

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y NO
AISLADA EN EL PROYECTO AULARIO PUCP Y
PROTOCOLO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE
AISLACIÓN**

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR

Bach. GONZALES OSORIO, HENRY DAVID

Bach. TOVAR GARCÍA, RODRIGO DAVID

Asesor: Mg. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO

LIMA-PERÚ

2019

DEDICATORIA

A mis padres Esther García y David Tovar, por su esfuerzo, paciencia y apoyo incondicional.

Rodrigo David Tovar García

Mi sincero agradecimiento a mi alma mater, por haberme brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera, a mis padres David Gonzales y Yolanda Osorio y familiares que estuvieron siempre alentándome en todas mis metas y proyectos profesionales.

Henry David Gonzales Osorio

AGRADECIMIENTOS

Al Ingeniero Francisco Gárate, Oscar Donayre, Virgilio Peña, Enriqueta Pereyra, Carlos Zavala, Javier Piqué, Alejandro Muñoz, Diego Taboada, Ricardo Oviedo, Jorge Mestanza y Juan Diego Salazar por su ayuda desinteresada y pasión por el conocimiento, a nuestros hermanos y amigos por su apoyo incondicional.

Henry David Gonzales Osorio

Rodrigo David Tovar García

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Objetivo General	2
1.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3 Metodología	2
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	3
2.1. ¿Qué es el aislamiento sísmico?.....	3
2.2. Breve historia de la Aislación Sísmica.....	4
2.3. Aislación Sísmica en el mundo	5
2.4. Aislamiento Sísmico local.....	9
2.5. Sistema de Aislamiento Sísmico	11
2.5.1. Objetivo del sistema de aislamiento sísmico.....	12
2.5.2. Características de un sistema de aislamiento bien diseñado	12
2.5.3. Efectividad de los sistemas de aislación sísmica.....	15
2.6. Clasificación de los aisladores	16
2.6.1. Aisladores Elastoméricos	16
2.6.2. Aisladores Friccionales	21
2.7. Desarrollo Histórico de Códigos de Diseño para Estructuras Aisladas	27
CAPÍTULO III. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	29
3.1. Ubicación	29
3.1.1 Localización del proyecto.....	29
3.2. Descripción del proyecto.....	30
3.3. Ingeniería del proyecto.....	30

3.3.1. Arquitectura	30
3.3.2. Estructuras	30
3.3.3. Instalaciones Sanitarias	31
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON SISTEMA DE AISLACIÓN.....	34
4.1. Antecedentes del proyecto	34
4.1.1. Normas y reglamentos usados	34
4.1.2. Características del proyecto.....	34
4.1.3. Características del sistema de aislamiento	34
4.2.1 Desplazamiento Traslacional.....	38
4.2.2 Desplazamiento Total:.....	39
4.2.3 Parámetros iniciales de la estructura aislada	40
4.2.4 Propiedades geométricas de los aisladores.....	41
4.2.5 Propiedades dinámicas de los aisladores	42
4.2.6 Distribución Geométrica de los aisladores en planta.....	49
4.2.7 Verificación de la Estabilidad de los Aisladores Elastoméricos	52
4.3. Análisis Dinámico Tiempo Historia.....	58
4.3.1 Parámetros Sísmicos para el Escalamiento de Registros Sísmicos	60
4.3.2 Ingreso de las propiedades dinámicas al ETABS.....	64
4.3.3. Tolerancias Máximas de Distorsiones y Desplazamiento de Entrepiso	67
4.4. Diseño de la Super Estructura	76
4.4.1 Parámetros sísmicos para el diseño de la estructura sobre el sistema de aislamiento.....	76
4.4.2 Diseño de Vigas.....	77
4.4.3 Diseño de Columnas	82
4.5. Diseño de la Sub Estructura	92
4.5.1 Parámetros sísmicos para el diseño de la estructura debajo del sistema de aislamiento (Sub Estructura)	92

4.5.2 Diseño de la Cimentación.....	94
CAPÍTULO V. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE BASE FIJA.....	104
5.1. Descripción de la edificación	104
5.2 Análisis Tiempo Historia	106
5.2.1 Resultado de Análisis Tiempo Historia.....	107
5.2.3. Reacciones en la base y Fuerza cortante mínima	113
5.3 Análisis Sismorresistente	114
5.3.1 Carga muerta	114
5.3.2 Carga viva.....	114
5.3.3 Parámetros Sísmicos.....	114
5.3.4. Análisis Dinámico Modal Espectral	117
5.4 Resultados de Análisis Sísmico	119
5.4.1. Periodos de vibración	119
5.4.2 Desplazamientos y Distorsiones.....	119
5.5 Diseño de Placas	120
5.5.1 Diseño por Flexo-compresión	121
5.5.2 Diseño por Corte.....	127
CAPÍTULO VI. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS Y	
COSTOS.....	133
6.1. Comparación y discusión de resultados	133
6.2.1 Costos Directos de la construcción.....	143
6.2.2 Estimación de costos Directos del Edificio de Base Fija Versus Edificio de Base Aislada.....	144
CAPÍTULO VII. PROTOCOLO CONSTRUCTIVO DE AISLADORES	152
7.1. Pre- Montaje.....	157
7.1.1. Transporte de aisladores a obra	157
7.1.2. Verificación de estado del aislador.....	158

