como resultado aceleraciones 171.25 y 168.26 cm/seg<sup>2</sup> en la dirección X y Y respectivamente, siendo un 52% menor a las estructuras aisladas con HDR y 53% menor a la estructura aislada con LRB. Por consiguiente, se espera no tener interrupción de la funcionalidad de la infraestructura.

Con los aisladores TFP el desplazamiento máximo que desarrolla es 40.18 cm y su capacidad de desplazamiento viene a ser 56 cm, y el diagrama de histéresis muestra que se encuentra en fase III gobernados por una rigidez post elástica. Al proponer estas características geométricas del aislador se pretende tener una holgura para que el dispositivo desarrolle en caso de ocurrir sismo que exijan más desplazamiento.

Los edificios con aisladores sísmicos deben ser diseñados para no admitir daño estructural y no estructural las normativas PrNCh245 (2013), metodologías Hazus – MH 2.1 (2015) e investigaciones Mendo (2015) limitan la distorsión de entrepiso a 0.003 y aceleración máxima a 0.25g para garantizar la operatividad post sismo.

El periodo de vibración de la estructura con la ISE tiene un incremento de 0.01 seg en los aisladores HDR (de 2.67 a 2.68 seg), incremento de 0.01 seg en los aisladores LRB (de 2.83 a 2.84 seg) y sin variación para la estructura aislada con aisladores TFP (T=3.14 seg).

La interacción suelo – estructura no viene ser significativo en el análisis de estructuras aisladas debido al periodo de vibración superior a 2 seg, la ISE viene a ser significativo para estructuras con periodos cortos inferiores a 0.2 seg en suelos flexibles.

El periodo de vibración de la estructura fija en su base es T=0.62 seg con la aislación sísmica HDR se obtuvo 4.3 veces, con la aislación sísmica LRB se obtuvo 4.6 veces y con la aislación sísmica TFP se obtuvo 5.1 veces el periodo de la base fija.

Para la estructura fija en su base se tiene una cortante basal máximo de 462.14 Tn con el coeficiente de reducción sísmica R=6 (R=6, debido a la irregularidad torsional de estructura aporticada), siendo 2.3 veces más que una estructura aislada con TFP.

## **5.2. Recomendaciones**

En el diseño de los aisladores es importante considerar las variaciones de las propiedades de los aisladores relacionados al envejecimiento, corrosión desgaste para reducir la incertidumbre.

Para proyectar estructuras con sistemas de aislación sísmica, se recomienda ensayar primero con la estructura fija en su base, y en ella se deberá lograr que la estructura tenga en los dos primeros modos traslación con una participación de masa sísmica de más de 90% y el tercer modo de rotación con masa participativa de 90%. Al realizar estos ensayos se

pretende coincidir el centro de masa con el centro de rigidez de la estructura. Que indica regularidad y buena distribución de fuerzas cortantes, mínima torsión o nula. Además, demuestra el movimiento simétrico de la estructura.

Los coeficientes de fricción y propiedades geométricas de los aisladores de triple péndulo de fricción preferentemente deben ser de los que usaron en otros proyectos para evitar múltiples ensayos. Además, es importante que la capacidad de desplazamiento del aislador sea por lo menos 1.5 veces el desplazamiento alcanzado en el sismo máximo creíble.

Para la interacción suelo estructura se recomienda asignar un módulo de elasticidad alta y coeficiente de fricción muy bajo para obtener una platea de cimentación infinitamente rígida.

Debido a que los análisis de FNA solo pueden continuar a partir de otros análisis de FNA, se debe prestar especial atención a cómo se pueden modelar las cargas estáticas que pueden actuar en la estructura antes de un análisis no lineal. Para definir un análisis FNA cuasi-estático se sigue el siguiente:

Para el análisis no lineal FNA, defina una función de tiempo historia de tipo rampa que aumenta linealmente de cero a uno durante un período de tiempo largo (es decir, diez veces) en comparación con el primer período de la estructura, y luego se mantiene constante durante un período de tiempo igual, para luego definir un caso de tiempo modal no lineal (FNA):

Use tantos o tantos pasos de tiempo como desee, pero asegúrese de que el tiempo total sea al menos el doble del tiempo de aceleración de la función. Utilice alta amortiguación modal, digamos 0.99.

Puede usar el caso como las condiciones iniciales para otros casos FNA. Este enfoque es particularmente útil para el análisis no lineal.

## Bibliografía

- Aguiar, R., Almazán, J. L., Dechent, P., & Suárez, V. (2014). *Aisladores de Base Elastoméricos y FPS* (Primera ed.). Quito: Comision Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
- Aguiar, R., Morales, E., Guaygua, B., & Rodríguez, M. (2016). Método simplificado para el análisis sísmico de estructuras con aisladores FPS de tercera generación. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño en ingeniería*, 1-7.
- ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Virginia.
- Atala, C. A. (2011). *Estudio Expererimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración*. Universidad Nacional de Ingenieria, Post-Grado de la Facultad de Ingenieria Civil, Lima. Retrieved Julio 17, 2017, from <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/848>
- Avilés, j. (1999). interaccion suelo-estructura: conceptos de diseño. *Revista de Ingenieria Sismica*(61), 23-55.
- Barbat, H., Oller, S., & Vielma, J. C. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios Aplicación de la norma NCSE-02*. (H. Barbat, Ed.) Barcelona.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico: Editorial Limusa de Noriega Editores.
- Casagrande, A. (1984). Classification and Identification of Soil. *Transactions ASCE*, 113, 901-930.
- CDT. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras - Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción. Saniago: Trama Impresores S.A.
- Chopra, A. K. (2009). *DYNAMICS OF STRUCTURES Theory and Applications to Earthquake Engineering*. (W. J. Hall, Ed.) California: Electronic Publishing Services, Inc.

- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. (J. E. Murrieta, Trans.) California: Pearson.
- Constantinou, M. C. (2004). *Friction Pendulum Double Concave Bearing*. Technical Report, New York.
- Constantinou, M. C., Kalpakidis, I. V., Filiatrault, A., & Ecker Lay, R. A. (2010). *LRFD - Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. State University of New York, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering. University of New York: University of New York.
- Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Fenz, D. M., & Apostolakis, G. (2007). *Seismic Isolation of Bridges*. University at Buffalo, State University of New York, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering. New York: Department of Civil, Structural and Environmental Engineering.
- CSI. (2015). *CS Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc.
- DeMets, C., Gordon, R. G., Argus, D. F., & Stein, S. (1990, May). Current Plate Motions. *Geophysical Journal International*, 101(2), 425-478. doi:10.1111/j.1365-246X.1990.tb06597.x
- Earthquake Loss Estimation Methodology. (2015). *Hazus-MH 2.1*. Federal Emergency Management Agency Mitigation Division, Department of Homeland Security, Washington, D. C.
- El Comercio. (2016, agosto 26). *Medidas de prevención*. Retrieved from Conoce los aisladores sísmicos para una construcción resistente: <https://elcomercio.pe/suplementos/comercial/inversion-fondos/que-herramientas-podrian-reducir-movimiento-sismico-1002340>
- Fadi, F., & Constantinou, M. C. (2010). Evaluation of simplified methods of Analysis for structures with triple friction pendulum isolators. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 39, 5-22.
- FEMA P-58. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. Retrieved Octubre 1, 2018, from

[https://www.fema.gov/media-library-data/1396495019848-0c9252aac91dd1854dc378feb9e69216/FEMAP-58\\_Volume1\\_508.pdf](https://www.fema.gov/media-library-data/1396495019848-0c9252aac91dd1854dc378feb9e69216/FEMAP-58_Volume1_508.pdf)

- Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2006, June 19). Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*(35), 1403–1424.
- Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2008). Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: theory. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 37(2), 163-183.
- García, E. L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá.
- Gutiérrez, O. M. (2016). *Estudio comparativo para determinar la eficiencia y aplicabilidad de aisladores sísmicos de base y diagonales con amortiguadores como sistemas de protección sísmica de edificios de acero en la ciudad de Quito*. Para la obtención de título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Quito. Recuperado el 18 de 03 de 2016, de URI: <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/9515>
- Hazus, -M. (2015). *Earthquake Loss Estimation Methodology*. Technical and User's Manual, Federal Emergency Management Agency Mitigation Division, Department of Homeland Security, Washington, D.C.
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. Mexico: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES S.A.
- Instituto Geofísico del Perú. (2008). *El terremoto de Pisco del 15 de Agosto del 2007 (7.9Mw)*. Dirección de sismología - CNDG, Lima.
- Instituto Geofísico del Perú. (2016). *Reporte de últimos sismos sentido* .
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2015). Retrieved 05 04, 2016, from Población 2000 al 2015: [Proyectos.inei.gob.pe/web/poblacion/#](http://Proyectos.inei.gob.pe/web/poblacion/#)
- Korswagen, P. A., Arias, J. C., & Huaranga, P. G. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.

- Leyton, M. (2017). *Implementación de aisladores sísmicos en un edificio de viviendas en Lima, Perú*. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- López, G. (2013). *Análisis de acciones sísmicas y propuestas para sus diseño*. Escuela de Arquitectura e Ingeniería de Edificación, Cartagena.
- Martinez, A. I., & Melgar, C. J. (2015). *Análisis, comportamiento y diseño de especificaciones con aisladores de pendulo friccional*. Tesis para optar el titulo de Ingeniero Civil, Lima.
- Mendo, A. R. (2015). *Base para la implementacion de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislacion sísmica*. Tesis optar el grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, Lima. Retrieved 07 13, 16, from <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6817>
- Meza, R. I., & Sanchez, E. E. (2010). *Guia de diseño sísmico de aisladores elastomericos y de friccion para la republica de Nicaragua*. Para optar al titulo de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de ingenieria, Faculta de tecnologia de la Construcción, Nicaragua.
- Morgan, T. A., & Mahin, S. A. (2008, October 12-17). The Optimization of Multi-Stage Friction Pendulum Isolators for Loss Mitigation Considering a Range of Seismic Hazard. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Morgan, T. A., & Mahin, S. A. (2011). *The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives*. PEER Report 2011/06, College of Engineering University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.
- Moroni, M. O., Boroschek, R., Rojas, C., & Sarrazin, M. (1998). Analisis de registros sísmicos verticales obtenidos en el edificio aislado de la comunidad Andalucia. *Engineering Structures, Vol 20(Nº 8), 720-725*.
- Mosquera, D. E. (2012). *Análisis dinámico de estructuras usando vectores de ritz*. Para optar el grado de Maestro en Ciencias con mención en Ingeniería Estructura,

- Universidad Nacional de Ingenieria, Lima. Retrieved Mayo 17, 2017, from [http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1305/1/mosquera\\_md.pdf](http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1305/1/mosquera_md.pdf)
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice*. New York: John Wiley & Sons, INC.
- NIST GCR 12-917-21. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, National Institute of Standards and Technology, California. Retrieved Septiembre 3, 2018, from <https://www.nist.gov/publications/soil-structure-interaction-building-structures>.
- Palomino, A. H. (2015). *Manual de Analisis Estatico y Dinamico NTE E.030 Diseño Sismoresistente*. Cajamarca.
- Park, Y., Wen, Y., & Ang, A. (1986). Random vibration of hysteretic system under bi-directional ground motions. *Earthquake engineering and structural dynamics*(14), 543-557.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural Teoría y Cálculo*. Barcelona, España: REVERTÉ S.A.
- Peldoza, E. J. (2002). *Análisis computacional no lineal de estructuras de acero, incorporando aisladores sísmicos de comportamiento lineal y no lineal en sus base*. Memoria ara Optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Valdivia.
- Pino, E., & Llerena, J. (2015). *Análisis comportamiento y diseño estructural de una edificación de ocho niveles y un sótano con y sin el uso de una base sísmicamente aislada*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Agustín, Facultad de Ingeniería Civil, Arequipa.
- PrNCh2745. (2013). *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. "Instituto Nacional de Normalización", Santiago.
- Reglamento Nacional de Edificaciones*. (2016). Lima: Editora Macro.

- Reyes, L., Marin, C., & Cruz, E. (2014). Alternativas de correlaciones de módulo de elasticidad del suelo. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*. Retrieved Julio 14, 2017, from [http://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/19\\_XXVII\\_Reunion\\_Nacional\\_de\\_Ingenieria\\_Geotecnica/36\\_Reunion\\_Nacional/96\\_TECNICAS\\_EN\\_LA\\_PRACTICA\\_PROFESIONAL/A15MALC\\_1.doc](http://www.smig.org.mx/admArticulos/eventos/19_XXVII_Reunion_Nacional_de_Ingenieria_Geotecnica/36_Reunion_Nacional/96_TECNICAS_EN_LA_PRACTICA_PROFESIONAL/A15MALC_1.doc).
- Sirve. (2018, Octubre 20). *Seismic Protection Technologies*. Retrieved from <http://www.sirve.cl/>
- Sosa, A., & Ruiz, S. (1992). Análisis estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos. *Revista de Ingeniería Sísmica*(44), 11-28. Retrieved Setiembre 02, 2018, from <http://www.smis.mx>
- Stewart, J. P., Raymond, S. B., & Gregory, F. L. (1998). *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*. University of California, Berkeley.
- Symans, M. D. (2004). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolator*.
- Tavera, H. (2008). *Aceleraciones máximas esperadas en 100, 150, 200, y 500 años para el tramo de la carretera Puno - Ilave (KM 1363+00- KM 1413+000)*. Lima.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sísmicidad y Sismotectónica de Perú. *Física de la Tierra*(10), 187-219.
- Tavera, H., Bernal, I., & Salas, H. (2008, Junio). Terremoto Pisco del 15 de Agosto de 2007: Aspectos Sismológicos. (H. Tavera, Ed.) *El Terremoto de Pisco (Perú) del 15 de Agosto de 2007 (7.9Mw)*, 0-481.
- Tavera, H., Millones, J., Flores, C., Guardia, P., Fernández, E., & Condori, C. (2014). *Sismo de Sechura del 15 de Marzo del 2014 (6.2Mw)*. Lima: Instituto Geofísico del Perú.
- Tavera, H., Salas, H., Jiménez, C., Antayhua, Y., Fernández, E., Vilcapoma, L., . . . Aleman, H. (2002). El Terremoto de la Región Sur de Perú del 23 de Junio de 2001: Aspecto Sismológico. *Terremotos de la Región del Perú del 23 de Junio de 2001*, 19-36.

- Telesur. (2016, 04 16). *Terremotos mas devastadores de los ultimos años*. Retrieved 05 03, 2016, from <http://www.telesurtv.net/news/Los-terremotos-mas-devastadores-de-los-ultimos-anos-20150425-0025.html>
- Tena, A. (2007). *Análisis de estructuras con metodos matriciales*. Mexico: Limusa.
- Valerio, J. (2015). *Analisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sismicos*. Para optar el grado de Master en ingenieria estructural y de la construccion , Lima. Retrieved 04 19, 2016
- Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sismicamente aisladas en el Perú*. Tesis para optar el grado de Magister, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de posgrado, Lima. Retrieved 07 13, 2016, from <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6729>
- Villarreal, G. (2009). *Interacción sismica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima: Editora & Imprenta Grafica Norte S.R.L.
- Villarreal, G. (2009). *Interacción suelo - estructura en edificios altos*. Lima: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
- Villarreal, G. (2017). *Interacción sismica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Lima: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
- Villavicencio, E. G. (2015). *Análisis sismico estructural comparativo para edificios con aisladores de base tipo elastomericos y fricciantes, para los diferentes tipos de suelos del Ecuador*. Tesis de Grado previo a la obtencion del Grado de Magíster en Estructuras, Escuela Politecnica Nacional, Escuela de Posgrado en Ingenieria y Ciencias, Quito. Retrieved 07 13, 2016, from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/15639>
- Wen, Y. (1976, April). Method of random vibration of hysteretic systems. *Journal of the engineering mechanic division*(102(EM2)), 249-263.
- Wilson, E. L. (2002). *THREE-DIMENSIONAL STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES a physical approach with emphasis on earthquake engineering*. Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc. Retrieved Mayo 17,

2017, from

[ftp://ceres.udc.es/Doctorado/Estructuras2/analisis\\_no\\_lineal/Wilsonbook.pdf](ftp://ceres.udc.es/Doctorado/Estructuras2/analisis_no_lineal/Wilsonbook.pdf)

Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. New Jersey: Prentice - Hall, INC.

Zayas, V., Low, S., & Mahin, S. (1987). The FPS earthquake resisting system. *Earthquake Engineering Research Center*.

## **ANEXOS**

## ANEXO A: Diseño de aisladores sísmico

### A1. Procedimiento y consideraciones para el diseño de los aisladores sísmicos

#### Carga máxima

En esta sección se presenta para los dispositivos de aislación *High Damping Rubber Bearings* (HDR), *Lead Rubber Bearings* (LRB) y *Triple Friction Pendulum Systems* (TFPS).

Es la máxima carga de las combinaciones por resistencia.

$$1.4CM + 1.7CV$$
$$1.2CM + CV + |CS|_{\max}$$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva y CS la carga de sismo.