7.2. Montaje	159
7.2.1. Inspección Previa a la instalación (Capitel Inferior)	159
7.2.2. Inspección después de la colocación del grout.....	168
7.2.3. Inspección previa a la colocación del aislador	168
7.2.4. Izaje y colocación de aisladores (ubicación según plano).....	170
7.2.5. Ajuste de pernos A325 en plancha inferior del aislador (Para fijación).....	176
7.3. Post – Montaje.....	178
7.3.1. Inspección Previa a la instalación (Capitel Superior).....	178
7.3.2. Inspección después del vaciado.....	180
CONCLUSIONES.....	181
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	184
ANEXOS	187
Anexo 1 Tabla Ku empleada para el cálculo de cuantía de acero (ρ)	187
Anexo 2 Protocolo de montaje de aisladores	188

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factor de Amortiguamiento B_M	38
Tabla 2. Centro de Masas	50
Tabla 3. Centro de Rigidez	51
Tabla 4. Cargas máximas en los aisladores y ubicación en coordenadas.....	53
Tabla 5. Análisis de Irregularidades Estructurales	59
Tabla 6. Categoría y regularidad de edificaciones aisladas.....	59
Tabla 7. Registros Sísmicos.....	60
Tabla 8. Distorsiones de entrepiso de los 7 registros empleados.....	70
Tabla 9. Distorsiones de entrepiso en Ejes X e Y.....	71
Tabla 10. Desplazamientos de entrepiso de los 7 registros empleados.....	72
Tabla 11. Desplazamientos de entrepiso en Ejes X e Y.....	73
Tabla 12. Aceleraciones de entrepiso de los 7 registros empleados.....	74
Tabla 13. Aceleraciones de entrepiso en Ejes X e Y.....	75
Tabla 14. Cuadro de datos finales.....	90
Tabla 15. Cargas en servicio aplicadas a la zapata	95
Tabla 16. Registros Sísmicos.....	106
Tabla 17. Distorsiones de entrepiso en Ejes X e Y.....	107
Tabla 18. Distorsiones de entrepiso en Ejes X e Y.....	108
Tabla 19. Desplazamientos de entrepiso en Ejes X e Y.....	109
Tabla 20. Desplazamientos de entrepiso en Ejes X e Y.....	110
Tabla 21. Aceleraciones de entrepiso en Ejes X e Y.....	111
Tabla 22. Aceleraciones de entrepiso en Ejes X e Y.....	112
Tabla 23. Valores de Cortante Basal de Análisis Estático y Dinámico.....	113
Tabla 24. Valores de Z.....	115
Tabla 25. U: Coeficiente de uso e importancia. Se define según la tabla 2.2.....	115
Tabla 26. Factor de suelo $S=1$ para un Suelo tipo S_1 y Z_4	116
Tabla 27. $T_P=0.4$ y $T_L=2.5$ para un perfil de suelo S_1	116
Tabla 28. Valor de $R=7$ para un Sistema Dual de concreto armado.....	117
Tabla 29. Valores de Aceleración Espectral (S_a), Ejes X e Y.....	118
Tabla 30. Distorsiones Máximas de entrepiso permitidas (Norma E.030).....	119
Tabla 31. Necesidad de confinamiento en el plano del Eje X.....	123
Tabla 32. Necesidad de confinamiento en el plano del Eje Y.....	124