#### Rigidez efectiva mínima o rigidez de diseño aisladores HDR y LRB

$$K_{D\min} = \frac{4\pi^2 M_{DL}}{T_D^2}$$

Donde  $T_D$  es el periodo objetivo de diseño para el que comúnmente se seleccionan valores entre 2.0 y 3.0 seg y  $M_{DL}$  es la masa por carga de diseño que se define en la siguiente ecuación.

$$M_{DL} = \frac{DL}{g}$$

Donde  $g$  es la gravedad, DL es el peso de la estructura obtenido de la sumatoria de la carga muerta CM más un porcentaje de la carga viva CV y la carga sísmica CS como se muestra en la Ec. (2.87).

$$DL = CM + \%CV + CS$$

**Desplazamiento de diseño DD y desplazamiento máximo DM, adoptando un valor de amortiguamiento efectivo y el factor BD BM respectivamente**

**a) Desplazamiento de diseño**

$$D_D = \frac{S_{dD(\xi=5\%)}}{B_D}$$

Donde  $S_{dD(\xi=5\%)}$  es el desplazamiento espectral del sismo de diseño para el 5% de amortiguamiento, definido por la siguiente ecuación.

$$S_{dD(\xi=5\%)} = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2}$$

Donde  $T_D$  es Periodo de vibración de diseño y  $S_{D1}$  es la aceleración de diseño para 1.0 seg.

$B_D$  es para obtener el desplazamiento espectral para el grado de amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento de diseño.

$$B_D = \frac{1}{1 - f[\beta] \frac{T_D^{8.85}}{(T_D + 0.01)^{8.94}}}$$

$$f[\beta] = -0.031 \ln \left[ \frac{\beta(\%)}{5} \right]^2 + 0.386 \ln \left[ \frac{\beta(\%)}{5} \right]$$

**b) Desplazamiento máximo**

$$D_M = \frac{S_{dM(\xi=5\%)}}{B_M}$$

Donde  $S_{dM(\xi=5\%)}$  es el desplazamiento espectral del sismo máximo para el 5% de amortiguamiento, definido por la siguiente ecuación.

$$S_{dM(\xi=5\%)} = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2}$$

Donde  $T_M$  es Periodo de vibración de diseño y  $S_{M1}$  es la aceleración de diseño para el sismo máximo para 1.0 seg.

$$T_M = \alpha T_D$$

Donde  $\alpha$  estas comprendidas 1.2 y 1.5

$$S_{M1} = \alpha S_{D1}$$

Donde  $\alpha$  es 1.5 ya que en la E 030 la aceleración de diseño es 2/3 de la aceleración máxima.

$B_M$  es para obtener el desplazamiento espectral para el grado de amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento máximo.

$$B_M = \frac{1}{1 - f[\beta] \frac{T_M^{8.85}}{(T_M + 0.01)^{8.94}}}$$

$$f[\beta] = -0.031 \ln \left[ \frac{\beta(\%)}{5} \right]^2 + 0.386 \ln \left[ \frac{\beta(\%)}{5} \right]$$

## A2. Diseño de los aisladores sísmicos

Tabla A.1

*Determinación del desplazamiento de diseño de aislador HDR, LRB y TFP*

Descripción	Expresión	Valor	Unidad
Aceleración de diseño para T= 2.5 seg	$S_a$	2.00	[m/seg <sup>2</sup> ]
Periodo Objetivo	$T_D$	2.5	[seg]
Factor para el sismo máximo posible (factor de riesgo)	$C_R$	1.5	
Desplazamiento de diseño	$S_D = \frac{S_a T_D^2}{4\pi^2}$	317.01	[mm]
Desplazamiento máximo	$S_{DS} = C_R \cdot S_{dM}(\xi=5\%)$	475.51	[mm]

## A3. Diseño del aislador de caucho de alto amortiguamiento (HDR)

Tabla A.2

*Coficiente de amortiguamiento efectivo de aislador HDR*

Descripción	Expresión	Valor	Unidad
Amortiguamiento efectivo del sistema de aislacion y aislador	$\beta_{eff}$	24	[%]
Parametro en función del grado de amortiguamiento	$f[\beta]$	0.41	
Factor de amortiguamiento para $S_{dD}(\xi=5\%)$	$B_D$	1.58	[%]
Factor de periodo máximo	$\alpha$	1.50	
Factor de amortiguamiento para $S_{dM}(\xi=5\%)$	$B_M$	1.56	[%]

Tabla A.3

*Datos de propiedades de los materiales, parámetros de desplazamiento y amortiguamiento de aislador HDR*

<b>Descripción</b>	<b>Expresión</b>	<b>Valor</b>	<b>Undidad</b>
Periodo objetivo de diseño	$T_D$	2.5	[seg]
Factor para desplazamiento de diseño	$S_{dD(\xi=5\%)}$	317.01	[mm]
Factor para desplazamiento máximo	$S_{dM(\xi=5\%)}$	475.51	[mm]
Factor de amortiguamiento para SdD( $\xi=5\%$ )	$B_D$	1.58	
Factor de amortiguamiento para SdM( $\xi=5\%$ )	$B_M$	1.56	
Deformación de corte máxima	$\gamma_{SD}$	100%	[%]
Módulo de esfuerzo al corte	$G$	6.32	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de elasticidad o Young	$E$	77.50	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Bulk	$E_\infty$	15295.7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensión admisible del elastómero	$\sigma_{Cmáx}$	86.68	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo de fluencia de la plancha de acero	$F_y$	2400.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Amortiguamiento efectivo	$\beta_{eff}$	24	[%]
Constante del material	$K$	0.70	
Carga sísmica total de la superestructura	$W$	3396.92	[Tn]
Cantidad de aisladores	$N$	16	[und]
Aceleración de la gravedad	$g$	9.81	[m/seg <sup>2</sup> ]

Tabla A.4

Resumen de diseño de aislador High Damping Rubber Bearings HDR

Paso	Descripción	Expresión	Resultado	Unidad
<b>1.0</b>	<b>Determinación de la geometría del Aislador</b>			
1.1	Carga máxima ( $W_{\max}$ )	$1.4CM + 1.7CV$ $1.2CM + CV +  CS _{\max}$	313.79	[Tn]
1.2	Masa sobre el dispositivo	$M_{DL} = \frac{M_{DL}}{g}$	346.39	[Tn.seg <sup>2</sup> /m]
1.3	Rigidez de deslizadores	$K_{\text{deslizador}} = \frac{G_{\text{eq}} A_{\text{deslizador}}}{H_{\text{deslizador}}} n$	672.74	[Tn/m]
1.4	Rigidez mínima del sistema de aislacion	$K_{D\min} = \frac{4\pi^2 M_{DL}}{T_D^2}$	2187.98	[Tn/m]
1.5	Rigidez de diseño mínima HDR	$K_{K\min HDR} = \frac{K_{K\min} - K_{\text{deslizadores}}}{n_{\text{Aisladores}}}$	94.70	[Tn/m]
1.6	Desplazamiento de diseño, $T_{\text{eff}} = 2.5\text{seg}$	$D_D = \frac{S_{dD(\xi=5\%)}}{B_D}$	20.10	[cm]
1.7	Desplazamiento máximo	$D_M = \frac{S_{dM(\xi=5\%)}}{B_M}$	30.57	[cm]
1.8	Cálculo del área del aislador	$A = \frac{W_{\max}}{\sigma_{C\max}}$	3620.27	[cm <sup>2</sup> ]
1.8.1	Diametro interior	$\phi_1$	1.50	[cm]
1.8.2	Cálculo del diametro del aislador	$\phi_2 = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$	70.00	[cm]
1.8.3	Cálculo del área del aislador con el diametro asumido	A	3846.68	[cm <sup>2</sup> ]
1.9	Altura de los elastomeros para la deformación de corte máxima	$H_r = \frac{D_D}{\gamma_{SD}}$	20.20	[cm]
1.10	Cálcular el módulo de esfuerzo al corte verificar que este dentro del G del proveedor	$G = \frac{H_r K_{D\min}}{A}$	4.97	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.11	Altura de la placa de elastomero el cual debera ser multiplo de $H_r$	$t_r$	4.70	[mm]
1.12	Cálcular en número de capas del elastomero	$n = \frac{H_r}{t_r}$	43	[und]
1.13	Asumir el espesor de la plancha de acero	$t_s$	3.1	[mm]
1.14	Determinado el esfuerzo de compresión de la plancha de acero	$\sigma_C = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{C\max}$	197	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.15	Verificar el esfuerzo de compresión de la plancha de acero	$\sigma_C \leq \sigma_{adm} = 0.75F_y$	1800.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.16	Cálculo de la altura del aislador	$H = H_r + (n-1)t_s + 2t_{\text{ext}}$	38.83	[cm]

Tabla A.5

Resumen de diseño de aislador High Damping Rubber Bearings HDR (Continua)

<b>2.0</b>	<b>Verificación de la frecuencia vertical</b>			
2.1	Cálculo del factor de forma	$S_1 = \frac{\phi}{4t_r}$	37.23	
2.2	Módulo de compresión	$E_c = \frac{E(1+2KS_1^2)}{1+E(1+2KS_1^2)/E_\infty}$	13884.58	[kg/cm <sup>2</sup> ]
2.3	Rigidez Vertical ( $\alpha_v=1.23$ factor de correccion del módulo de Young)	$K_v = \frac{E_c A_T}{H_r}$	2644038.5	[kg/cm]
2.4	Verificación de la frecuencia vertical $f_v \geq 10\text{Hz}$	$f_v = \sqrt{6.S.f_H}$	36.48	[Hz]
<b>3.0</b>	<b>Verificación de la deformación angular máxima</b>			
3.1	Deformación angular por corte para el sismo de diseño o sismo de máximo	$\gamma_{S(D,M)} = \frac{D_{(TD, TM)}}{H_r}$	0.99	[Hz]
3.2	Módulo de forma	$S_2 = \frac{\phi}{nt_r}$	3.46	
3.3	Factor de corrección	$5 > S_2, \alpha_c = 0.88(1-0.007(5-S_2))$	0.87	
3.4	Módulo de elasticidad corregido	$E_b = E \frac{(1+2/3KS_1^2)}{[1+E(1+2/3KS_1^2)/E_\infty]}$	15269.78	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.5	Esfuerzo ultimo de compresión	$\sigma_{CR} = \alpha_c \frac{\pi}{4} \sqrt{(G_{eq} E_b)} S_2$	735.80	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.6	Esfuerzo ultimo de compresión a la deformacion $\gamma$	$\sigma_{AC}(\gamma_{(D,M)}) = \sigma_{CR} \left( 1 - \frac{\gamma_{S(D,M)}}{S_2} \right)$	524.46	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.7	Deformación unitaria por compresión	$\epsilon_c = \frac{\sigma_{CR}(\gamma_{S(D,M)})}{E(1+2KS_1^2)}$	0.005	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.8	Deformación angular por compresión	$\gamma_C = 6S_1 \epsilon_c$	1.09	
3.9	Deformación angular máxima	$\gamma_{\max} = \gamma_{S(D,M)} + \gamma_C + \gamma_B$ $\gamma_{\max} \approx \gamma_{S(D,M)} + \gamma_C$	2.08	
3.10	Deformación angular permisible donde es $\gamma_U$ se considera 5.5 y $f=0.5$	$\gamma_{\max} \leq f \cdot \gamma_U$	2.75	

Tabla A.6

Resumen de diseño de aislador High Damping Rubber Bearings HDR (Continua)

<b>4.0 Verificación al pandeo</b>				
4.1	Área de corte efectivo	$A_s = A \frac{H_t}{H_r}$	6326.08	[cm <sup>2</sup> ]
4.2	Altura de elastómeros + placas de acero	$H_t = H_r + (n-1)t_s$	33.22	[cm]
4.3	Fuerza de corte efectiva	$P_s = (GA)_{\text{eff}} = G_{\text{eq}} A_s$	39995.01	[kg]
4.4	Rigidez de la inclinación	$(EI)_{\text{eff}} = \frac{E_c I}{3}$	5.45E+09	[kg.cm <sup>2</sup> ]
4.5	Inercia del aislador	$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{D_e}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right]$	1178588.1	[cm <sup>4</sup> ]
4.6	Carga de alabeo sin deformación por corte	$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{H_t^2}$	48783611	[kg/cm <sup>2</sup> ]
4.7	carga crítica	$P_{\text{crit}} = \frac{P_s}{2} \left( \sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right)$	1376.96	[Tn]
4.8	Carga máxima para verificar el pandeo y el volcamiento	$W_{\text{máx}} = 1.2CM + CV +  CS _{\text{máx}}$	313.79	[Tn]
4.9	Factor de seguridad al pandeo	$\frac{P_{\text{crit}}}{W_{\text{máx}}} \geq F.S \approx 2$	4.39	
<b>5.0 Verificación al vuelco</b>				
5.1	Fuerza mínima sobre los aisladores	$W_{\text{mín}} = 0.8CM -  CS _{\text{mín}}$	39.91	[Tn]
5.2	Máximo desplazamiento (roll out)	$D_{\text{máx}} = \frac{W_{\text{mín}} D_e}{H_t K_{D\text{mín}} + W_{\text{mín}}}$	39.14	[cm]
5.3	Factor de seguridad, si se emplean elementos de fijación es recomendable que F.S > 1.0	$F.S = \frac{D_{\text{máx}}}{D_D} \geq 1.0$	1.95	
<b>6.0 Verificación del periodo objetivo</b>				
6.1	Cálculo rigidez mínima	$K_{D\text{mín}} = \frac{GA}{H_r}$	120.39	[Tn/m]
6.2	Cálculo el periodo	$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D\text{mín}} \cdot g}}$	2.66	[seg]

Tabla A.7

Resumen de diseño de aislador High Damping Rubber Bearings HDR (Continúa)

<b>7.0 Modelamiento bilineal del aislador HDR</b>				
7.1	Desplazamiento de fluencia	$D_y = 0.1H_r$	1.54	[cm]
7.2	Energía disipada	$W_D = 2\pi K_{D_{\min}} D_D^2 \beta_{\text{eff}}$	7.33	[Tn.m]
7.3	Fuerza de deformación nula	$Q = \frac{W_D}{4(D_D - D_y)}$	9.88	[Tn]
7.4	Rigidez post fluencia	$K_2 = K_{D_{\min}} - \frac{Q}{D_D}$	71.25	[Tn/m]
7.5	Rigidez inicial	$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_2$	714.51	[Tn/m]
7.6	Relacion de rigidez post fluencia y rigidez inicial	m	10.03	
7.7	Fuerza de fluencia	$F_y = Q + K_2 D_y$	10.97	[Tn]
7.8	Rigidez efectiva	$K_{\text{eq}} = \frac{Q}{H} + K_2$	120.14	[Tn/m]
7.9	Frecuencia angular	$\omega = \frac{2\pi}{T_D}$	2.36	[rad/seg]
7.10	Amortiguamiento efectivo	$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega}$	24.51	[Tn.seg/m]
7.11	Amortiguamiento efectivo	$\beta_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \frac{Q \left( H_r - \frac{Q}{(m-1)K_2} \right)}{K_{\text{eq}} H_r^2}$	24%	[%]

#### A4. Diseño del aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB)

Tabla A.8

*Coefficiente de amortiguamiento efectivo de aislador LRB*

Descripción	Expresión	Valor	Unidad
Amortiguamiento efectivo del sistema de aislacion y aislador	$\beta_{eff}$	22.3	[%]
Parametro en función del grado de amortiguamiento	$f[\beta]$	0.40	
Factor de amortiguamiento para SdD( $\xi=5\%$ )	$B_D$	1.55	[%]
Factor de periodo maximo	$\alpha$	1.50	
Factor de amortiguamiento para SdM( $\xi=5\%$ )	$B_M$	1.53	[%]

Tabla 2.9

*Datos de propiedades de los materiales, parámetros de desplazamiento y amortiguamiento de aislador LRB*

Descripción	Expresión	Valor	Undidad
Periodo objetivo de diseño	$T_D$	2.5	[seg]
Factor para desplazamiento de diseño	$S_{dD}(\xi=5\%)$	317.01	[mm]
Factor para desplazamiento máximo	$S_{dM}(\xi=5\%)$	475.51	[mm]
Factor de amortiguamiento para SdD( $\xi=5\%$ )	$B_D$	1.55	
Factor de amortiguamiento para SdM( $\xi=5\%$ )	$B_M$	1.53	
Deformación de corte máxima	$\gamma_{SD}$	100%	[%]
Módulo de esfuerzo al corte	$G$	3.93	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo aparente de esfuerzo al corte del plomo		5.94	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Corte de fluencia del nucleo de plomo	$T_{lead}$	81.24	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo de compresion del plomo	$E_i$	1427800	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de elasticidad o Young's	$E$	22.43	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Bulk	$E_\infty$	11991.9	[kg/cm <sup>2</sup> ]

Tabla A.10

Datos de propiedades de los materiales, parámetros de desplazamiento y amortiguamiento de aislador LRB (continua)

Tensión admisible del elastómero	$\sigma_{Cmáx}$	173.35	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo de fluencia de la plancha de acero	$F_y$	2530.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Amortiguamiento efectivo	$\beta_{eff}$	22.3%	[%]
Constante del material	$K$	0.70	
Carga sísmica total de la superestructura	$W$	3396.919	[Tn]
Cantidad de aisladores	$N$	16	[und]
Aceleración de la gravedad	$g$	9.81	[m/seg <sup>2</sup> ]

Tabla A.11

Resumen de diseño de aislador Lead Rubber Bearings LRB

Paso	Descripción	Expresión	Resultado	Undidad
<b>1.0</b>	<b>Determinación de la geometría del Aislador</b>			
1.1	Carga máxima ( $W_{máx}$ )	$1.4CM + 1.7CV$ $1.2CM + CV +  CS _{lmax}$	313.79	[Tn]
1.2	Rigidez de diseño mínima	$M_{DL} = \frac{M_{DL}}{g}$	346.39	[Tn.seg <sup>2</sup> /m]
1.3	Rigidez de deslizadores	$K_{deslizador} = \frac{G_{eq} A_{deslizador}}{H_{rdeslizador}} n$	672.74	[Tn/m]
1.4	Rigidez mínima del sistema de aislacion	$K_{Dmin} = \frac{4\pi^2 M_{DL}}{T_D^2}$	2187.98	[Tn/m]
1.5	Rigidez de diseño mínima	$K_{Dmin} = \frac{4\pi^2 M_{DL}}{T_D^2}$	94.70	[Tn/m]
1.6	Desplazamiento de diseño	$D_D = \frac{S_{dD(\xi=5\%)}}{B_D}$	20.43	[cm]
1.7	Desplazamiento máximo	$D_M = \frac{S_{dM(\xi=5\%)}}{B_M}$	31.06	[cm]
1.8	Fuerza de desplazamiento nula ( $D_y = 0$ ) (asumido)	$Q = \frac{\pi K_{Dmin} D_D^2 \beta_{eff}}{2(D_D - D_y)}$	6.78	[Tn]
1.9	Rigidez post fluencia	$K_2 = K_{Dmin} - \frac{Q}{D_D}$	61.53	[Tn/m]

Tabla A.12

Resumen de diseño de aislador Lead Rubber Bearings LRB (continua)

1.10	Desplazamiento a la fuerza de fluencia considerando $K_1 = 10-15 K_2$ ( $K_1 = mK_2$ )	$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	0.92	[cm]
1.11	Fuerza de desplazamiento nula ( $D_y$ corregida)	$Q = \frac{\pi K_{Dmin} D_D^2 \beta_{eff}}{2(D_D - D_y)}$	7.10	[Tn]
1.12	Área transversal del nucleo del plomo	$A_{lead} = \frac{Q}{T_{ylead}}$	83.44	[cm <sup>2</sup> ]
1.13	Cálculo del diametro del nucleo de plomo	$D_i = \sqrt{\frac{4A_{lead}}{\pi}}$	11.00	[cm]
1.14	Área propuesta con el diametro asumido	$A_{leadP}$	95.03	[cm <sup>2</sup> ]
1.15		$Q_d = A_{leadP} T_{ylead}$	7.72	[Tn]
1.16	Cálculo de la rigidez del nucleo de plomo	$K_{lead} = \frac{Q_{lead}}{D_D}$	37.78	[Tn/m]
1.17	Cálcular el módulo de esfuerzo al corte del plomo y verificar que este dentro del G del proveedor	$G_{lead} = \frac{H_r K_{lead}}{A_{lead}}$	1.24	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.18	Rigidez post fluencia corregida que es igual a la rigidez del elastomero	$K_{rubber} = K_2 = K_{Dmin} - \frac{Q}{D_D}$	59.97	[Tn/m]
1.19	Cálculo del área del elastomero	$A_{rubber} = \frac{W_{max}}{\sigma_{Cmáx}}$	1810.13	[cm <sup>2</sup> ]
1.20	Cálculo del diametro del aislador	$D_e = \sqrt{\frac{4A}{\pi} + D_i^2}$	65.00	[cm]
1.21	Cálculo del área del elastomero con el diametro asumido	$A_{rubber}$	3223.27	[cm <sup>2</sup> ]
1.22	Altura de los elastomeros para la deformación de corte máxima	$H_r = \frac{D_D}{\gamma_{SD}}$	19.80	[cm]
1.23	Cálcular el módulo de esfuerzo al corte y verificar que este dentro del G del proveedor	$G_{rubber} = \frac{H_r K_{rubber}}{A_{rubber}}$	3.68	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.24	Altura de la placa de elastomero el cual debera ser multiplo de $H_r$	$t_r$	4.40	[mm]
1.25	Cálcular en número de capas del elastomero	$n = \frac{H_r}{t_r}$	45	[und]
1.26	Asumir el espesor de la plancha de acero	$t_s$	3.1	[mm]
1.27	Determinado el esfuerzo de compresión de la plancha de acero	$\sigma_C = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Cmáx}$	369	[kg/cm <sup>2</sup> ]

Tabla A.13

Resumen de diseño de aislador Lead Rubber Bearings LRB (continua)

1.28	Verificar el esfuerzo de compresión de la plancha de acero	$\sigma_C \leq \sigma_{adm} = 0.75F_y$	1897.50	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.29	Cálculo de la altura del aislador	$H = H_r + (n-1)t_s + 2t_{ext}$	39.04	[cm]
<b>2.0</b>	<b>Verificación de la frecuencia vertical</b>			
2.1	Cálculo del factor de forma	$S = \frac{D_e^2 - D_i^2}{4D_e t_r}$	35.87	
2.2	Módulo de compresión	$E_c = \frac{E(1+2KS_1^2)}{1 + \frac{E}{E_\infty}}$	9249.27	[kg/cm <sup>2</sup> ]
2.3	Rigidez Vertical ( $\alpha_v=1.23$ factor de correccion del módulo de Young)	$K_v = \alpha_v \frac{E_c A_T}{H_r}$	1906620	[kg/cm]
2.4	Verificación de la frecuencia vertical $f_v \geq 10\text{Hz}$	$f_v = \sqrt{6} S f_H$	35.15	[Hz]
<b>3.0</b>	<b>Verificación de la deformación angular máxima</b>			
3.1	Deformación angular por corte para e sismo de diseño o sismo de máximo	$\gamma_{S(D,M)} = \frac{D_{(TD, TM)}}{H_r}$	1.03	
3.2	Módulo de forma	$S_2 = \frac{\phi}{nt_r}$	3.28	
3.3	Factor de corrección	$S_2 < 5: \alpha_c = 0.25(S_2 - 5) + 1$	0.57	
3.4	Módulo de elasticidad corregido	$E_b = E \frac{(1+2/3KS_1^2)}{[1+E(1+2/3KS_1^2)/E_\infty]}$	592.24	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.5	Esfuerzo ultimo de compresión	$\sigma_{CR} = 1.26 \frac{\pi}{4} S_2 \alpha_c \sqrt{(G_{eq} E_b)}$	89.40	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.6	Esfuerzo ultimo de compresión a la deformacion $\gamma$	$\sigma_{AC}(\gamma_{(D,M)}) = \sigma_{CR} \left( 1 - 0.9 \frac{\gamma_{S(D,M)}}{S_2} \right)$	64.11	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.7	Deformación unitaria por compresión	$\epsilon_c = \frac{\sigma_{CR}(\gamma_{S(D,M)})}{E(1+2KS_1^2)}$	0.002	[kg/cm <sup>2</sup> ]
3.8	Deformación angular por compresión	$\gamma_C = 6S_1 \epsilon_c$	0.49	
3.9	Deformación angular máxima	$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_{S(D,M)} + \gamma_C + \gamma_B$ $\gamma_{m\acute{a}x} \approx \gamma_{S(D,M)} + \gamma_C$	1.52	
3.10	Deformación angular permisible donde es $\gamma_U$ se considera 5.5 y $f=0.5$ $\gamma_{m\acute{a}x} \leq f \cdot \gamma_U$	$f \cdot \gamma_U$	2.75	

Tabla A.14

Resumen de diseño de aislador Lead Rubber Bearings LRB (continua)

<b>4.0</b>	<b>Verificación al pandeo</b>			
4.1	Área de corte efectivo	$A_s = A_r \frac{H_t}{H_r}$	5604.25	[cm <sup>2</sup> ]
4.2	Altura de elastómeros + placas de acero	$H_t = H_r + (n-1)t_s$	33.44	[cm]
4.3	Fuerza de corte efectiva	$P_s = (GA)_{\text{eff}} = G_{\text{eq}} A_s$	22001.78	[kg]
4.4	Rigidez de la inclinación	$(EI)_{\text{eff}} = \frac{E_c I}{3}$	2.70E+09	[kg.cm <sup>2</sup> ]
4.5	Inercia del aislador	$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{D_e}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right]$	875522	[cm <sup>4</sup> ]
4.6	Carga de alabeo sin deformación por corte	$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{H_t^2}$	23824324	[kg/cm <sup>2</sup> ]
4.7	carga crítica	$P_{\text{crit}} = \frac{P_s}{2} \left( \sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right)$	713.08	[Tn]
4.8	Carga máxima para verificar el pandeo y el volcamiento	$W_{\text{máx}} = 1.2CM + CV +  CS _{\text{máx}}$	313.79	[Tn]
4.9	Factor de seguridad al pandeo	$\frac{P_{\text{crit}}}{W_{\text{máx}}} \geq F.S \approx 2$	2.27	
<b>5.0</b>	<b>Verificación al pandeo</b>			
5.1	Fuerza mínima sobre los aisladores	$W_{\text{min}} = 0.8CM -  CS _{\text{min}}$	39.91	[Tn]
5.2	Máximo desplazamiento (roll out)	$D_{\text{max}} = \frac{W_{\text{min}} D_e}{H_t K_{D_{\text{min}}} + W_{\text{min}}}$	36.24	[cm]
5.3	Factor de seguridad, si se emplean elementos de fijación es recomendable que F.S > 1.0	$F.S = \frac{D_{\text{max}}}{D_D} \geq 1.0$	1.77	
<b>6.0</b>	<b>Verificación del periodo objetivo</b>			
6.1	Cálculo rigidez mínima	$K_{D_{\text{min}}} = K_{\text{eff}}$	105.76	[Tn/m]
6.2	Cálculo el periodo objetivo	$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D_{\text{min}}} \cdot g}}$	2.84	[seg]

Tabla A.15

Resumen de diseño de aislador Lead Rubber Bearings LRB (continua)

<b>7.0 Modelamiento bilineal del aislador LRB</b>				
7.1	Desplazamiento de fluencia	$D_y = 0.1H_r$	0.02	[m]
7.2	Energía disipada	$W_D = 2\pi K_{Dmin} D_D^2 \beta_{eff}$	6.19	[Tn.m]
7.3	Cálculo la rigidez real del elastomero	$K_{rubber} = \frac{G_{rubber} A_{rubber}}{H_r}$	63.91	[Tn/m]
7.4	Cálculo la rigidez real del nucleo de plomo	$K_{lead} = \frac{G_{lead} A_{lead}}{H_r}$	2.85	[Tn/m]
7.5	Rigidez post fluencia, donde	$K_2 = (K_{rubber} + K_{lead})$	66.76	[Tn/m]
7.6	Rigidez inicial (m=13)	$K_1 = mK_2$	867.93	[Tn/m]
7.7	Fuerza de fluencia	$F_y = Q + K_2 D_y$	9.04	[Tn]
7.8	Rigidez efectiva	$K_{eq} = \frac{Q}{H} + K_2$	105.76	[Tn/m]
7.9	Frecuencia angular	$\omega = \frac{2\pi}{T_D}$	2.21	[rad/seg]
7.10	Coficiente de amortiguamiento efectivo	$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega}$	21.34	[Tn.seg/m]
7.11	Amortiguamiento efectivo	$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{Q \left( H_r - \frac{Q}{(m-1)K_2} \right)}{K_{eq} H_r^2}$	22.3%	[%]

## A5. Diseño del aislador de triple péndulo de fricción (TFP)

Tabla A.16

Resumen de diseño de aislador Triple Friction Pendulum TFP

Paso	Descripción	Expresión	Resultado	Undidad
<b>1.0</b>	<b>Propiedad geometrica del aislador Triple Pendulo de Fricción</b>			
1.1	Radio de curvatura de placas 1 y 4	$R_1 = R_4$	88	[pul]
1.2	Diámetro exterior	$\phi_{ext} = L$	33	[pul]
1.3	Diámetro de las placas 1 y 4	$\phi_1 = \phi_4$	27	[pul]
1.4	Diámetro del aislador interior	$b_4$	9	[pul]
1.5	Radio de aislador interior	$R_2 = R_3$	8	[pul]
1.6	Diámetro del deslizador rígido	$b_2$	5	[pul]
1.7	Altura de aislador interior	$H$	6	[pul]
1.8	Espesor de topes exteriores	$t_{r2} = \frac{\phi_{ext} - \phi_{1=4}}{2}$	1.5	[pul]
1.9	Espesor de topes interiores	$t_{r1}$	0.5	[pul]
1.10	Espesor de aislador interior en el centro	$t_{c2}$	1.0	[pul]
1.11	Espesor de aislador exterior en el centro	$t_{c1}$	2.35	[pul]
1.12	Capacidad de desplazamiento $d_1=d_4$	$d_1 = \frac{\phi_{ext} - b_4 - 2t_{r1}}{2}$	10.5	[pul]
1.13	Capacidad de desplazamiento $d_2=d_3$	$d_2 = \frac{b_4 - b_2 - 2t_{r2}}{2}$	1.5	[pul]
1.14	Altura del aislador interior $h_2=h_3$	$h_2 = \frac{H}{2}$	2.50	[pul]
1.15	Altura del aislador exterior $h_1=h_4$	$h_1 = h_2 + t_{c2}$	3.5	[pul]
1.16	Altura de aislador	$H_t$	11.7	[pul]
1.17	Aceleracion de la gravedad	$g$	9.81	[m/seg <sup>2</sup> ]
1.18	Peso de estructura maxima	$1.4CM + 1.7CV$	355.12	[Tn]
1.19	Peso sismico maximo		80.00	[Tn]
<b>2.0</b>	<b>Propiedad mecanicas del aislador Triple Pendulo de Fricción</b>			
2.0.1	Radio de curvatura efectiva 1 y 4	$R_{1eff} = R_{4eff} = R_{1=4} - h_{1=4}$	84.5	[pul]
2.0.2	Radio de curvatura efectiva 2 y 3	$R_{2eff} = R_{3eff} = R_{2=3} - h_{2=3}$	5.5	[pul]
2.0.3	Desplazamiento lateral efectivo 1 y 4	$d_1^* = d_4^* = \frac{d_1 R_{1eff}}{R_1}$	10.08	[pul]
2.0.4	Desplazamiento lateral efectivo 2 y 3	$d_2^* = d_3^* = \frac{d_2 R_{2eff}}{R_2}$	1.03	[pul]

Tabla A.17

Resumen de diseño de aislador Triple Friction Pendulum TFP (continua)

<b>2.1</b>	<b>Coefficiente de fricción</b> $\mu_4$			
2.1.1	<b>Upper bound</b> - valor de limite superior de la fricción sobre la superficie del aislador 4		0.060	
2.1.2	<b>Lower bound</b> - valor de limite inferior de la fricción sobre la superficie del aislador 4		0.045	
2.1.3	Valor nominal		0.053	
<b>2.2</b>	<b>Coefficiente de fricción</b> $\mu_1$			
2.2.1	<b>Upper bound</b> - valor de limite superior de la fricción sobre la superficie del aislador 1		0.030	
2.2.2	<b>Lower bound</b> - valor de limite inferior de la fricción sobre la superficie del aislador 1		0.025	
2.2.3	Valor nominal		0.028	
<b>2.3</b>	<b>Coefficiente de fricción</b> $\mu_2 = \mu_3$			
2.3.1	<b>Upper bound</b> - valor de limite superior de la fricción sobre la superficie del aislador 2 y 3		0.010	
2.3.2	<b>Lower bound</b> - valor de limite inferior de la fricción sobre la superficie del aislador 2 y 3		0.008	
2.3.3	Valor nominal $\mu_2 = \mu_3$		0.01	
<b>3.0</b>	<b>Cálculo de longitud, período y desplazamiento en cada péndulo</b>			
3.1	Péndulo 1 - longitud del péndulo	$L_1 = R_2 + R_3 - (h_2 + h_3)$	11	[pul]
3.2	Péndulo 1 - periodo	$T = 2\pi\sqrt{\frac{L_1}{g}}$	1.06	[seg]
3.3	Péndulo 1 - desplazamiento esperado	$\Delta_1 = (\mu_1 - \mu_2)L_1$	0.20	[pul]
3.4	Péndulo 2 - longitud del péndulo	$L_2 = R_1 + R_3 - (h_1 + h_3)$	90.0	[pul]
3.5	Péndulo 2 - periodo	$T = 2\pi\sqrt{\frac{L_2}{g}}$	3.03	[seg]
3.6	Péndulo 2 - desplazamiento esperado	$\Delta_2 = (\mu_4 - \mu_1)L_2$	2.25	[pul]
3.7	Péndulo 3 - longitud del péndulo	$L_3 = R_1 + R_4 - (h_1 + h_3)$	169.0	[pul]
3.8	Péndulo 3 - periodo	$T = 2\pi\sqrt{\frac{L_3}{g}}$	4.16	[seg]
3.9	Péndulo 3 - desplazamiento esperado	$\Delta_3 = (\mu_4 - \mu_1)L_3$	2.25	[pul]
3.10	Capacidad de desplazamiento del aislador	$d_t = (d_2 - d_3)\frac{L_1}{L_{T1}} + (d_1 - d_4)\frac{L_2}{L_{T2}}$	22.23	[pul]

Tabla A.18

Resumen de diseño de aislador Triple Friction Pendulum TFP (continua)