Tabla 33. Fuerza cortante de Edificio de Base Fija.	134
Tabla 34. Fuerza cortante de Edificio de Base Aislada.	134
Tabla 35. Diferencia de reducción de Drift o distorsión de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje X.	137
Tabla 36. Diferencia de reducción de Drift o distorsiones de entrepiso entre la estructura de base fija y base aislada en el Eje Y.	138
Tabla 37. Diferencia de reducción de desplazamiento de entrepiso entre la estructura de base fija y base aislada en el Eje X.	139
Tabla 38. Diferencia de reducción de desplazamiento de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje Y.	140
Tabla 39. Diferencia de reducción de aceleraciones de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje X.	141
Tabla 40. Diferencia de reducción de aceleración de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje Y.	142
Tabla 41. Cuadro de Partidas de Análisis y unidades de Medición.	143
Tabla 42. Resumen de metrado por sub partida de obra gruesa del sistema de aislación y base fija	144
Tabla 43. Resumen de precios unitarios del sistema de aislación y base fija.	145
Tabla 44. Cuadro Resumen de Costos Directos del Sistema de Aislación Versus Base Fija.	146
Tabla 45. Comparación porcentual de costos en un sistema de Base Fija y Aislación Sísmica	147
Tabla 46. Comparación porcentual del costo del sistema de aislación frente al total de la obra	147
Tabla 47. Resumen Porcentual de Partidas del Sistema Aislado Vs Base Fija.	148
Tabla 48. Resumen Porcentual de Partidas del Sistema Aislado Vs. Base Fija	149
Tabla 49. Resumen Porcentual de Sub Partidas del Sistema Aislado Vs. Base Fija	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Configuración de una estructura con Sistema de Aislación Sísmica	3
Figura 2. Primary School Pestalozzi, parte del edificio aislado.	5
Figura 3. The Foothill Communities Law and Justice Center, California, Estados Unidos	6
Figura 4. Administration Center of the National Telephone Company, Italia.	7
Figura 5. William Clayton Building, Wellintong, Nueva Zelanda.	8
Figura 6. Centro de Información e Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI.	9
Figura 7. Edificio Biblioteca-Centro de Información, UPC.	10
Figura 8. Edificio de oficinas GyM.	10
Figura 9. Beneficios del Sistema de Aislamiento Sísmico.	11
Figura 10. Incremento del Periodo fundamental de la estructura para reducir la fuerza cortante basal.	13
Figura 11. Reducción de la respuesta de aceleraciones debido al empleo de sistemas de aislación.	13
Figura 12. Espectro de aceleraciones, componente N-S / Sismo 2007, Pisco-Perú.	14
Figura 13. Espectro de desplazamientos, componente N-S / Sismo 2007, Pisco-Perú.	14
Figura 14. Efecto de las condiciones de suelo en la estructura aislada.	15
Figura 15. Aislador de goma natural con láminas de acero.	17
Figura 16. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.	18
Figura 17. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.	19
Figura 18. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.	20
Figura 19. Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo.	20
Figura 20. a) Aislador de Péndulo Friccional b) Aislador de Péndulo Friccional de doble superficie cóncava.	21
Figura 21. Aislador friccional de péndulo simple.	23
Figura 22. Aislador friccional de péndulo doble.	23
Figura 23. Aislador friccional de péndulo triple.	23
Figura 24. Fotografía de un Aislador friccional de péndulo simple ensayado.	24
Figura 25. Fotografía de un Aislador friccional de péndulo doble ensayado.	24
Figura 26. Fotografía de un Aislador friccional de péndulo triple ensayado.	24
Figura 27. Aislador friccional de tipo Deslizador.	25

Figura 28. Aislador friccional de tipo Deslizador.....	25
Figura 29. Diagrama Histerético de los distintos Sistemas de Aislación.	26
Figura 30. Ubicación del Campus de la PUCP, el proyecto Aulario PUCP se encuentra en color azul. Fuente: Google Hearth.....	29
Figura 31. Ubicación del Proyecto Aulario PUCP.	29
Figura 32. Proyecto Aulario PUCP.....	30
Figura 33. Conexión flexible que atraviesa la junta sísmica (FEMA 413).....	32
Figura 34. Conexión flexible entre tuberías (FEMA 414).....	32
Figura 35 Conexión flexible entre tuberías (FEMA 414).....	33
Figura 36. Conexión flexible entre tuberías (FEMA 414).....	33
Figura 37. Estructura Aislada	35
Figura 38. Vista en planta de la Estructura Aislada.....	36
Figura 39. Vista en planta de ubicación de aulas (verde) y Sótanos (Azul).	36
Figura 40. Corte A-A / Nivel general de Aislamiento Nivel +/-0.00 (Línea Roja)	37
Figura 41. Corte B-B / Nivel de Aislamiento del Pit de Ascensor Nivel -11.05 (Línea Roja).....	37
Figura 42. Curva de Histéresis del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB). 42	42
Figura 43. Curva histerética del aislador elastomérico con núcleo de plomo.	44
Figura 44. Rigidez efectiva de un ciclo de carga.....	45
Figura 45. Curva de histéresis del aislador.	46
Figura 46. Esquema de distribución de Aisladores LRB A (Rojo) y LRB (Verde), Centro de Masa (Celeste) y Centro de Rigidez (Anaranjado).	52
Figura 47. Distribución de Aisladores en planta.....	54
Figura 48. Vista en planta de reducción del Área de aislador debido a D_{TM}	54
Figura 49. Espectro de Pseudo Aceleraciones (g) para los ejes X e Y.	61
Figura 50. Interface gráfica del software SismoMatch 2018.....	62
Figura 51. Espectro Objetivo, Aceleración (g) Vs. Periodo (s).....	62
Figura 52. Acelerograma, Tiempo-Historia Original (Aceleración Máx.=0.107g).....	63
Figura 53. Acelerograma, Tiempo-Historia Escalado (Aceleración Máx.=1.057g).....	63
Figura 54. Introducción de Registro sísmicos al ETABS.	64
Figura 55. Propiedades dinámicas del Aislador LRB-A.....	65
Figura 56. Propiedades dinámicas de los aisladores LRB-A.....	65
Figura 57. Propiedades dinámicas de los aisladores LRB-B.....	66
Figura 58. Propiedades dinámicas de los aisladores LRB-B.....	66