4.0	Modelamiento bilineal del aislador TFPS			
4.1	Peso sismico maximo	W	80.00	[Tn]
4.2	Modulo de Young's de acero (14500 ksi)	E	10194509	[Tn/m <sup>2</sup> ]
4.3	Desplazamiento de diseño	$D_D = \frac{S_{dD(\xi=5\%)}}{B_D}$	0.19	[m]
4.4	Desplazamiento maximo	$D_M = \frac{S_{dM(\xi=5\%)}}{B_M}$	0.28	[m]
4.5		$D_y = (\mu_1 - \mu_2) R_{2eff}$	0.002	[m]
4.6	Altura del aislador exterior h1 = h4		0.178	[m]
4.7	Altura del aislador interior h2 = h3		0.127	[m]
4.8	$\mu$ <b>Lower bound</b> - Fuerza en cero dezplazamiento dividido por la carga normal	$\mu = \mu_{1(LB)} - (\mu_{1(LB)} - \mu_{2(LB)}) \frac{R_{2eff}}{R_{1eff}}$	0.024	
4.9	Rigidez por fluencia	$K_d = \frac{W}{2R_{1eff}}$	18.64	[Tn/m]
4.10		$Q_d = \mu W$	1.91	[Tn]
4.11	Rigidez efectiva en cada aislador	$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_D}$	28.91	[Tn/m]
4.12	Momento de inercia	$I = \frac{K_{eff} H_t^3}{3E}$	1.55E-08	[m4]
4.13	Rigidez efectiva vertical(la rigidez vertical por los dos aisladores)	$K_v = \frac{AE}{H}$	1647308.4	[Tn/m]
4.14	Ecuación de correlación para determinar el peso	$W = 0.856D_M^2 - 0.1128D_M$	0.61	[Tn]
4.15	Masa del aislador	$\frac{W}{g}$	0.063	[Tn.seg <sup>2</sup> /m]
4.16	Periodo Efectivo	$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{eff}}}$	<b>3.34</b>	[seg]
4.17	Amortiguamiento efectivo	$\beta_{eff} = \frac{2\mu W (D_D - D_y)}{\pi K_{eff} D_D^2}$	22.3%	[%]
4.18	Factor de reduccion de amortiguamiento	$\beta = \left( \frac{\beta_{eff}}{0.05} \right)^{0.3}$	1.57	
4.19	Energia disipada	$W_D = 4\mu W D_D$	1.42	[Tn]
4.20	Frecuencia angular	$\omega = \frac{2\pi}{T_D}$	1.88	[rad/seg]
4.21	Coficiente de amortiguamiento	$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega}$	6.95	[Tn.seg/m]

Tabla A.19

Resumen de diseño de aislador Triple Friction Pendulum TFP (continua)

<b>5.0 Propiedades no lineales del aislador TFPS</b>				
5.1	Rigidez en la superficie exterior 4 ( $\mu$ Upper bound)	$K_{U4} = \frac{\mu W}{D_y}$	1515.85	[Tn/m]
5.2	Rigidez en la superficie exterior 1 ( $\mu$ Upper bound)	$K_{U1} = \frac{\mu W}{D_y}$	842.14	[Tn/m]
5.3	Rigidez en la superficie interior ( $\mu$ Upper bound 2 y 3)	$K_{U2} = \frac{\mu W}{D_y}$	269.49	[Tn/m]
5.4	Coeficiente de fricción LB en superficie 4	$\mu_4$	0.045	
5.5	Coeficiente de fricción LB en superficie 1	$\mu_1$	0.025	
5.6	Coeficiente de fricción LB en superficie 2 y 3	$\mu_{2,3}$	0.008	
5.7	Coeficiente de fricción UB en superficie 4	$\mu_4$	0.060	
5.8	Coeficiente de fricción UB en superficie 1	$\mu_1$	0.030	
5.9	Coeficiente de fricción UB en superficie 2 y 3	$\mu_{2,3}$	0.010	
5.10	Radio de curvatura efectiva 1 y 4	$R_1 = R_4$	2.24	[m]
5.11	Radio de curvatura efectiva 2 y 3	$R_2 = R_3$	0.20	[m]
5.12	Distancia limite para superfie 1 y 4		0.27	[m]
5.13	Distancia limite para superfie 2 y 3		0.04	[m]
<b>6.0 Cálculo del espesor de la placa en el centro</b>				
6.1	Cargas de servicio	$1.4CM + 1.7CV$	355.12	[Tn]
6.2	Espesor de la placa exterior a incrementar	$t_b$	0	[pul]
6.3	Espesor de la placa en el centro - condicion para cargas verticales	$t_{eff} = \sqrt{t_{cl}^2 + t_b^2}$	1.50	[pul]
6.4	Factor de reducción del concreto	$\phi_c$	0.65	
6.5	Resistencia a compresión del concreto	$f'c = 210kg/cm^2$	2.99	[ksi]
6.6	Factor de reducción del acero	$\phi_b$	0.9	
6.7	Limite de fluencia del acero	$f_y$	40	[ksi]
6.8	Presión sobre las placas	$f_b = 1.7\phi_c f'c$	3.30	[ksi]
6.9	Área de concreto que soporta la carga	$b_1 = \sqrt{\frac{4P_U}{\pi f_b}}$	17.38	[pul]
6.10	Se impone un valor mayor a $b_1$		18.00	[pul]





## A6. Propiedades geométricas y mecánicas de los aisladores elastómericos Bridgestone

### Aislador sísmico HDR

#### High Damping Rubber Bearing (HDR)

Seismic isolation material certification number by Ministry of Land, Infrastructure and Transport

MVBR-0468 (X O.4R) Acquired in December 2012

MVBR-0430 (X O.6R) Acquired in February 2011

#### Product Dimension

Item	Description
Shape & dimensions of each part	Outer diameter : $D_o$ (mm)
	Inner diameter : $D_i$ (mm)
	Effective plane area : $A$ ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )
	Thickness of each rubber layer : $t_r$ (mm)
	Number of rubber layers : $n$
	Total rubber thickness : $H = n \times t_r$ (mm)
	First shape factor $S_1 = (D_o - D_i) / (4 \times t_r)$
	Second shape factor $S_2 = D_o / (n \times t_r)$
	Diameter of flange : $D_f$ (mm)
	Thickness of flange: edge/center : $t_r/t_n$ (mm)
	Connecting bolt PCD : PCD (mm)
	Diameter of connecting bolt hole x qty : $d_b$ (mm) x qty
	Bolt size (assumption) : M ( $d_b - 3$ )
	Thickness of each reinforced steel plate : $t_s$ (mm)
	Total height : $H_t$ (mm)
Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf)	

#### Rubber Material

Rubber code  
(standard temperature 20°C, standard strain  $\gamma = 100\%$ )

Rubber code	Shear modulus $G_{\infty}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Equivalent damping ratio $H_{\infty}$
XO.4R	0.392	0.220
XO.6R	0.620	0.240

Combination of rubber materials  
(weight ratio %)

Rubber designation	Natural rubber Synthetic rubber	Reinforcement agent, Filler	Vulcanization agent and others
Rubber layers	XO.4R 35 and above XO.6R 35 and above	20 and above 25 and above	45 and below 40 and below
Cover rubber	40 and above	15 and above	40 and below

Properties of rubber materials

Item	Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	Elongation at Break (%)	Hardness (JIS A)	100% modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus E (N/mm <sup>2</sup> )	Bulk modulus $E_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus correction factor according to hardness
Test Standard	JIS K6251	JIS K6251	JIS K6253	JIS K6251			
Inner rubber	XO.4R	7 以上	840 以上	37 ± 8	0.43 ± 0.2	6.2	1300
	XO.6R	8.5 以上	780 以上	53 ± 5	0.73 ± 0.2	7.6	1500
Cover rubber	12 以上	600 以上	-	-			

#### Steel Material

Each steel part

	Material
Reinforced steel plate	SS400 (JIS G 3101)
Flange plate*1	SS400 (JIS G 3101)
Connecting plate*1	SS400 (JIS G 3101)

\*1:Optionally SM490 (JIS G 3106).

Anti-rust treatment of flange plate

Preparation	Remove rust up to blasting quality of SSPC-SP-10 (SIS Sa 2 1/2)
Primer	Zinc-rich paint 75 $\mu$ m x 1 coat
Middle coat	Epoxy resin paint 60 $\mu$ m x 1 coat
Finishing	Epoxy resin paint 35 $\mu$ m x 1 coat
Total film thickness	170 $\mu$ m and above

\*1: Standard color is gray.

\*2: Others anti-rust treatment of flange plate than painting are also available. Please contact us for more details.

## Shear Properties

Equivalent shear stiffness  $K_{eq}$ , equivalent damping ratio  $H_{eq}$ , initial stiffness  $K_1$ , post-yield stiffness  $K_2$ , characteristic strength  $Q_d$

Shear properties of HDR is dependent on shear strain amplitude.

The shear strain dependency of each property is expressed by following equations.

● Rubber Material XO.4R  $G_{eq}(\gamma) = 0.054 \times \gamma^4 - 0.416 \times \gamma^3 + 1.192 \times \gamma^2 - 1.583 \times \gamma + 1.145$   
( $0.1 \leq \gamma \leq 2.7$ )  $H_{eq}(\gamma) = -0.006 \times \gamma^3 + 0.018 \times \gamma^2 - 0.008 \times \gamma + 0.216$

$u(\gamma) = -0.0110 \times \gamma^3 + 0.0325 \times \gamma^2 - 0.0132 \times \gamma + 0.3617$

● Rubber Material XO.6R  $G_{eq} = G_0 \times (2.855 - 3.878 \gamma + 2.903 \gamma^2 - 1.016 \gamma^3 + 0.1364 \gamma^4)$   
( $0.1 \leq \gamma \leq 2.7$ )  $G_0 = 0.620$ ; shear modulus at  $\gamma = 1.0$

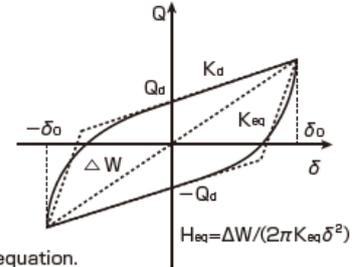
$H_{eq} = H_{eq0} \times (0.9150 + 0.2364 \gamma - 0.1804 \gamma^2 + 0.02902 \gamma^3)$

$H_{eq0} = 0.240$ ; equivalent damping ratio at  $\gamma = 1.0$

$u = u_0 \times (0.9028 + 0.2711 \gamma - 0.2083 \gamma^2 + 0.03421 \gamma^3)$

$u_0 = 0.408$ ; function giving ratio of characteristic strength to

maximum shear force of a loop at  $\gamma = 1.0$



Based on above equations, each shear properties shall be determined by the following equation.

Equivalent shear stiffness:  $K_{eq} = G_{eq} \cdot A/H$  Equivalent damping ratio:  $H_{eq} = \Delta W / (2 \pi \cdot K_{eq} \delta^2)$

Initial stiffness:  $K_1 = 10 \times K_2$

Post-yield stiffness:  $K_2 = K_{eq} (1 - u)$

Characteristic strength:  $Q_d = u \cdot K_{eq} \cdot H \cdot \gamma$

### Temperature dependency

Each shear property is corrected to the value at standard temperature of 20°C by following equations.

(Applicable range:  $-10 \leq T \leq 40^\circ\text{C}$ ) (T: Temperature during inspection)

● Rubber Material XO.4R :  $K_{eq}(\text{corrected value at } 20^\circ\text{C}) = K_{eq}(T^\circ\text{C}) / (1.205 - 1.862 \times 10^{-2} \cdot T + 5.991 \times 10^{-4} \cdot T^2 - 8.991 \times 10^{-6} \cdot T^3)$

:  $H_{eq}(\text{corrected value at } 20^\circ\text{C}) = H_{eq}(T^\circ\text{C}) / (1.065 - 4.134 \times 10^{-3} \cdot T + 1.096 \times 10^{-4} \cdot T^2 - 3.102 \times 10^{-6} \cdot T^3)$

● Rubber Material XO.6R :  $K_{eq}(\text{corrected value at } 20^\circ\text{C}) = K_{eq}(T^\circ\text{C}) / (1.205 - 1.862 \times 10^{-2} \cdot T + 5.991 \times 10^{-4} \cdot T^2 - 8.991 \times 10^{-6} \cdot T^3)$

:  $H_{eq}(\text{corrected value at } 20^\circ\text{C}) = H_{eq}(T^\circ\text{C}) / (1.065 - 4.134 \times 10^{-3} \cdot T + 1.096 \times 10^{-4} \cdot T^2 - 3.102 \times 10^{-6} \cdot T^3)$

## Compressive Properties

### Compressive stiffness $K_V$

● Compressive stiffness  $K_V$  shall be determined by the following equation.

$$K_V = E_c \cdot \frac{A}{H} \quad E_c = \frac{E(1+2\kappa S_1^2)}{1+E(1+2\kappa S_1^2)/E_w}$$

### Ultimate compressive stress

● Critical stress  $\sigma_{cr}$  at zero shear strain shall be determined by the following equation.

$$\sigma_{cr} = \alpha_c \cdot \frac{\pi}{4} (G_{eq} \cdot E_b)^{0.5} \cdot S_2$$

However,  $E_b = E_w (1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_1^2) / (1 + E_w (1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_1^2) / E_w)$

$\alpha_c$ : Correction factor determined from our test data

Rubber Material XO.4R :  $\alpha_c = 0.88$  (if  $S_2 \geq 5$ )  $\alpha_c = 0.88 (1 - 0.07 (5 - S_2))$  (if  $5 > S_2$ )

Rubber Material XO.6R :  $\alpha_c = 1.45$  (if  $S_2 \geq 5$ )  $\alpha_c = 1.45 - 0.3 (5 - S_2)$  (if  $5 > S_2$ )

$E_{CR} = 3 \times G_{eq}$   $E_{CR} (=3 \times 0.624) = 1.872$  (XO.6R)  $E_{CR} (=3 \times 0.392) = 1.176$  (XO.4R)

● Ultimate compressive stress at any shear strain  $\sigma_{cr}'(\gamma)$  shall be determined by  $\sigma_{cr}$  in the following equation.

$$\sigma_{cr}'(\gamma) = \sigma_{cr} \cdot (1 - \frac{\gamma}{S_2})$$

● The ultimate compressive stress shall not exceed the upper limit  $\sigma_{L1}$  determined as below and the strain region corresponding to the ultimate strain  $\gamma_{L1}$  at 0 compressive stress.

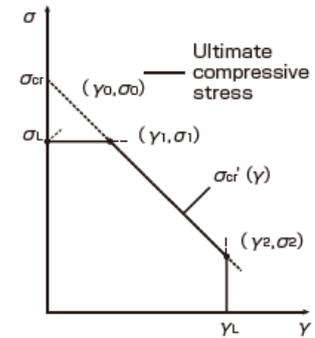
Rubber Material XO.4R :  $\alpha_{L1} = 40$  (if  $S_2 \geq 5.0$ )  $\alpha_{L1} = 40 + 10 (S_2 - 5)$  (if  $5.0 > S_2 \geq 3.0$ )

$\gamma_{L1}$  is defined as minimum value among [400%],  $[S_2 \times 0.9 \times 100\%]$ ,  $[(5.80 \times S_2 + 9.05)/(S_2 + 4.49) \times 100\%]$

Rubber Material XO.6R :  $\alpha_{L1} = 60$  (if  $S_2 \geq 4.9$ )  $\alpha_{L1} = 48 + 14 (S_2 - 4)$  (if  $4.9 > S_2 \geq 4.0$ )

$\alpha_{L1} = 24 + 24 (S_2 - 3)$  (if  $4.0 > S_2 \geq 3.5$ )  $\alpha_{L1} = 22 + 28 (S_2 - 3)$  (if  $3.5 > S_2 \geq 3.0$ )

$\gamma_{L1}$  is defined as minimum value among [400%],  $[S_2 \times 0.9 \times 100\%]$ ,  $[(5.00 \times S_2 + 9.05)/(S_2 + 4.49) \times 100\%]$



**Code**

Designation	Compound	Shear Modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Equivalent Damping Ratio
XGR	XO.6R	0.620	0.240

Characteristics		HH060XR	HH065XR	HH070XR	HH075XR	HH080XR	HH085XR	HH090XR	HH095XR	HH100XR	HH105XR	HH110XR	HH115XR	HH120XR	HH130XR	HH140XR	HH150XR	HH160XR	
Physical Dimensions	Outer Diameter (mm)	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600			
	Inner Diameter (mm)	15	15	15	15	20	20	20	20	25	55	55	55	65	65	80			
	Effective Plane Area (× 10 <sup>3</sup> mm <sup>2</sup> )	2826	3317	3847	4416	5023	5671	6359	7085	7849	9480	11286	13249	15361	17638	20056			
	Thickness of One Rubber Layer (mm)	4.0	4.4	4.7	5.0	5.4	5.7	6.0	6.4	6.7	7.4	8.0	8.7	9.5	10.0	10.4			
	Number of Rubber Layers (—)	50	45	43	40	37	35	33	31	30	27	25	23	21	20	19			
	Total Rubber Thickness (mm)	200	198	202	200	200	200	198	198	201	200	200	200	200	200	198			
	First Shape Factor (—)	36.6	36.1	36.4	36.8	36.1	36.4	36.7	36.3	36.4	35.3	35.8	35.8	35.1	35.9	36.5			
	Second Shape Factor (—)	3.00	3.28	3.46	3.75	4.00	4.28	4.55	4.79	4.98	5.51	6.00	6.50	7.02	7.50	8.10			
	Diameter of Flange (mm)	900	950	1000	1100	1150	1200	1250	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000			
	Thickness of Flange (mm)	22/28	22/28	22/28	22/28	24/32	24/32	28/36	28/36	28/36	30/38	32/40	32/40	37/45	42/50	50/110			
	Diameter of Bolt Center (mm)	775	825	875	950	1000	1050	1100	1150	1250	1350	1450	1550	1650	1750	1800			
	Diameter (Number) of Fixing bolts (mm)	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ33×12	φ39×12	φ39×12	φ39×12	φ39×12	φ42×12	φ42×16	φ45×12		
	Supposed Bolt (—)	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M36	M36	M36	M36	M39	M39	M42			
	Thickness of One Reinforcing Steel Plate (mm)	3.1	3.1	3.1	3.1	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	5.8	5.8	5.8			
	Height (mm)	407.9	390.4	388.3	376.9	422.2	413.1	410.8	402.4	400.6	390.2	385.6	376.9	405.5	410.2	522.0			
Total Weight (KN)	6.5	7.0	7.9	8.9	11.9	12.9	14.6	15.6	17.3	20.1	23.3	26.0	33.9	39.9	65.1				
Compression Properties	Critical Stress (N/mm <sup>2</sup> )	γ=0 σ <sub>cr</sub>	43	52	58	69	78	89	101	113	122	136	148	160	173	185	200		
	Ultimate Compressive Stress (N/mm <sup>2</sup> )	(γ <sub>0</sub> , σ <sub>0</sub> )	(0,22)	(0,30)	(0,35)	(0,42)	(0,48)	(0,52)	(0,56)	(0,59)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)		
		(γ <sub>1</sub> , σ <sub>1</sub> )	(1,522)	(1,4,30)	(1,4,35)	(1,5,42)	(1,6,48)	(1,8,52)	(2,1,56)	(2,3,59)	(2,5,60)	(3,1,60)	(3,6,60)	(3,8,60)	(3,8,60)	(3,9,60)	(3,9,60)		
		(γ <sub>2</sub> , σ <sub>2</sub> )	(2,7,4)	(3,0,5)	(3,1,6)	(3,4,7)	(3,4,11)	(3,5,17)	(3,5,23)	(3,6,29)	(3,6,34)	(3,7,46)	(3,7,56)	—	—	—	—		
	Compressive Stiffness (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	1970	2340	2660	3090	3510	3970	4490	4980	5450	6590	7860	9220	10700	12300	14200			
	Nominal Long Term Compressive Stress (N/mm <sup>2</sup> )	6.6 <sup>+0.0</sup> <sub>-2.0</sub>	8.1 <sup>+0.0</sup> <sub>-2.7</sub>	9.1 <sup>+0.0</sup> <sub>-3.0</sub>	10.7 <sup>+0.0</sup> <sub>-3.5</sub>	12.0 <sup>+0.0</sup> <sub>-3.9</sub>	13.4 <sup>+0.0</sup> <sub>-4.4</sub>	15.0 <sup>+0.0</sup> <sub>-5.0</sub>											
	Nominal Long Term Column Load (kN)	1860	2690	3500	4710	6050	7620	9540	10600	11800	14200	16900	19900	23000	26500	30100			
Allowable Tensile Stress (γ =100%) (N/mm <sup>2</sup> )	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				
Shear Properties (γ =100%)	Initial Stiffness (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	5.19	6.15	6.99	8.10	9.23	10.4	11.8	13.1	14.3	17.4	20.7	24.3	28.3	32.4	37.3			
	Post Yield Stiffness (γ =100%) (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	0.519	0.615	0.699	0.810	0.923	1.04	1.18	1.31	1.43	1.74	2.07	2.43	2.83	3.24	3.73			
	Characteristic Strength (kN)	71.5	83.9	97.3	112	127	143	161	179	199	240	285	335	389	446	507			
	Equivalent Shear Stiffness (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	0.876	1.04	1.18	1.37	1.56	1.76	1.99	2.21	2.42	2.94	3.50	4.11	4.77	5.47	6.29			
	Equivalent Damping Ratio (—)	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240			

# Aislador sísmico LRB

## Lead Rubber Bearing (LRB)

Seismic isolation material certification number by Ministry of Land, Infrastructure and Transport

MVBR-0447

Acquired in February 2012

### Product Dimension

Item	Description
Shape & dimensions of each part	Outer diameter : $D_o$ (mm)
	Lead plug diameter : $D_l$ (mm)
	Effective plane area : $A_r$ ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )
	Thickness of each rubber layer : $t_r$ (mm)
	Number of rubber layers : $n$
	Total rubber thickness : $H = n \times t_r$ (mm)
	First shape factor $S_1 = D_o / (4 \times t_r)$
	Second shape factor $S_2 = D_o / (n \times t_r)$
	Diameter of flange : $D_f$ (mm)
	Thickness of flange edge/center : $t_e/t_c$ (mm)
	Connecting bolt PCD : PCD (mm)
	Diameter of connecting bolt hole x qty : $d_b$ (mm) x qty
	Bolt size (assumption) : M ( $d_b - 3$ )
	Thickness of each reinforced steel plate : $t_s$ (mm)
	Total height : $H_t$ (mm)
Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf)	

Integrated Type Flange

Assembled Type Flange

### Rubber Material

Rubber code  
(standard temperature 20°C standard strain  $\gamma = 100\%$ )

Rubber code	Shear modulus $G_{90}$ (N/mm <sup>2</sup> )
G4	0.385

Combination of rubber materials (weight ratio %)

Rubber designation	Natural rubber Synthetic rubber	Reinforcement agent, Filler	Vulcanization agent and others
Rubber layers (G0.4)	60 and above	10 and above	25 and below
Cover rubber	40 and above	15 and above	40 and below

Properties of rubber materials

Item	Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	Elongation at Break (%)	Hardness (JIS A)	100% modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus E (N/mm <sup>2</sup> )	Bulk modulus $E_{\infty}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus correction factor according to hardness
Test Standard	JIS K6251	JIS K6251	JIS K6253	JIS K6251			
Inner rubber	17 and above	600 and above	37 ± 5	0.8 ± 0.2	2.20	1176	0.85
Cover rubber	12 and above	600 and above	—	—			

### Steel Material

Each steel part

	Material
Reinforced steel plate	SS400 (JIS G 3101)
Flange plate *1	SS400 (JIS G 3101)
Connecting plate *1	SS400 (JIS G 3101)
Lead plug	Pb (JIS H 2105 special)

\*1 : Optionally SM490 (JIS G 3106).

Anti-rust treatment of flange plate

Preparation	Remove rust up to blasting quality of SSPC-SP-10 (SIS Sa 2 1/2)
Primer	Zinc-rich paint 75 $\mu\text{m}$ x 1 coat
Middle coat	Epoxy resin paint 60 $\mu\text{m}$ x 1 coat
Finishing	Epoxy resin paint 35 $\mu\text{m}$ x 1 coat
Total film thickness	170 $\mu\text{m}$ and above

\*1: Standard color is gray.

\*2: Others anti-rust treatment of flange plate than painting are also available.  
Please contact us for more details.

## Shear Properties

### Equivalent shear stiffness $K_{eq}$ , equivalent damping ratio $H_{eq}$ ,

#### initial stiffness $K_1$ , post-yield stiffness $K_2$ , characteristic strength $Q_d$

Shear properties of LRB is dependent on shear strain amplitude.

The shear strain dependency of each property is expressed by following equations.

Post-yield stiffness:  $K_2 = K_d = C_{kd} \cdot (K_1 + K_p)$

Shear stiffness of laminated rubber:  $K_r = G_r \cdot A_r / H$

Additional shear stiffness by lead plug:  $K_p = \alpha_p \cdot A_p / H$

Where,  $C_{kd}$ : post-yield stiffness correction factor due to strain dependency

$G_r$ : shear modulus of rubber 0.385N/mm<sup>2</sup>

$\gamma$ : shear strain

$\alpha_p$ : apparent shear modulus of lead 0.583N/mm<sup>2</sup>

Characteristics strength:  $Q_d = C_{qd} \cdot \sigma_{pb} \cdot A_p$

Where,  $C_{qd}$ : characteristic strength correction factor due to strain dependency

$\sigma_{pb}$ : Shear stress at yield of lead 7.967N/mm<sup>2</sup>

Initial stiffness:  $K_1 = \beta \cdot K_d$

Where,  $\beta$ : Ratio of initial stiffness to post-yield stiffness which is between 10 ~ 15.

(recommended value: 13)

Equivalent shear stiffness  $K_{eq}$

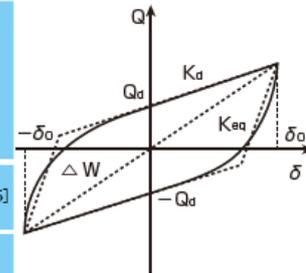
Equivalent damping ratio

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma \cdot H} + K_d$$

$$H_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{Q_d \left[ \gamma \cdot H - \frac{Q_d}{(\beta - 1) K_d} \right]}{K_{eq} \cdot (\gamma \cdot H)^2}$$

$$C_{kd} = \begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.48} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.12} & [1.0 \leq \gamma < 2.5] \end{cases}$$

$$C_{qd} = \begin{cases} 2.036 \gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106 \gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases}$$



## Compressive Properties

### Compressive stiffness $K_v$

Compressive stiffness  $K_v$  shall be determined by the following equation.

$$K_v = \alpha_v \cdot E_c \cdot \frac{A}{H} \quad E_c = \frac{E(1+2\kappa S_1^2)}{1+E(1+2\kappa S_1^2)/E_\infty}$$

$A$ : Laminated rubber plane area

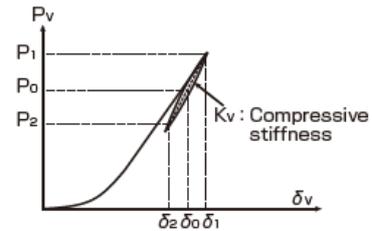
$A_p$ : Effective plane area

$A = A_r + A_p$

$\alpha_v$ : Young's modulus correction factor = 1.23

\*Compared to MVBR-0380,  $\alpha_v$  has been revised from 1.30

to 1.23.



### Ultimate compressive stress (refer figure on the right)

Critical stress  $\sigma_{cr}$  at zero shear strain shall be determined by the following equation.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{4} \cdot 1.26 \cdot \alpha_c \cdot (G_r \cdot E_k)^{0.5} \cdot S_2$$

However,  $E_k = E(1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_1^2) / \{1 + E(1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_1^2) / E_\infty\}$

$\alpha_c$ : Correction factor determined from our test data based on  $S_2$

If  $S_2 \geq 5$ :  $\alpha_c = 1$ , if  $S_2 < 5$ :  $\alpha_c = 0.25 \cdot (S_2 - 5) + 1$

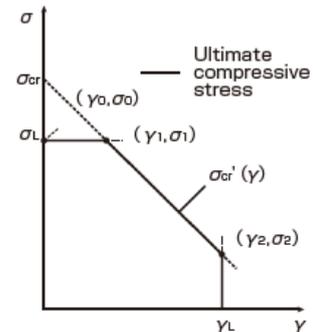
Ultimate compressive stress at any shear strain  $\sigma_{cr}'(\gamma)$  shall be determined by  $\sigma_{cr}$  in the following equation.

$$\sigma_{cr}'(\gamma) = \sigma_{cr} \cdot \left(1 - 0.9 \frac{\gamma}{S_2}\right)$$

The ultimate compressive stress shall not exceed the upper limit  $\sigma_L$  determined as below and the strain region corresponding to the ultimate strain  $\gamma_L$  at 0 compressive stress.

$$\sigma_L = 60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_L = \min(400\%, S_2 \times 100\%)$$



## Dimension and Performance Properties of L-RB

### ● LH-Series (Total Rubber Thickness 200mm)

#### Code

Designation	Compound	Shear Modulus (N/mm <sup>2</sup> )
G4	G0.40	0.385

Characteristics		LH060G4					LH065G4					LH070G4						
		C	B	A	G	H	C	B	A	G	H	C	B	A	G	H		
Physical Dimensions	Outer Diameter (mm)	600					650					700						
	Inner Diameter (mm)	100	110	120	130	140	110	120	130	140	150	120	130	140	150	160		
	Effective Plane Area (× 10 <sup>2</sup> mm <sup>2</sup> )	2749	2732	2714	2695	2673	3223	3205	3186	3164	3142	3735	3716	3695	3672	3647		
	Thickness of One Rubber Layer (mm)	4.0					4.4					4.7						
	Number of Rubber Layers (—)	50					45					43						
	Total Rubber Thickness (mm)	200					198					202						
	First Shape Factor(—)	37.5					36.9					37.2						
	Second Shape Factor (—)	3.00					3.28					3.46						
	Diameter of Flange (mm)	900					950					1000						
	Thickness of Flange (mm)	22/28					22/28					22/28						
	Diameter of Bolt Center (mm)	775					825					875						
	Diameter (Number) of Fixing bolts (mm)	φ33×12					φ33×12					φ33×12						
	Supposed Bolt (—)	M30					M30					M30						
	Thickness of One Reinforcing Steel Plate	3.1					3.1					3.1						
Height (mm)	407.9					390.4					388.3							
Total Weight (KN)	6.7	6.7	6.8	6.8	6.9	7.3	7.3	7.4	7.4	7.5	8.2	8.2	8.3	8.4	8.4			
Compression Properties	Critical Stress (N/mm <sup>2</sup> )	γ=0 σ <sub>cr</sub>		(24.4)					(30.3)					(34.7)				
	Ultimate Compressive Stress (N/mm <sup>2</sup> )			γ <sub>0</sub> , σ <sub>0</sub> γ <sub>1</sub> , σ <sub>1</sub> γ <sub>2</sub> , σ <sub>2</sub>		(0.00,24.4)					(0.00,30.3)					(0.00,34.7)		
		—					—					—						
		(3.00,2.44)					(3.28,3.03)					(3.46,3.47)						
	Compressive Stiffness (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	1670					1970					2250						
	Nominal Long Term Compressive Stress (N/mm <sup>2</sup> )	6.0 <sup>+0.8</sup> <sub>-1.4</sub>					7.3 <sup>+1.1</sup> <sub>-1.7</sub>					8.1 <sup>+1.2</sup> <sub>-1.9</sub>						
Nominal Long Term Column Load (kN)	1650	1640	1630	1620	1600	2350	2330	2320	2300	2290	3020	3010	2990	2970	2950			
Allowable Tensile Stress (γ=100%) (N/mm <sup>2</sup> )	1.0					1.0					1.0							
Shear Properties (γ=100%)	Initial Stiffness (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	7.18	7.20	7.22	7.25	7.27	8.51	8.53	8.56	8.59	8.62	9.67	9.70	9.73	9.76	9.79		
	Post Yield Stiffness (γ=100%) (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	0.552	0.554	0.555	0.557	0.560	0.655	0.657	0.658	0.661	0.663	0.744	0.746	0.748	0.750	0.753		
	Characteristic Strength (kN)	63	76	90	106	123	76	90	106	123	141	90	106	123	141	160		
	Equivalent shear stiffness (× 10 <sup>3</sup> kN/m)	0.87	0.93	1.01	1.09	1.17	1.04	1.11	1.19	1.28	1.37	1.19	1.27	1.35	1.45	1.55		
	Equivalent Damping Ratio (—)	0.219	0.244	0.266	0.285	0.302	0.223	0.246	0.266	0.284	0.300	0.227	0.247	0.266	0.283	0.298		

## A7. Propiedades geométricas y mecánicas del deslizador ESB de productos de aislación sísmica Bridgestone

### Elastic Sliding Bearing

Seismic isolation material certification number by Ministry of Land, Infrastructure and Transport

MVBR-0349 (SL Series) Acquired in June 2007  
 MVBR-0469 (SP Series, G0.4 Type) Acquired in December 2012  
 MVBR-0479 (SK Series, G0.4 Type) Acquired in May 2013

### Product Dimension

Item		Plan and Sectional View
Dimensions	Outer diameter : $D_o$ (mm)	
	Inner diameter : $D_i$ (mm)	
	Effective diameter (outer diameter of sliding Plate) : $D_e$ (mm)	
	Effective plane area : $A$ ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	
	Thickness of each rubber layer : $t_r$ (mm)	
	Number of rubber layers : $n$	
	Total rubber thickness : $H = n \times t_r$ (mm)	
	First shape factor $S_1 = (D_o - D_i) / (4 \times t_r)$	
	Second shape factor $S_2 = D_o / (n \times t_r)$	
	Diameter of flange : $D_f$ (mm)	
	Thickness of flange: edge/center : $t_f/t_n$ (mm)	
	Connecting bolt PCD : PCD (mm)	
	Diameter of connecting bolt hole x qty : $d_b$ (mm) x qty	
	Bolt size (assumption) : $M$ ( $d_b - 3$ )	
	Thickness of each reinforced steel plate : $t_s$ (mm)	
	Total height : $H_t$ (mm)	
Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf)		
		Sliding plate
		Outer base plate : $L_1$ (mm)
		Outer SUS plate : $L_2$ (mm)
		Inner SUS plate : $L_3$ (mm)
		Total thickness : $t_s = t_e + t_w$ (mm)
		Connecting bolt hole position : $L_{e1}, L_{e2}$ (mm)
		Diameter of connecting bolt hole x qty : $d_b$ (mm) x qty
		Bolt size (assumption) : $M$ ( $d_b - 5$ )
		Weight of sliding plate : (kN)

### Rubber Material

Notation of rubber kind  
 (standard temperature 20°C standard strain  $y = 100\%$ )

Series	Rubber code	Rubber name	Shear modulus $G_{90}$ (N/mm <sup>2</sup> )
SK	G4	G0.4	0.392
SL	GC	G1.2	1.18

Composition of rubber materials (weight ratio %)

Rubber name	Natural rubber Synthetic rubber	Reinforcement agent, Filler	Vulcanization agent and others
Rubber layers	G0.4 : 60 or above G1.2 : 60 or above	10 or above	25 or below
Cover rubber	40 or above	15 or above	40 or below

Properties of rubber materials

Item	Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	Elongation at Break (%)	Hardness (JIS A)	100% modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus E (N/mm <sup>2</sup> )	Bulk modulus $E_{\infty}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus correction factor according to hardness
Test Standard	JIS K6251 (ISO 37)	JIS K6251 (ISO 37)	JIS K6253 (ISO 7619-1)	JIS K6251 (ISO 37)			
Inner rubber	G0.4 : 17 or above G1.2 : 15 or above	600 or above	37 ± 5	0.8 ± 0.2	2.20	1200	0.85
Cover rubber	12 or above	600 or above	—	—	5.88	1569	0.53

### Sliding Material and Sliding Plate Coating

Composition of sliding material and sliding plate coating (weight ratio %)

SK Series	Tetrafluoroethylene	Filler
Sliding material	80	20
Sliding plate coating	55	45

SL Series	Tetrafluoroethylene	Glass fiber	Molybdenum disulfide
Sliding material	80	15	5
Sliding plate	SUS (polished by #400 and above)		

## Steel Material

Steel material for each part

		Material
Reinforced steel plate		SS400 (JIS G 3101)
Flange plate		SS400 (JIS G 3101)
Sliding plate	Stainless plate	SUS304, SUS316 (JIS G 4304, G 4305)
	Base plate	SS400 (JIS G 3101)

Anti-rust treatment of base plate

Preparation	Remove rust up to blasting quality of SSPC-SP-10 (SIS Sa 2 1/2)
Primer	Zinc-rich paint 75 $\mu$ m x 1 coat
Middle coat	Epoxy resin paint 60 $\mu$ m x 1 coat
Finishing	Epoxy resin paint 35 $\mu$ m x 1 coat
Total film thickness	170 $\mu$ m and above

\*1: Standard color is gray.