Figura 59. Vista en planta de la distribución de Aisladores.	68
Figura 60. Vista en elevación de la estructura aislada con desplazamiento en eje X (Corte A-A)	68
Figura 61. Vista en elevación de la estructura aislada con desplazamiento en eje Y (Corte B-B).....	69
Figura 62. Vista en elevación de la estructura aislada con desplazamiento en eje Y (Corte C-C).....	69
Figura 63. Gráfica de Distorsiones de entrepiso Ejes X e Y - Distorsión Límite para Estructuras Aisladas.	72
Figura 64. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso Ejes X e Y.....	73
Figura 65. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso Ejes X e Y.....	75
Figura 66. Espectro de diseño elástico de Pseudo Aceleraciones.....	77
Figura 67. Diagrama de Momentos flectores de la estructura aislada.	77
Figura 68. Envolvente de Fuerza cortante. $F_{m\acute{a}x\ izq}=56.03\ ton$; $F_{m\acute{a}x\ der}=48.28\ ton$. 78	
Figura 69. Envolvente de Momentos $M_{m\acute{a}x\ izq(-)}=81.13\ tn\cdot m$; $M_{m\acute{a}x(+)}=74.39\ tn\cdot m$; $M_{m\acute{a}x\ der(-)}=73.07\ tn\cdot m$	78
Figura 70. Diseño final de Viga	
Fuente: Elaboración propia.	81
Figura 71. Obtención de un punto del diagrama de interacción variando la deformación del acero en tracción más alejado. (Ottazzi, 2015)	82
Figura 72. Sección transversal de columna y detalles de refuerzo.	83
Figura 73. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.	83
Figura 74. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.	84
Figura 75. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.	85
Figura 76. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.	87
Figura 77. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.	88
Figura 78. Diagrama de interacción de la columna.	90
Figura 79. Diseño final de la columna.....	91
Figura 80. Espectro de Pseudo Aceleraciones.	93
Figura 81. Diseño final de zapata aislada.	94
Figura 82. Denominación de longitudes, vista en Planta de la Zapata	96
Figura 83. Diseño final de zapata aislada.	101
Figura 84. Diseño de cimentación - Verificación de Corte por Punzonamiento – Base Aislada.....	102

Figura 85. Diseño de cimentación - Verificación de presión admisible del suelo (kg/cm ²).....	103
Figura 86. Vista en 3D de la edificación	105
Figura 87. Vista en planta de las Placas.....	105
Figura 88. Gráfica de Distorsiones de entrepiso Ejes X e Y-Distorsión Límite para estructuras de base fija	108
Figura 89. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso Ejes X e Y	110
Figura 90. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso Ejes X e Y	112
Figura 91. Espectro de aceleraciones de la edificación.	118
Figura 92. Vista en planta de placa U-1.....	120
Figura 93. Elementos de borde en placas	122
Figura 94. Ejes locales de la placa U (Eje 2=Eje X / Eje 3=Eje Y) y Longitudes de Confinamiento.....	125
Figura 95. Diagrama de interacción de placa U al rededor del Eje X (Eje 2)	126
Figura 96. Diagrama de interacción de placa U al rededor del Eje Y (Eje 3).	126
Figura 97. Diseño final de Placa U-1.....	130
Figura 98. Diseño de cimentación - Verificación de Corte por Punzonamiento – Base Fija.....	131
Figura 99. Diseño de cimentación - Verificación de presión admisible del terreno (kg/cm ²).....	132
Figura 100. Sistema de base fija y Sistema de aislación sísmica. (CDV, 2016)	133
Figura 101. Diferencia de reducción de Fuerza Cortante Basal entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje X.....	135
Figura 102. Diferencia de reducción de Fuerza Cortante Basal entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje Y.....	135
Figura 103. Gráfica de Distorsiones de entrepiso - Ejes X.....	137
Figura 104. Gráfica de Distorsiones de entrepiso - Ejes Y.....	138
Figura 105. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso - Ejes X.	139
Figura 106. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso - Eje Y.....	140
Figura 107. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso - Eje X.....	141
Figura 108. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso - Eje Y.....	142
Figura 109. Edificación con sistema de Aislamiento	150
Figura 110. Edificación con Sistema de Base Fija	150
Figura 111. Sistema Aislado.....	151

Figura 112. Sistema de Base Fija.....	151
Figura 113. Diferencia de altura entre aislador y deslizador con nivel de aislación debajo del primer nivel de la estructura sin presencia de sótanos.	152
Figura 114. Diferencia de altura entre aislador y deslizador con nivel de aislación en un entrepiso con presencia de sótanos.	153
Figura 115. Aislador debajo del primer nivel de la estructura sin presencia de sótanos.....	154
Figura 116. Nivel de aislación en un entrepiso, Edificio Aprendizaje Autónomo con presencia de sótanos Universidad Católica del Maule - Chile.....	154
Figura 117. Esquema de elementos para la instalación de aislador y deslizador.	155
Figura 118. Armado del sistema de anclaje con la plantilla.	156
Figura 119. Transporte de dispositivos de aislación.....	157
Figura 120. Verificación del estado de los dispositivos (deslizadores).....	158
Figura 121. Almacenamiento de aisladores.	159
Figura 122. Habilitación de acero para capitel inferior y emplantillado de machina (Caso Nivel de Aislamiento).....	160
Figura 123. Habilitación de acero para capitel inferior y emplantillado de machina (Caso Nivel de Aislamiento).....	160
Figura 124. Ensamblaje de machina y conectores.....	161
Figura 125. Acople de machina y conectores a los acero del capitel (Caso Nivel de Aislamiento).....	162
Figura 126. Encofrado de capitel inferior (Caso en zona de PIT de ascensores)	163
Figura 127. Nivelación de capitel inferior (Caso en zona de PIT de ascensores)	163
Figura 128. Vaciado de capitel (Caso en zona de PIT de ascensores).....	164
Figura 129. Fraguado de capitel inferior (Caso en zona de PIT de ascensores).....	165
Figura 130. Colocación del grout (Caso en zona de PIT de ascensores).....	166
Figura 131. Fraguado de grout (Caso en zona de PIT de ascensores)	166
Figura 132. Fraguado de capitel inferior en nivel de aislación en entrepiso (Caso Nivel de Aislamiento).....	167
Figura 133. Tipo de aislador y número de serie.	169
Figura 134. Inspección de aisladores para montaje.	170
Figura 135. Colocación de instrumentos de izaje (cáncamos cerrados).	171
Figura 136. Izaje de dispositivos.	172
Figura 137. Izaje y colocación de aisladores (Caso Nivel de Aislamiento)	172

Figura 138. Colocación de aisladores (Caso Nivel de Aislamiento)	173
Figura 139. Colocación de aisladores (Caso Nivel de Aislamiento)	174
Figura 140. Colocación de tacos de madera para amortiguamiento (Caso en zona de PIT de ascensores)	174
Figura 141. Ajuste manual de pernos inferiores (Caso en zona de PIT de ascensores)	175
Figura 142. Ajuste manual de pernos inferiores (Caso Nivel de Aislamiento)	175
Figura 143. Armado de conectores de anclaje y pernos.	176
Figura 144. Ajuste de pernos manuales (Caso en zona de PIT de ascensores)	177
Figura 145. Ajuste de pernos con equipo electrónico (Caso en zona de PIT de ascensores)	177
Figura 146. Colocación de conectores superiores de anclaje (Caso Nivel de Aislamiento).....	178
Figura 147. Armado de acero en capitel superior y columnas (Caso Nivel de Aislamiento)	179
Figura 148. Armado de acero en capitel superior, vigas y columnas (Caso Nivel +/- 0.00.).....	179
Figura 149. Vaciado de capitel superior, vigas y losa (Caso Nivel +/- 0.00).....	180
Figura 150. Encofrado de columnas sobre aisladores sísmicos (Nivel +/- 0.00).....	180

RESUMEN

El sistema de aislamiento sísmico busca incrementar el valor del periodo fundamental de la estructura, así lograr una reducción de respuestas de desplazamiento y aceleración, reducción de las fuerzas actuantes en la estructura para proteger a los elementos estructurales y no estructurales, como resultado se obtiene el diseño de una edificación que permanece totalmente operativa durante y después de un evento sísmico. La presente investigación se realiza para una estructura en particular: “Proyecto Aulario PUCP” y presenta dos etapas generales:

- La comparación entre la estructura con sistema convencional de base fija y la estructura con sistema de aislación con el objetivo de ilustrar porqué el uso de los sistemas de aislación es beneficioso.
- Describir un correcto protocolo constructivo de los dispositivos de aislación en la estructura.

Para analizar los beneficios del sistema aislado, el diseño de la estructura con base fija se realizó de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y para el diseño de la estructura aislada se empleó el Proyecto de Norma Aislación Sísmica 2018 y la norma ASCE-07-10, Capítulo 17. El sistema de aislación elegido para la misma estructura es sistema de Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo LRB.

Finalmente se espera que la presente investigación contribuya a la incorporación del sistema de aislación en la construcción de futuras edificaciones que se desarrollen en nuestro país, toda la información contenida en la presente investigación es de uso netamente académico, como aporte a la investigación y sin fines de lucro, se tomó la arquitectura del proyecto como modelo a analizar y el diseño estructural es un aporte intelectual propio.

Palabras Claves: Aislación, desacoplar, machina, conector, retrofit.

ABSTRACT

The seismic isolation system seeks to increase the value of the fundamental period of the structure, thus achieving a reduction of displacement and acceleration responses, reduction of the acting forces in the structure to protect the structural and non-structural elements, as a result the design of a building that remains fully operational during and after a seismic event. The present research is carried out for a particular structure: "Proyecto Aulario PUCP" and has two general stages:

- The comparison between the structure with conventional fixed base system and the structure with isolation system in order to illustrate why the use of isolation systems is beneficial.
- Describe a correct constructive protocol of the isolation devices in the structure.

To analyze the benefits of the isolated system, the design of the structure with a fixed base was made according to the National Building Regulations and for the design of the isolated structure, the Seismic Isolation Standard Project 2018 and the ASCE-07-10 standard were used. , Chapter 17. The isolation system chosen for the same structure is Elastomeric Isolator System with LRB Lead Core.

Finally, it is expected that the present investigation contributes to the incorporation of the isolation system in the construction of future buildings that are developed in our country, all the information contained in this research is of purely academic use, as a contribution to research and without purpose of profit, the architecture of the project was taken as a model to analyze and the structural design is an intellectual contribution of its own.

Key Words: Isolation, decoupling, machina, connector, retrofit.