\*2: Other kinds of anti-rust treatment are also available.

Please contact us for more details.

## Shear Properties

### Initial stiffness $K_1$

Initial stiffness  $K_1$  of elastic sliding bearing is expressed in the following equations.

$$K_1 = \frac{G_{eq} \cdot A}{H}$$

Shear modulus  $G_{eq}$  for computation of the initial stiffness shall be adopted from the values below.

	SK series	SL series
Shear modulus $G_{eq}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.49	1.18

※ Please note that starting from MVBR-0469, the shear modulus  $G_{eq}$  for computation of the initial stiffness have been changed.

### Compressive stress dependency and velocity dependency of friction coefficient

Compressive stress dependency and velocity dependency of the friction coefficient  $\mu$  are expressed in the following equations.

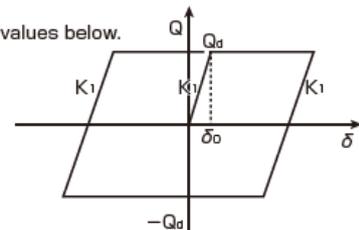
- For SK series ( $\mu$  0.011, Type G0.4)

$$\mu = 0.0424 \cdot \sigma^{-0.510} \cdot V^{0.0894}$$

- For SL series ( $\mu$  0.13, Type G1.2)

$$\mu = (0.112 - 0.00276 \cdot \sigma) \cdot V^{0.0863}$$

$\sigma$  : compressive stress (N/mm<sup>2</sup>)  $V$  : velocity (mm/s)



$\mu$  : Friction coefficient  
 $P_v$  : Compressive load  
 $K_1$  : Initial stiffness  
 $\delta$  : Horizontal deformation  
 $Q_d$  : Yield load  
 (characteristic strength)

## Compressive Properties

### Compressive stiffness $K_v$

- Design Compressive stiffness  $K_v$  is calculated by the following equations.

$$K_v = \alpha_v \cdot E_c \cdot \frac{A}{H} \quad E_c = \frac{E(1+2\kappa S_1^2)}{1+E(1+2\kappa S_2^2)/E_\infty}$$

$\alpha_v$  : 0.85 (newly introduced in MVBR-0469)

### Ultimate compressive stress

(refer to the figures on the right)

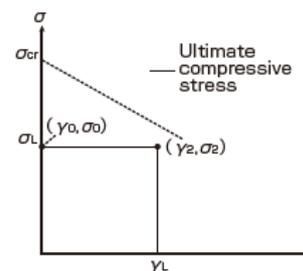
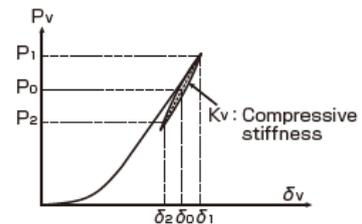
- Since bearings will slide before reaching to the buckling shear strain  $\gamma_L$ , ultimate compressive stress takes constant value as below regardless of the deformation of bearings.

For SK series ( $\mu$  =0.011, type G0.4) :  $\sigma_L = 80$  (N/mm<sup>2</sup>)

For SL series ( $\mu$  =0.13, type G1.2) :  $\sigma_L = 50$  (N/mm<sup>2</sup>)

- The ultimate deformation shall be determined by the relationship between bearing diameter and sliding plate dimension.

For SK series : 1275mm , For SL series : 700mm.



## Dimension and Performance Properties of Elastic Sliding Bearing

### ● SL-Series ( $\mu = 0.13, G1.2$ タイプ)

#### Code

Designation	Compound	Shear Modulus (N/mm <sup>2</sup> )
GC	G1.2	1.18

Characteristics		SL030GC	SL040GC	SL050GC	SL060GC	SL070GC	SL080GC
Dimensions	Outer diameter (exclude cover rubber) (mm)	300	400	500	600	700	800
	Inner diameter of reinforcing steel plate (mm)	0	0	0	0	0	0
	Effective outer diameter (mm)	300	400	500	600	700	800
	Effective Plane Area ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	707	1257	1963	2827	3848	5027
	Thickness of one rubber layer (mm)	3.5	5.0	6.0	7.5	8.7	10.0
	Number of rubber layers (-)	12	12	10	8	7	6
	Total rubber thickness (mm)	42	60	60	60	61	60
	First shape factor (-)	21.4	20.0	20.8	20.0	20.1	20.0
	Second shape factor (-)	7.14	6.67	8.33	10.0	11.5	13.3
	Diameter of sliding material (PTFE) (mm)	308	408	508	608	708	808
	Diameter of flange (mm)	500	650	750	900	1000	1150
	Thickness of flange (mm)	16/22	16/22	22/28	22/28	22/28	24/32
	Diameter of bolt center (mm)	420	550	650	775	875	1000
	Number of fixing bolts and Diameter of bolt hole (mm)	$\phi 27 \times 8$	$\phi 27 \times 8$	$\phi 27 \times 8$	$\phi 33 \times 8$	$\phi 33 \times 8$	$\phi 33 \times 8$
	Size of bolts (-)	M24	M24	M24	M30	M30	M30
	Thickness of one reinforcing steel plate (mm)	2.2	2.2	2.2	3.1	3.1	3.1
	Height (bearing) (mm)	103.2	121.2	122.8	132.7	130.5	130.5
	Weight (bearing) (kN)	0.5	0.9	1.5	2.4	3.0	4.0
Ultimate displacement (mm)	(outer diameter of SUS Plate- effective Area) / 2						
Vertical Properties	Ultimate compressive stress (N/mm <sup>2</sup> )	50					
	Design compressive stress (N/mm <sup>2</sup> )	10					
	Design compressive force (kN)	707	1260	1960	2830	3850	5030
	Compressive stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	1730	2040	3290	4600	6190	8170
Horizontal Properties	Allowable tensile stress (N/mm <sup>2</sup> )	0					
	Initial stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	1.98	2.46	3.85	5.55	7.44	9.86
Friction Properties	Post-yield stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	0					
	Dynamic friction coefficient (-)	0.13 ( $\sigma = 10$ (N/mm <sup>2</sup> ), V (velocity)=100 (mm/s))					

Design Formula SL :  $\mu = (0.112 - 0.00276 \sigma) V^{0.0963}$

Characteristics		QL13228	QL14228	QL15228	QL16231	QL17231	QL18231	QL19231	QL20231	QL21231	QL22231	
Base (Back) Plate Properties (Stainless Plate)	Outer diameter of base plate (mm)	□ 1320	□ 1420	□ 1520	□ 1620	□ 1720	□ 1820	□ 1920	□ 2020	□ 2120	□ 2220	
	Outer diameter of stainless plate (mm)	□ 1300	□ 1400	□ 1500	□ 1600	□ 1700	□ 1800	□ 1900	□ 2000	□ 2100	□ 2200	
	Inner diameter of stainless plate (mm)	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	
	Total thickness (mm)	28	28	28	31	31	31	31	31	31	31	
	Connecting bolt hole position	L <sub>b1</sub> (mm)	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900
		L <sub>b2</sub> (mm)	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100
	Number of fixing bolts and Diameter of bolt hole (mm)	$\phi 35 \times 8$	$\phi 35 \times 8$	$\phi 35 \times 8$	$\phi 41 \times 8$							
	Size of bolts (-)	M30	M30	M30	M36							
Weight (kN)	3.7	4.3	4.9	6.1	6.8	7.7	8.5	9.4	10.4	11.4		

## ANEXO B: Determinación de la interacción suelo - estructura

### B1. Determinación de los parámetros de rigidez y amortiguamiento para la interacción suelo – estructura

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos con respecto a la profundidad de cimentación de la platea de  $D_f = 2.75\text{m}$ , se tiene el suelo de tipo SW – SM (arena bien gradada con presencia de limo) hasta  $-3.70\text{m}$ , seguido de un suelo tipo SM (arena limosa) hasta una profundidad de  $-6.30\text{m}$  de exploración, sosteniendo esta configuración del suelo se asume las propiedades mecánicas y físicas como suelo de fundación como SM para el análisis de ISE (interacción suelo – platea de cimentación – estructura).

El módulo de Young llamado también módulo de elasticidad para un suelo tipo SM según Casagrande (1984) se encuentra entre  $12 - 20\text{ Mpa}$  y para Atala (2011) entre  $10.35 - 17.25\text{ Mpa}$ . Reyes et al. (2014) al concluir su investigación sobre la correlación entre el número de golpes de SPT y las pruebas de placa estática en suelos SM con base en el criterio de Schmertmann's (1970) Ec. (2.163) obtuvo la Ec. (2.164) para  $N_F < 20$  donde  $N_F$  es el número de golpes por  $30\text{ cm}$  de penetración con respecto al propuesto por Schmertmann's en unidades  $\text{MN/m}^2$ .

$$E_s = 0.766N_F$$

$$E_s = 0.77N_F + 7.19$$

Al aplicar la Ec. (2.164) se obtiene  $E_s = 18.74\text{ Mpa}$  que estaría dentro del parámetro indicado por Casagrande y ligeramente por encima al parámetro indicado por Atala para un  $N_F = 15$  según el estudio de mecánica de suelos. El coeficiente de Poisson para suelos SM están entre  $0.3 - 0.35$  (Casagrande, 1984). Y la resistencia del suelo de fundación  $R = q_{ad} = 1.0\text{ Kg/cm}^2$ .

Tabla B.1

Datos para determinar los parámetros de interacción suelo – estructura

Descripción	Expresión	Resultado	Unidad	
Resistencia a la compresión del concreto	$f'c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Peso específico del concreto	$\gamma_c$	2500	[kg/cm <sup>3</sup> ]	
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = (W_c)^{1.5} 0.043\sqrt{f'c}$	287208.41	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente de Poisson del concreto	$\mu_c$	0.2		
Profundidad de desplante (contacto con la platea)	$D_f$	2.75	[m]	
Aceleración de la gravedad	$g$	9.81	[m/seg <sup>2</sup> ]	
Perfil del suelo		S3		
Coefficiente de Poisson del suelo	$\mu_s$	0.35		
Coefficiente empírico del suelo	$b_o$	1	[m <sup>-1</sup> ]	
Módulo de elasticidad del suelo	$E_s$	18.74	[Mpa]	
Resistencia del suelo de fundación	$R$	10	[Tn/m <sup>2</sup> ]	
Área de 10 m <sup>2</sup>	$A_{10}$	10	[m <sup>2</sup> ]	
Área de la platea zapata de cimentación	$A$	805.44	[m <sup>2</sup> ]	
Altura de la platea	$C$	0.8	[m]	
Paso	Descripción	Expresión	Resultado	Unidad
<b>1.0</b>	<b>Determinación de coeficientes y momentos de inercia</b>			
1.1	Coefficiente de compresión elástica uniforme	$C_z = b_o E_s \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$	2082.81	[Tn/m <sup>3</sup> ]
1.2	Coefficiente de desplazamiento elástico	$C_x = C_y = 0.7C_z$	1457.97	[Tn/m <sup>3</sup> ]
1.3	Coefficiente de compresión elástica no uniforme	$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2C_z$	4165.62	[Tn/m <sup>3</sup> ]
1.4	Coefficiente de desplazamiento elástico no uniforme	$C_\psi = C_z$	2082.81	[Tn/m <sup>3</sup> ]
1.5	Momento de inercia de la masa de cimentación respecto al eje horizontal (x)	$I_{\phi x}$	11468.30	[Tn.seg <sup>2</sup> .m]
1.6	Momento de inercia de la masa de cimentación respecto al eje horizontal (y)	$I_{\phi y}$	10904.75	[Tn.seg <sup>2</sup> .m]

Tabla B.2

*Determinación de parámetros de interacción suelo – estructura*

1.7	Momento de inercia de la masa de cimentación respecto al eje vertical	$I_{\psi} = I_{\phi X} + I_{\phi Y}$	22373.04	[Tn.seg <sup>2</sup> .m]
1.8	Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje horizontal (x)	$I_X$	57036.44	[m <sup>4</sup> ]
1.9	Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje horizontal (y)	$I_Y$	54233.69	[m <sup>4</sup> ]
1.10	Momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical	$I_Z$	111270.13	[m <sup>4</sup> ]
1.11	Coficiente de rigidez de compresión elástica uniforme	$K_Z = C_Z A$	1677579.14	[Tn/m]
1.12	Coficiente de desplazamiento elástico uniforme	$K_X = C_X A$	1174305.40	[Tn/m]
1.13	Coficiente de desplazamiento elástico uniforme	$K_Y = C_Y A$	1174305.40	[Tn/m]
1.14	Coficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme (x)	$K_{\phi X} = C_{\phi X} I_X$	237592227.8	[Tn.m]
1.15	Coficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme (y)	$K_{\phi Y} = C_{\phi Y} I_Y$	225917020.1	[Tn.m]
1.16	Coficiente de desplazamiento elástico no uniforme	$K_{\psi} = C_{\psi} I_Z$	231754624.0	[Tn.m]
<b>2.0</b>	<b>Masas de la platea</b>			
2.1	Masas traslacionales	$M_t = M_X = M_Y = M_Z = \frac{\gamma_c abc}{g}$	164.3	[Tn.seg <sup>2</sup> /m]
2.2	Masas rotacionales X - X	$M_{\phi X'} = M_t d^2 + \frac{M_t b^2}{12}$	11494.6	[Tn.seg <sup>2</sup> .m]
2.3	Masas rotacionales Y - Y	$M_{\phi Y'} = M_t d^2 + \frac{M_t a^2}{12}$	10931.0	[Tn.seg <sup>2</sup> .m]
2.4	Masas rotacionales Z - Z	$M_{\phi Z'} = M_t \frac{(a^2 + b^2)}{12}$	22373.0	[Tn.seg <sup>2</sup> .m]
2.5	Coficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación	$\gamma_{ts}$	0.7	
2.6	Presión estática media en la base de la cimentación	$P_m \leq \gamma_{ts} R$	7.0	[Tn/m <sup>2</sup> ]

Tabla B.3

*Determinación de parámetros de interacción suelo – estructura (continua)*

<b>3.0 Coeficientes de amortiguamiento</b>				
3.1	Amortiguacion relativa para la vibracion vetical Z	$\xi_{z} = 2\sqrt{\frac{E_s}{C_z P_m}}$	0.72	
3.2	Amortiguacion relativa para la vibracion horizontal X	$\xi_{x} = 0.6\xi_{z}$	0.43	
3.3	Amortiguacion relativa para la vibracion horizontal Y	$\xi_{y} = 0.6\xi_{z}$	0.43	
3.4	Amortiguacion relativa para la vibracion rotacional X - X	$\xi_{\phi x} = 0.5\xi_{z}$	0.36	
3.5	Amortiguacion relativa para la vibracion rotacional Y - Y	$\xi_{\phi y} = 0.5\xi_{z}$	0.36	
3.6	Amortiguacion relativa para la vibracion rotacional Z - Z	$\xi_{\psi} = 0.3\xi_{z}$	0.22	
<b>4.0 Características de amortiguamiento</b>				
4.1	Amortiguacion para la vibracion vetical Z	$\eta_z = 2\xi_z \sqrt{K_z M_z}$	23805.85	[Tn.seg/m]
4.2	Amortiguacion para la vibracion horizontal X	$\eta_x = 2\xi_x \sqrt{K_x M_x}$	11950.44	[Tn.seg/m]
4.3	Amortiguacion para la vibracion horizontal Y	$\eta_y = 2\xi_y \sqrt{K_y M_y}$	11950.44	[Tn.seg/m]
4.4	Amortiguacion para la vibracion rotacional X - X	$\eta_{\phi x} = 2\xi_{\phi x} \sqrt{K_{\phi x} I_x}$	1183604.01	[Tn.seg.m]
4.5	Amortiguacion para la vibracion rotacional Y - Y	$\eta_{\phi y} = 2\xi_{\phi y} \sqrt{K_{\phi y} I_y}$	1125442.08	[Tn.seg.m]
4.6	Amortiguacion para la vibracion rotacional Z - Z	$\eta_{\psi} = 2\xi_{\psi} \sqrt{K_{\psi} I_y}$	979645.29	[Tn.seg.m]