INTRODUCCIÓN

El Perú está ubicado en el cinturón de fuego del pacífico, una de las regiones sísmicamente más activas del mundo; por lo que los eventos sísmicos nos han acompañado desde siempre. Muchos de estos sismos (1970, 2001, 2007, etc.) han ocasionado pérdidas económicas considerables, así como pérdidas humanas dejando además heridos y damnificados. (Díaz, 2014)

El sistema de aislamiento sísmico ha demostrado un éxito importante en países como Japón, EEUU (California) y Chile donde está aumentando su uso debido a su buen desempeño. En el Perú una de las primeras experiencias en la utilización de este sistema de aislamiento sísmico fue la estructura del Centro de Información e Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), hasta el momento en el Perú son pocos los edificios con este sistema, sin embargo su empleo va en aumento.

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente (Capítulo 3, Art. 3.1, Tabla N°05 Categoría de las Edificaciones) menciona para centros de salud las siguientes notas 1 y 2:

Nota 1: Estas edificaciones tendrán aislamiento sísmico en la base, excepto en condiciones de suelos desfavorables al uso del sistema de aislamiento.

Nota 2: Estas edificaciones tendrán un sistema de protección sísmica por aislamiento o disipación de energía cuando se ubiquen en las zonas sísmicas 3 y 4.

La importancia de haber incluido sistemas de protección como la aislación sísmica o disipadores de energía dentro de nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones y la implementación del Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico 2018 marca un hito importante en la industria de la construcción e ingeniería civil en el Perú, ya que nos convierte en un país que impulsa el uso de nuevos sistemas de protección sísmica, promoviendo la investigación y optimizando el comportamiento de las estructuras.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Objetivo General

Explicar por qué la incorporación del sistema de aislamiento sísmico es beneficioso en el diseño sismorresistente de un edificio ubicado en una zona altamente sísmica de nuestro país.

1.2 Objetivos Específicos

- a) Proporcionar conceptos generales de los tipos de sistemas de aislamiento sísmico disponibles.
- b) Desarrollar y describir el comportamiento, modelamiento y análisis de la estructura Proyecto Aulario PUCP con sistema de aislamiento sísmico.
- c) Comparar el desempeño de la estructura Proyecto Aulario PUCP con y sin aislamiento sísmico, empleando la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- d) Explicar las implicancias y consideraciones constructivas a tener en la edificación al utilizar un sistema de aislación sísmica para la optimización y funcionamiento correcto de dicho sistema.
- e) Comparar económicamente el uso de la estructura con y sin aislamiento sísmico en el proyecto aulario PUCP.
- f) Presentar un correcto protocolo constructivo del sistema de aislación con aisladores sísmicos del Proyecto Aulario PUCP.
- g) Revisar los requisitos de los códigos y reglamentos de construcción.

1.3 Metodología

La investigación es Analítica-Descriptiva.

Se realizó una comparación analítica (software ETABS 2016) con y sin aislamiento sísmico del proyecto aulario PUCP para resaltar los beneficios del sistema de aislamiento sísmico, además se efectuó y desarrolló la descripción del protocolo constructivo del proyecto aulario PUCP.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ¿Qué es el aislamiento sísmico?

Salinas, Torres & Vallejos (2014) mencionan que:

El aislamiento sísmico en la base consiste en colocar a la estructura sobre apoyos flexibles para desacoplarla de los movimientos sísmicos en el terreno. De esta manera se reduce la demanda en la superestructura, concentrando la deformación y disipación de energía en el sistema de aislamiento. (p.18)

En la figura 1 se muestra la ubicación del sistema de aislamiento dentro de la estructura.

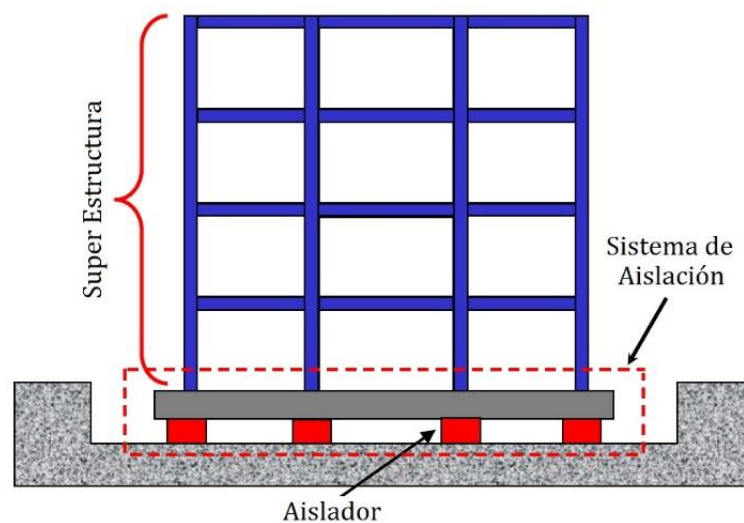


Figura 1 Configuración de una estructura con Sistema de Aislación Sísmica

Fuente: Symans (2004)

Este capítulo se centra en presentar conceptos generales del sistema de aislamiento sísmico en edificaciones, iniciando con una breve historia de este sistema, presentando las principales características, ventajas y desventajas de los aisladores elastoméricos y aisladores friccionales.

2.2. Breve historia de la Aislación Sísmica

La historia de los aisladores sísmicos se remonta al año 2000 A.C. en el Palacio de Knossos, Grecia, donde el sistema de aislamiento era del tipo friccional y consistía en una capa de arena fina bajo la cimentación del Palacio. (Mestanza, 2015)

Una de las primeras obras construidas con aislación sísmica fue el Partenón en el año 440 A.C., en la cual las columnas podían desplazarse verticalmente para permitir una rotación en su base y poder disipar energía mediante la fricción y deformación inelástica de un elemento de plomo que se incorporó como protección de los elementos de madera. (Aguar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008)

En 1885 se presentó una forma de aislación por el inglés Jhon Milne, profesor de Ingeniería de Minas de la Universidad de Tokyo, en un reporte a la Asociación Británica para el Avance de la Ciencia, una estructura con una placa base de hierro fundido que estaba sobre unas bolas de hierro.

Otro suceso de aislación sísmica se dio en Inglaterra (1909) por J.A. Calantarients, su propuesta consistía en liberar los apoyos de la estructura fuera del suelo, separados por una capa de arena fina, de manera que la estructura podía deslizarse durante un evento sísmico y así la estructura tenía la capacidad de reducir la demanda sísmica.

El primer uso del sistema de aislación se dio en Yugoslavia (1969) para la “Primary School Pestalozzi”, la estructura de concreto armado tenía tres pisos, el sistema de aislamiento consistía en bloques de goma que no contenía refuerzo axial y se puede corroborar porque los bloques se deformaban debido a la carga axial que soportaban; también habían bloques de vidrio que funcionaban como fusibles sísmicos, ya que reventaban cuando se sobrepasaba cierta carga límite. (Naeim & Kelly, 1999)

En la figura 2 se muestra el primer uso del sistema de aislamiento



Figura 2. Primary School Pestalozzi, parte del edificio aislado.

Fuente: <http://wenku.baidu.com/view/8e4f2a92daef5ef7ba0d3cb8.html>

2.3. Aislación Sísmica en el mundo

Hoy en día el concepto de aislamiento sísmico es ampliamente aceptado a nivel mundial en regiones altamente sísmicas para proteger estructuras importantes, existen muchos ejemplos de edificios con aislamiento sísmico en Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, Italia, Chile, China, Indonesia y Armenia.

En Estados Unidos el sistema de aislamiento más común es el de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo que adiciona amortiguamiento al sistema, el primer edificio aislado fue el Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJL) en 1984, además fue el primer edificio en el mundo en emplear aisladores de goma natural de alto amortiguamiento, con un área de 15794m^2 se emplearon 98 aisladores. El Hospital The M.L. King/C.R. Drew Diagnostics Trauma Center en Los Angeles (1995) es un edificio de 5 niveles con un área de 13000m^2 en el cuál se emplearon 70 aisladores de goma de alto amortiguamiento y 12 deslizadores; La Infraestructura de la fábrica de simulación de vuelo en Salt Lake City en California (1988) es una estructura de acero con pórticos resistentes a momento de 4 niveles con un área de 10800m^2 con 98 aisladores en el cuál

se emplearon aisladores elastoméricos y aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. El retrofit del Oakland City Hall en San Francisco (1995) es el edificio aislado más alto del mundo, construido en 1914, cuenta con 110 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo; el San Francisco City Hall, diseñado en 1912 es una estructura con sistema de pórticos de acero y muros de albañilería, fue retrofiteado en 1998 con 530 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo; Los Angeles City Hall, creado en 1928 es un edificio de 28 niveles con sistema estructural de pórticos de acero de 83000 m², se dañó con el terremoto de Northridge en 1994, fue retrofiteado en 1998 con 475 aisladores de goma de alto amortiguamiento, 60 deslizadores y 52 amortiguadores de fluido viscoso en el nivel de aislación. El edificio de U.S. Court of Appeals en San Francisco, posee un sistema estructural de pórticos de acero construido en 1905, de 5 niveles y un área de 32516 m² que fue retrofiteado con un sistema de péndulo friccionante, los aisladores FPS fueron instalados debajo de las columnas de acero. Retrofit es la modificación de una estructura existente para hacerla más resistente a la actividad sísmica o fallas de suelo, la práctica actual de retrofit se enfoca en mejoras estructurales para reducir el peligro sísmico con nuevos sistemas de protección sísmica como el aislamiento sísmico. (Naeim & Kelly, 1999). En la figura 3 se muestra el primer edificio aislado en Estados Unidos.



Figura 3. The Foothill Communities Law and Justice Center, California, Estados Unidos

Fuente: <http://www.pbs.org/wgbh/nova/next/tech/rubber-bearings-seismic-protection/>

En Europa uno de los países con mayor investigación en Aislamiento Sísmico es Italia, uno de los primeros edificios aislados fue el Administration Center of the National Telephone Company, edificio de 7 niveles en Ancona y otro fue el edificio del Ministerio de Defensa, así como también el retrofit de un edificio histórico en Frigento y la iglesia St. Peter con sistema estructural de albañilería. En la figura 4 se muestra uno de los primeros edificios aislados en Europa.