**ANEXO C: Estudio de Mecánica de suelos.**

**C1. Estudio de mecánica de suelos para determinar las propiedades físicas del suelo.**



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



# ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

ASTM D-1586

**PROYECTO** : TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

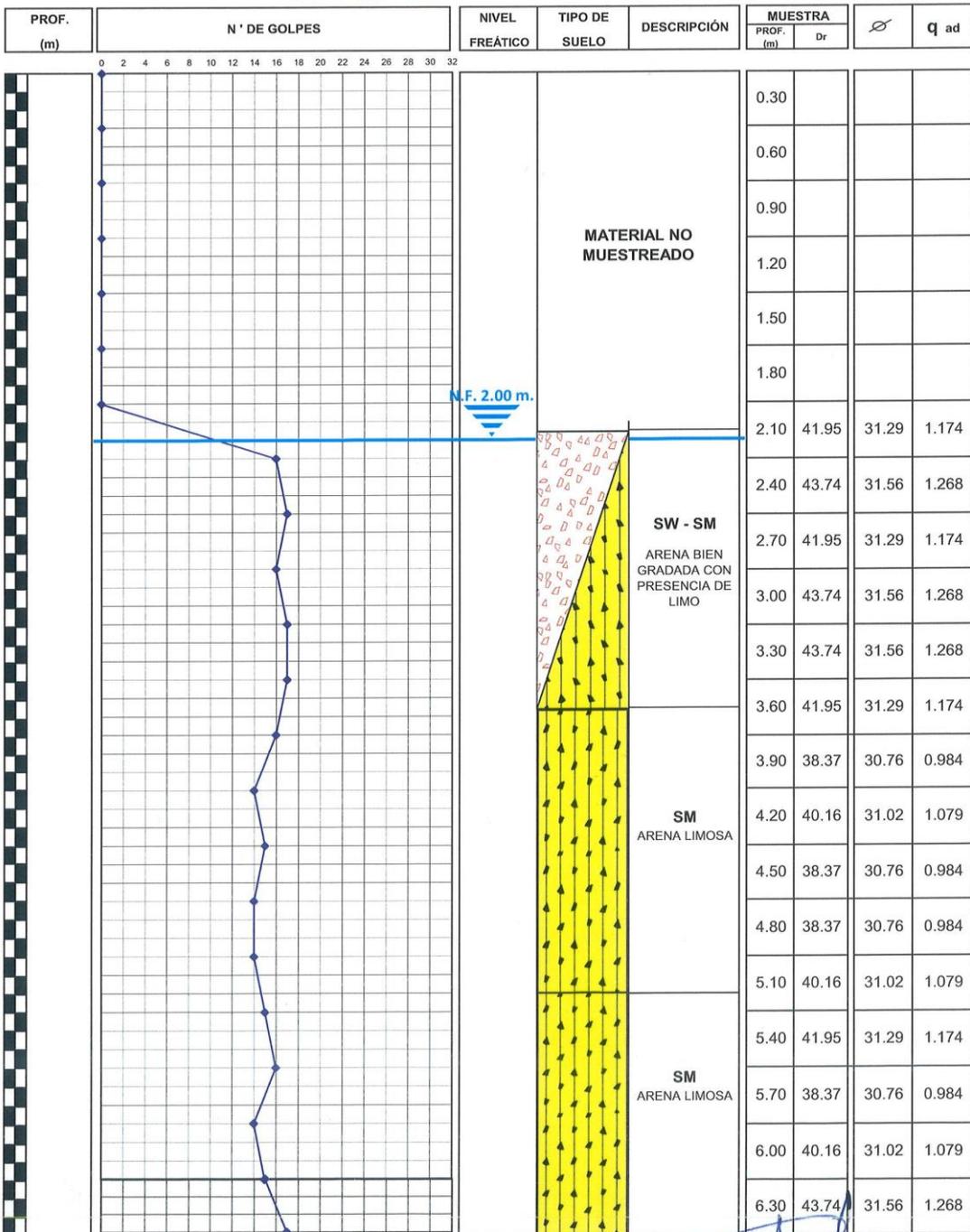
**SOLICITANTE** : BACHILLER CESARIO CHACÓN CRUZ

**UBICACIÓN** : SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA - ADMISIÓN)

**FECHA** : 20 DE MARZO DEL 2017

**MUESTRA** : SPT Nº 01

**PROF.** : 1.95 - 6.20 m. **NIVEL FREÁTICO** : 2.00 m.



MANCAY - FICP  
 CAP INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA  
 JULIACA 2017

Ing. Roxana Barrantes Quiroz  
 CIP. 108709

B.N° 17-5173



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

### ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

**PROYECTO** : TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

**SOLICITANTE** : BACHILLER.CESARIO CHACÓN CRUZ

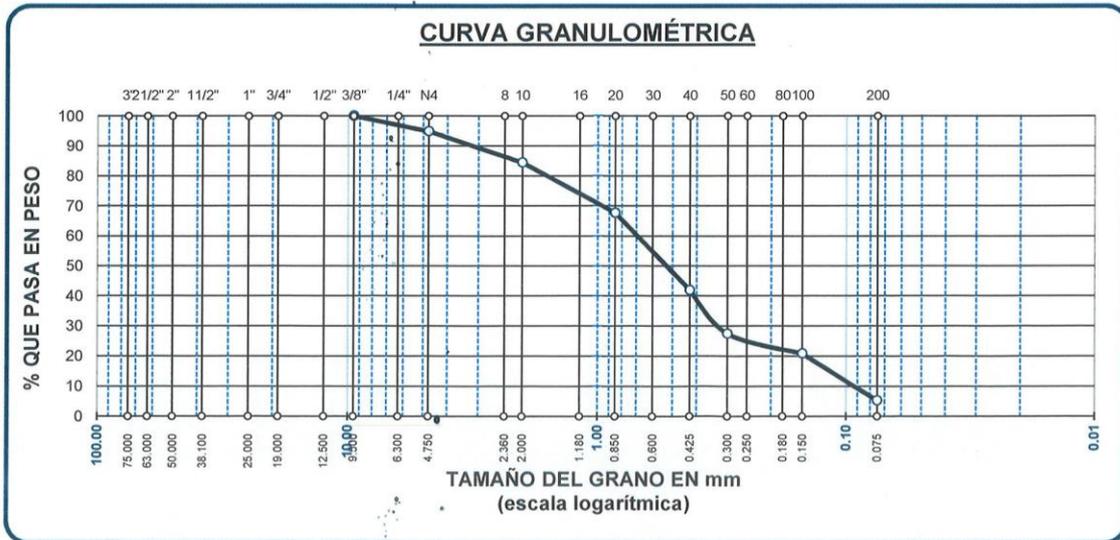
**MUESTRA** : SPT - 01 MUESTRA N° 04 ESTE (379 878.61) NORTE (8282 437.00) COTA (3824.50 mt)

**PROFUNDIDAD** : 1.95 - 3.45 mt N.F. 2.00 mt

**LUGAR** : SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA-ADMISION)

**FECHA** : 20 DE MARZO DEL 2017

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	75.000						P.I.= 500.00
2 1/2"	63.000						P.L.= 474.03
2"	50.000						P.P.= 25.97
1 1/2"	38.100						% W = 16.19
1"	25.000						<b>LIMITES DE CONSISTENCIA:</b>
3/4"	19.000						L.L.= 16.89
1/2"	12.500						L.P.= NP
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00		I.P.= NP
1/4"	6.300						<b>CARACT. GRANULOMÉTRICAS:</b>
No4	4.750	25.97	5.19	5.19	94.81		D10= 0.098 Cu= 7.38
No8	2.360						D30= 0.322 Cc= 1.46
No10	2.000	52.06	10.41	15.61	84.39		D60= 0.72
No16	1.180						<b>CLASIFICACIÓN:</b>
No20	0.850	83.70	16.74	32.35	67.65		I.G. =
No30	0.600						<b>SUCS : SW-SM</b>
No40	0.425	128.87	25.77	58.12	41.88		<b>ASSTHO :</b>
No 50	0.300	72.27	14.45	72.57	27.43		<b>OBSERVACIONES:</b>
No60	0.250						
No80	0.180						
No100	0.150	32.96	6.59	79.17	20.83		
No200	0.075	78.20	15.64	94.81	5.19		
<b>BASE</b>		25.97	5.19	100.00	0.00		
<b>TOTAL</b>		500.00	100.00				
<b>% PERDIDA</b>		5.19					



UANCV - EICP  
 CAP. INGENIERÍA CIVIL  
*Roxana Barrantes Quiroz*  
**Ing. Roxana Barrantes Quiroz**  
 CIP: 108700

B N° : 17-05173



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS

**PROYECTO**

: TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

**SOLICITANTE**  
**MUESTRA**  
**PROFUNDIDAD**  
**SECTOR**  
**FECHA**

: BACHILLER.CESARIO CHACÓN CRUZ  
 : SPT - 01 MUESTRA N° 04 ESTE (379 878.61) NORTE (8282 437.00) COTA (3824.50 mt)  
 : 1.95 - 3.45 mt **NF. 2.00 mt**  
 : SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA-ADMISION)  
 : 20 DE MARZO DEL 2017

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

SUELO HUMEDO + TARRO	gr	261.18
SUELO SECO + TARRO	gr	229.74
PESO DEL TARRO	gr	35.55
PESO DEL AGUA	gr	31.44
PESO DEL SUELO SECO	gr	194.19
HUMEDAD %	%	16.19

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD**  
**ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

**LÍMITE LÍQUIDO**

TARRO N°		N	M
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	30.71	31.49
SUELO SECO + TARRO	gr	28.65	29.29
PESO DEL TARRO	gr	18.95	18.78
PESO DEL AGUA	gr	2.06	2.20
PESO DEL SUELO SECO	gr	9.70	10.51
HUMEDAD %	%	21.24	20.93
N° DE GOLPES		4	4


**LÍMITE LÍQUIDO %** : **16.89**      **LÍMITE PLÁSTICO %** :

**ÍNDICE PLÁSTICO %** :

LL =  $W_n * (N/25)^{0.121}$   
 Donde:  
 LL = Límite Líquido  
 $W_n$  = Contenido de Humedad Promedio (%)  
 N = Número de Golpes

UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
 LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA  
 UANCY - FICP  
 CAP. INGENIERÍA CIVIL  
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz  
 CIP. 108700



## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

**PROYECTO** : TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

**SOLICITANTE** : BACHILLER. CESARIO CHACÓN CRUZ

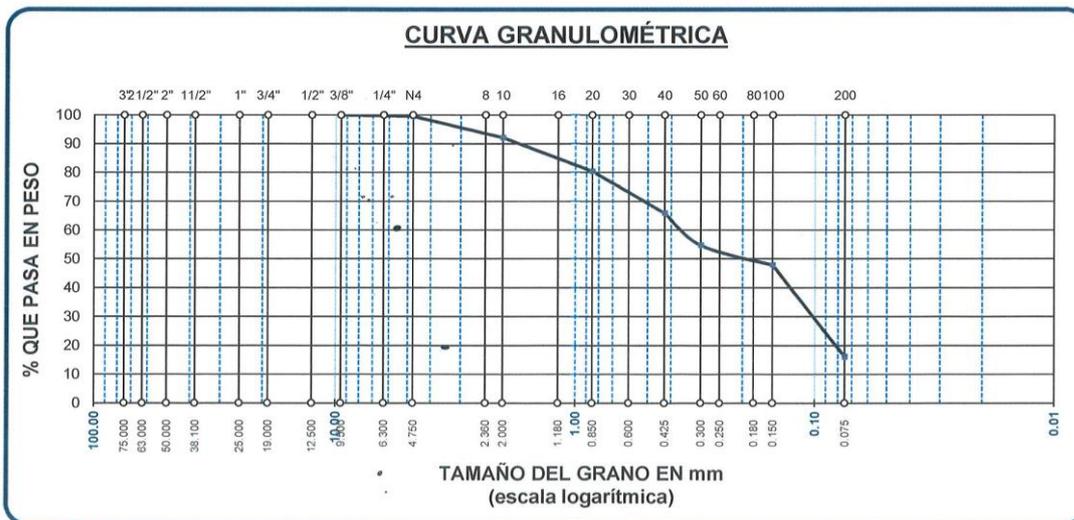
**MUESTRA** : SPT - 01 MUESTRA N° 05 ESTE (379 878.61) NORTE (8282 437.00) COTA (3824.50 mt)

**PROFUNDIDAD** : 3.45 - 5.00 mt **N.F. 2.00 mt**

**LUGAR** : SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA-ADMISION)

**FECHA** : 20 DE MARZO DEL 2017

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	75.000						P.I.= 400.00
2 1/2"	63.000						P.L.= 335.52
2"	50.000						P.P.= 64.48
1 1/2"	38.100						% w = 19.03
1"	25.000						<b>LIMITES DE CONSISTENCIA:</b>
3/4"	19.000						L.L.= 16.19
1/2"	12.500						L.P.= NP
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00		I.P.= NP
1/4"	6.300						<b>CARACT. GRANULOMÉTRICAS:</b>
No4	4.750	1.82	0.46	0.46	99.55		D10= ---- Cu= ----
No8	2.360						D30= 0.108 Cc= ----
No10	2.000	29.78	7.45	7.90	92.10		
No16	1.180						
No20	0.850	46.88	11.72	19.62	80.38		
No30	0.600						
No40	0.425	58.18	14.55	34.17	65.84		<b>CLASIFICACIÓN:</b>
No50	0.300	44.64	11.16	45.33	54.68		I.G. =
No60	0.250						SUCS : SM
No80	0.180						ASSTHO :
No100	0.150	27.26	6.82	52.14	47.86		<b>OBSERVACIONES:</b>
No200	0.075	126.96	31.74	83.88	16.12		
<b>BASE</b>		64.48	16.12	100.00	0.00		
<b>TOTAL</b>		400.00	100.00				
<b>% PERDIDA</b>		16.12					



  
 UANCV - FICP  
 CAP INGENIERIA CIVIL  
 LABORATORIO  
 M.S.C.A.  
 JEFATURA  
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz  
 CIP. 108700



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS

**PROYECTO**

: TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

**SOLICITANTE**

: BACHILLER. CESARIO CHACÓN CRUZ

**MUESTRA**

: SPT - 01 MUESTRA N° 05 ESTE (379 878.61) NORTE (8282 437.00) COTA (3824.50 mt)

**PROFUNDIDAD**

: 3.45 - 5.00 mt NF. 2.00 mt

**LUGAR**

: SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA-ADMISION)

**FECHA**

: 20 DE MARZO DEL 2017

**CONTENIDO DE HUMEDAD**

SUELO HUMEDO + TARRO	gr	268.33
SUELO SECO + TARRO	gr	234.63
PESO DEL TARRO	gr	35.85
PESO DEL AGUA	gr	37.82
PESO DEL SUELO SECO	gr	198.78
HUMEDAD %	%	19.03

**LÍMITE LIQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD**  
**ASTM - D424 D-4318      AASHTO - T90**

**LÍMITE LÍQUIDO**

TARRO N°		Ñ	P
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	32.24	29.43
SUELO SECO + TARRO	gr	30.15	27.50
PESO DEL TARRO	gr	19.21	17.54
PESO DEL AGUA	gr	2.09	1.93
PESO DEL SUELO SECO	gr	10.94	9.96
HUMEDAD %	%	19.10	19.38
N° DE GOLPES		6	6

**LÍMITE PLÁSTICO**





**LÍMITE LIQUIDO % : 16.19      LÍMITE PLÁSTICO % : NP**

**ÍNDICE PLÁSTICO % : NP**

LL =  $W_n * (N/25)^{0.121}$   
Donde:  
LL = Límite Líquido  
Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)  
N = Número de Golpes



UANCV - FICP  
CAP INGENIERÍA CIVIL  
*Roxana Barrantes Quiroz*  
Ing. Roxana Barrantes Quiroz  
CIP 108700



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

### ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

**PROYECTO** : TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

**SOLICITANTE** : BACHILLER.CESARIO CHACÓN CRUZ

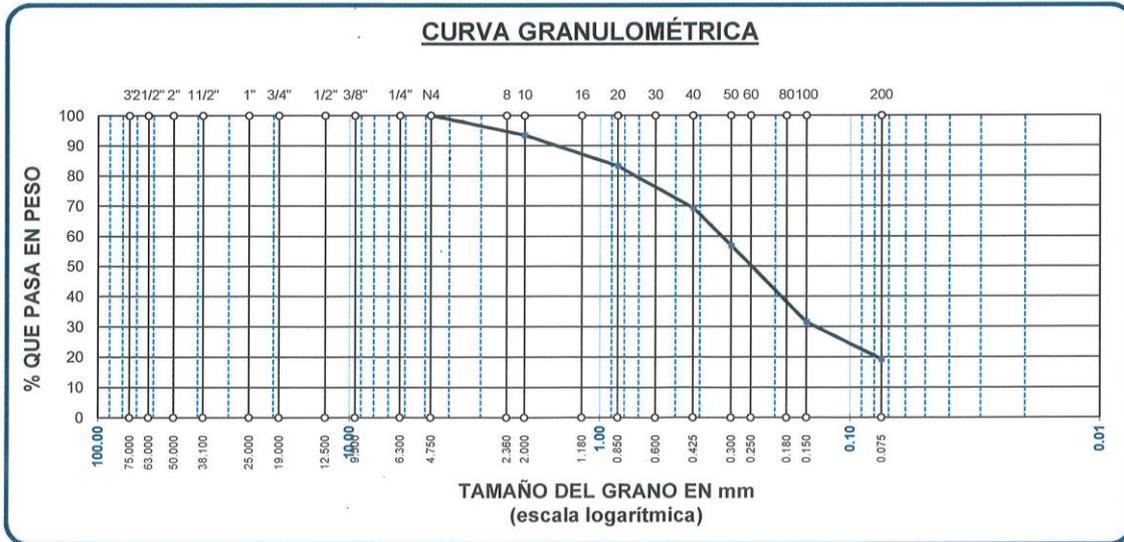
**MUESTRA** : SPT - 01 MUESTRA N° 06 ESTE (379 878.61) NORTE (8282 437.00) COTA (3824.50 mt)

**PROFUNDIDAD** : 5.00 - 6.20 mt N.F. 2.00 mt

**LUGAR** : SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA-ADMISION)

**FECHA** : 20 DE MARZO DEL 2017

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	75.000						P.I.= 450.00
2 1/2"	63.000						P.L.= 363.37
2"	50.000						P.P.= 86.63
1 1/2"	38.100						% W = 18.20
1"	25.000						<b>LIMITES DE CONSISTENCIA:</b>
3/4"	19.000						L.L.= 16.49
1/2"	12.500						L.P.= NP
3/8"	9.500						I.P.= NP
1/4"	6.300						<b>CARACT. GRANULOMÉTRICAS:</b>
No4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00		D10= ---- Cu= ----
No8	2.360						D30= 0.141 Cc= ----
No10	2.000	29.40	6.53	6.53	93.47		D60= 0.33
No16	1.180						<b>CLASIFICACIÓN:</b>
No20	0.850	46.10	10.24	16.78	83.22		I.G. =
No30	0.600						SUCS : SM
No40	0.425	62.46	13.88	30.66	69.34		ASSTHO :
No 50	0.300	56.21	12.49	43.15	56.85		<b>OBSERVACIONES:</b>
No60	0.250						
No80	0.180						
No100	0.150	113.82	25.29	68.44	31.56		
No200	0.075	55.38	12.31	80.75	19.25		
<b>BASE</b>		86.63	19.25	100.00	0.00		
<b>TOTAL</b>		450.00	100.00				
<b>% PERDIDA</b>		19.25					



UANGV - FICP  
 CAP. INGENIERÍA CIVIL  
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz  
 CIP. 108700

B N° : 017-05173



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS

**PROYECTO**

: TESIS "EFICIENCIA DE RESPUESTA SISMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOSPITAL MATERNO INFANTIL DE LA CIUDAD DE JULIACA, DISEÑADO CON AISLADORES DE BASE CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO"

**SOLICITANTE**

: BACHILLER.CESARIO CHACÓN CRUZ

**MUESTRA**

: SPT - 01 MUESTRA N° 06 ESTE (379 878.61) NORTE (8282 437.00) COTA (3824.50 mt)

**PROFUNDIDAD**

: 5.00 - 6.20 mt N.F. 2.00 mt

**LUGAR**

: SECTOR 1 (CONSULTA EXTERNA-ADMISION)

**FECHA**

: 20 DE MARZO DEL 2017

### CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM - D - 2216 - MTC - E 108

SUELO HUMEDO + TARRO	gr	301.44
SUELO SECO + TARRO	gr	260.28
PESO DEL TARRO	gr	34.18
PESO DEL AGUA	gr	41.16
PESO DEL SUELO SECO	gr	226.10
HUMEDAD %	%	18.20

**ASTM - D424 D-4318****AASHTO - T90****LÍMITE LÍQUIDO**

TARRO N°		16	20
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	44.41	46.45
SUELO SECO + TARRO	gr	42.25	43.89
PESO DEL TARRO	gr	30.71	30.13
PESO DEL AGUA	gr	2.16	2.56
PESO DEL SUELO SECO	gr	11.54	13.76
HUMEDAD %	%	18.72	18.60
N° DE GOLPES		9	9

**LÍMITE PLÁSTICO**


<b>LÍMITE LÍQUIDO %</b>	<b>:</b>	<b>16.49</b>	<b>LÍMITE PLÁSTICO %</b>	<b>:</b>	<b>NP</b>
-------------------------	----------	--------------	--------------------------	----------	-----------

**ÍNDICE PLÁSTICO % : NP**

LL =  $W_n * (N/25)^{0.121}$   
 Donde:  
 LL = Límite Líquido  
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)  
 N = Número de Golpes

LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA  
 UANCY - FICP CAP-INGENIERÍA CIVIL  
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz  
 CIP: 108700

## ANEXO D: Presupuesto aproximado de aisladores sísmicos.

### D1. Cuadros para calcular el precio de los aisladores HDR y LRB.

En la tabla 9.2 de su investigación Leyton (2017) muestra el resultado para el costo de 17 aisladores de alto amortiguamiento (HDR) diámetro 75cm a un costo de

$$\frac{409,949.80}{17} = 24114.7 \text{ soles incluido IGV para la ciudad de Lima.}$$

Tabla 9.2: Tabla del presupuesto de Estructuras desglosado

Item	Partidas	SIN AISLAMIENTO	CON AISLAMIENTO	VARIACIÓN
1	Obras Constantes	S/. 62,647.20	S/. 62,647.20	0.00%
2	Movimiento de Tierras	S/. 183,236.40	S/. 204,548.06	11.63%
3	Concreto Simple	S/. 7,304.45	S/. 7,304.45	0.00%
4	Concreto Armado	S/. 1,586,359.42	S/. 1,522,692.94	-4.01%
5	Albañilería	S/. 169,245.11	S/. 176,010.88	4.00%
6	Revoques	S/. 351,755.40	S/. 351,755.40	0.00%
7	Cielos Rasos	S/. 86,765.28	S/. 86,765.28	0.00%
8	Dintel	S/. 4,936.87	S/. 4,936.87	0.00%
9	Juntas	S/. 20,608.90	S/. 20,608.90	0.00%
12	Aisladores Sismicos	S/. 0.00	S/. 409,949.80	S.V
Monto Total		S/. 2,472,859.02	S/. 2,847,219.77	15.14%

**Figura d.1** Presupuesto de aisladores sísmicos HDR.

**Fuente:** (Leyton, 2017)

Y en el Ítem 5.3.2. *Presupuesto Edificación con Base Aislada* Pino y Llerena (2015) detallan el presupuesto para una estructura aislada para la ciudad de Arequipa con 26 aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB) diámetro 65cm a un costo de  $\frac{767,118.0}{26} = 29,504.5$  soles incluyendo el IGV, el cual se detalla en el siguiente cuadro.

02.03.04	<b>COLUMNAS</b>					
02.03.04.01	Concreto en Columnas $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	137.59	389.60	53605.06	
02.03.04.02	Encofrado	m <sup>2</sup>	1295.19	48.47	62777.76	
02.03.04.03	Desencofrado	m <sup>2</sup>	1295.19	12.74	16500.70	
02.03.04.04	Acero	Kg.	26514.72	5.69	150868.76	
02.03.05	<b>VIGAS</b>					
02.03.05.01	Concreto $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	193.27	285.12	55105.14	
02.03.05.02	Encofrado	m <sup>2</sup>	1893.41	92.24	174648.14	
02.03.05.03	Desencofrado	m <sup>2</sup>	1893.41	12.74	24122.04	
02.03.05.04	Acero	Kg.	25876.88	5.69	147239.45	
02.03.06	<b>LOSAS</b>					
02.03.06.01	<b>LOSAS ALIGERADAS</b>					
02.03.06.01.01	Concreto en Losa Aligerada $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	126.10	285.21	35966.00	
02.03.06.01.02	Encofrado	m <sup>2</sup>	1926.11	37.57	72363.82	
02.03.06.01.03	Desencofrado	m <sup>2</sup>	1926.11	9.10	17527.57	
02.03.06.01.04	Acero	Kg.	9944.25	5.69	56582.80	
02.03.06.01.05	Ladrillos para Techo (15x30x30 cm)	$\mu$	16757.13	1.87	31335.83	
02.03.06.02	<b>LOSA MACIZA</b>					
02.03.06.02.01	Concreto en Losas Macizas $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	5.30	277.04	1468.31	
02.03.06.02.02	Encofrado	m <sup>2</sup>	26.48	43.89	1162.21	
02.03.06.02.03	Desencofrado	m <sup>2</sup>	26.48	12.74	337.36	
02.03.06.02.04	Acero	Kg.	144.88	5.69	824.37	
02.03.06.03	<b>LOSA AISLADA</b>					
02.03.06.03.01	Concreto en Losas Macizas $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	84.50	277.04	23409.88	
02.03.06.03.02	Encofrado	m <sup>2</sup>	337.99	43.89	14834.38	
02.03.06.03.03	Desencofrado	m <sup>2</sup>	337.99	12.74	4305.99	
02.03.06.03.04	Acero	Kg.	3422.49	5.69	19473.97	
02.04.00	<b>AISLADORES ELASTOMÉRICOS TIPO LRB</b>				S/.	650,100.00
02.04.01	Aisladores Tipo LRB	Glb.	1	650100	650100.00	
					<b>COSTO DIRECTO :</b>	<b>S/.</b> <b>1,743,944.05</b>
					<b>IGV ( 18%):</b>	<b>S/.</b> <b>313,909.93</b>
					<b>VALOR REFERENCIAL:</b>	<b>S/.</b> <b>2,057,853.97</b>
<b>SON: UN MILLON OCHOCIENTOS TREINTA Y TRES MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y OCHO CON 12/100 NUEVOS SOLES</b>						

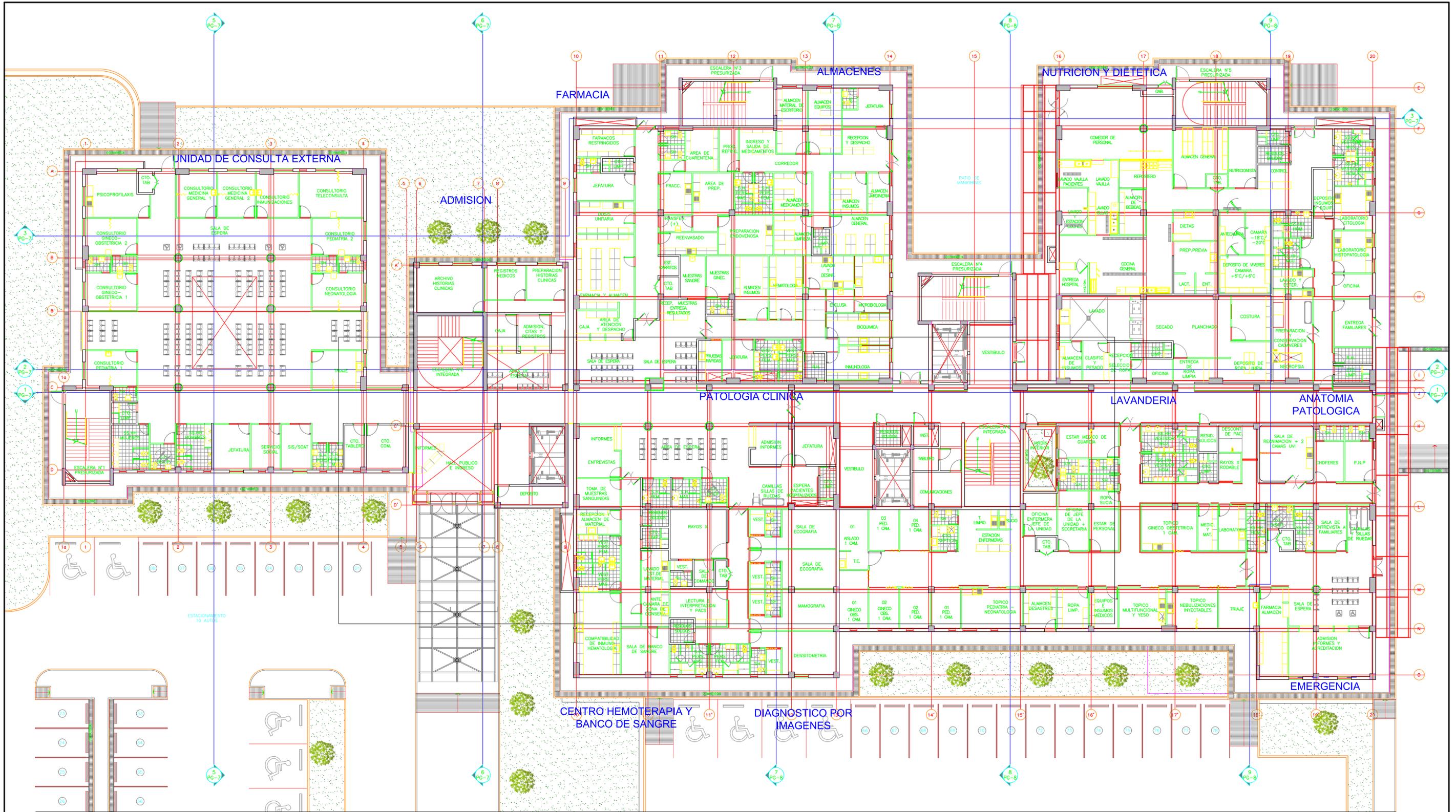
**Figura d.2** Presupuesto de aisladores sísmicos HDR.

**Fuente:** (Pino & Llerena, 2015)

El costo de incremento a nivel de costo directo viene a ser mayor a 10% y menor a 20% sin embargo considerándose el costo de reparación y pérdida después de un sismo viene a ser un incremento máximo de 7% como se ha demostrado mediante las investigaciones de Pino y Llerena (2015) y también Sosa y Ruiz (1992).

## **ANEXO E: Planos del Proyecto Materno Infantil de la ciudad de Juliaca**

### **E1. Planos de planta general, cortes y elevaciones del Proyecto Materno Infantil.**



<b>HOSPITAL MATERNO INFANTIL CONO SUR DE JULIACA</b> PUNO - PERÚ	PROYECTO: "ACTUALIZACIÓN HOSPITAL MATERNO INFANTIL CONO SUR DE JULIACA - PUNO"	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b>
	LOCALIZACIÓN: DEPARTAMENTO: PUNO PROVINCIA: SAN ROMAN DISTRITO: JULIACA LOCALIDAD: TAPARACHI	PLANO:
<b>"GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA"</b>	GERENTE DE PROYECTO: <b>ARG. JORGE KALIMAN STRATER</b> CAP: 507	DISEÑO DE PROYECTO: GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA FECHA: DICIEMBRE 2015 REVISADO VBP:
	RESPONSABLE DE PROYECTO: <b>ARG. CLOTILDE ESPINOZA ZANABRIA</b> CAP: 1245	



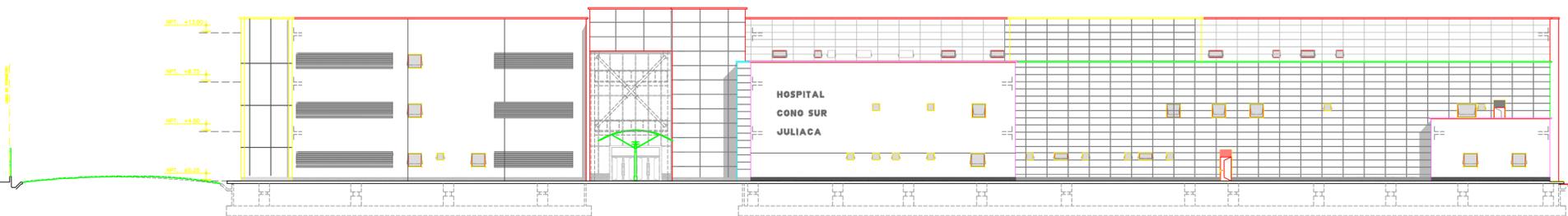
**CORTE 1-1**  
ESC: 1/250



**CORTE 2-2**  
ESC: 1/250



**CORTE 5-5**  
ESC: 1/250



**ELEVACION 01**  
ESC: 1/250

<b>HOSPITAL MATERNO INFANTIL CONO SUR DE JULIACA</b> PUNO - PERÚ	PROYECTO: "ACTUALIZACIÓN HOSPITAL MATERNO INFANTIL CONO SUR DE JULIACA - PUNO" LOCALIZACIÓN:	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b> PLANO: <b>CORTES</b>
	DEPARTAMENTO: PUNO PROVINCIA: SAN ROMAN DISTRITO: JULIACA LOCALIDAD: TAPARACHI	GERENTE DE PROYECTO: <b>ARQ. JORGE KALIMAN STRATER</b> CAP: 507
<b>"GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA"</b>	RESPONSABLE DE PROYECTO: <b>ARQ. CLOTILDE ESPINOZA ZANABRIA</b> CAP: 1245	FECHA: DICIEMBRE 2015 REVISADO VPB:

**A-02**