Figura 4. Administration Center of the National Telephone Company, Italia.

Fuente: <https://www.flickr.com/photos/telecomitalia/4856052147/in/photostream/>

En Nueva Zelanda el primer edificio de base aislada fue el William Clayton en Wellintong, construido en 1981, el cual fue el primer edificio en el mundo con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. Después se construyeron más edificio aislados como: The Union House que es un edificio de 12 niveles con Sistema de pórticos de concreto arriostrados, Wellington Central Police Station que es un edificio de 10 niveles también con Sistema de pórticos de concreto arriostrados, The National Museum of the New Zealand en el cual se utilizaron 142 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y el retrofit del edificio The New Zealand Parliament House construido en 1922 en el cual se emplearon 514 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. En la figura 5 se muestra el primer edificio aislado en Nueva Zelanda.



Figura 5. William Clayton Building, Wellintong, Nueva Zelanda.

Fuente: <https://www.sciencelearn.org.nz/images/1154-william-clayton-building>

Japón es un país que posee un diseño Sismorresistente muy avanzado, los ingenieros estructurales japoneses generalmente diseñan edificios con mayor resistencia que los ingenieros estadounidenses o europeos, en 1986 construyeron el West Japan Postal Computer Center, primer edificio aislado moderno más grande localizado en Sanda, Kobe, el edificio cuenta con 6 niveles, un área de 47000 m² y un total de 120 aisladores elastoméricos, este edificio no sufrió grandes daños debido al sismo de Kobe del año 1995. Entre 1990 y 1991 se registró un incremento de 10 estructuras aisladas por año, en 1995 un incremento de 80 estructuras aisladas por año y según el Ministerio de Construcción de Japón se estimó en 1997 la construcción de 200 edificios aislados por año.

Korea del Sur construyó The Unison Research and Development Center building en 1997, fue la primera estructura aislada del país, y la segunda fue el Traum Haus III, un edificio de 12 niveles en Seúl. (Naeim & Kelly, 1999)

2.4. Aislamiento Sísmico local

Las primeras estructuras aisladas en el Perú fueron dos tanques de licuefacción del proyecto Melchorita entre las ciudades de Cañete y Chincha, en la que se emplearon 500 aisladores de Triple Péndulo en el año 2010. (Trujillo, 2017)

Una de las primeras edificaciones que emplearon sistema de aislamiento sísmico fue la estructura del Centro de Información e Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. En la figura 6 se muestra el primer edificio aislado en Perú.



Figura 6. Centro de Información e Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI.

Fuente: Propia

Otro de los primeros edificios aislados es el Edificio Biblioteca-Centro de Información UPC (2012), de tres niveles y 4000 m², está configurado a base de pórticos rígidos de concreto armado, núcleo de placas en caja de escaleras, el sistema de aislamiento sísmico consta de 26 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento y 15 deslizadores friccionales, ambos de 60 cm de diámetro. En las figuras 7 y 8 se muestran edificaciones con el sistema de aislamiento



Figura 7. Edificio Biblioteca-Centro de Información, UPC.
Fuente: Weir Minerals (2014)

Entre las estructuras aisladas locales están el Aulario PUCP, Biblioteca de Ingeniería de la PUCP, San Miguel; Torre Zero- Lima; Torre USIL-La Molina; Edificio de viviendas Atlantic de 15 pisos y 3 sótanos en San Miguel (Etapa de Diseño 2013); Edificio de oficinas GyM, Sistema estructural aporticado de 7 pisos y 4 sótanos, Sistema de aislación sísmica con 24 aisladores elastoméricos y 8 deslizadores, reducción en las vibraciones de un 80%(Ejecución 2013). Campus Universitario UTEC; Hospital II-1 Santa Gema de Yurimaguas; Edificio Multifamiliar Madre; Hospital Bellavista; Centro de Información de la FIC-UNI.



Figura 8. Edificio de oficinas GyM.
Fuente: <http://prismaing.com/proyectos/proyectos-con-proteccion-sismica/edificio-de-oficinas-gym/>

2.5. Sistema de Aislamiento Sísmico

La aplicación de la aislación sísmica a la ingeniería estructural comenzó aproximadamente en los años ochenta, desde que se construyó el primer edificio de base aislada en Estados Unidos, The Foothill Communities Law and Justice Center.

El dilema básico que enfrenta un ingeniero estructural encargado de brindar una resistencia sísmica superior a un edificio es ¿Cómo minimizar los desplazamientos y aceleraciones de entrepiso? La única manera práctica de reducir simultáneamente los desplazamientos y aceleraciones de entrepiso es usando aislamiento sísmico en la base. (Naeim & Kelly, 1999)

La aislación sísmica de estructuras es un sistema de control pasivo que brinda protección sísmica a edificios de pequeña y mediana altura. Un edificio sobre un material con baja rigidez lateral como el aislador elastomérico, brinda una base flexible (comparado con la gran rigidez de las columnas en un edificio de base fija, ver diferencia gráfica en la figura 9). Durante el terremoto la base flexible es capaz de filtrar las altas frecuencias del movimiento del suelo y prevenir de daño o colapso al edificio, por ello el aislamiento es una herramienta efectiva de protección sísmica.

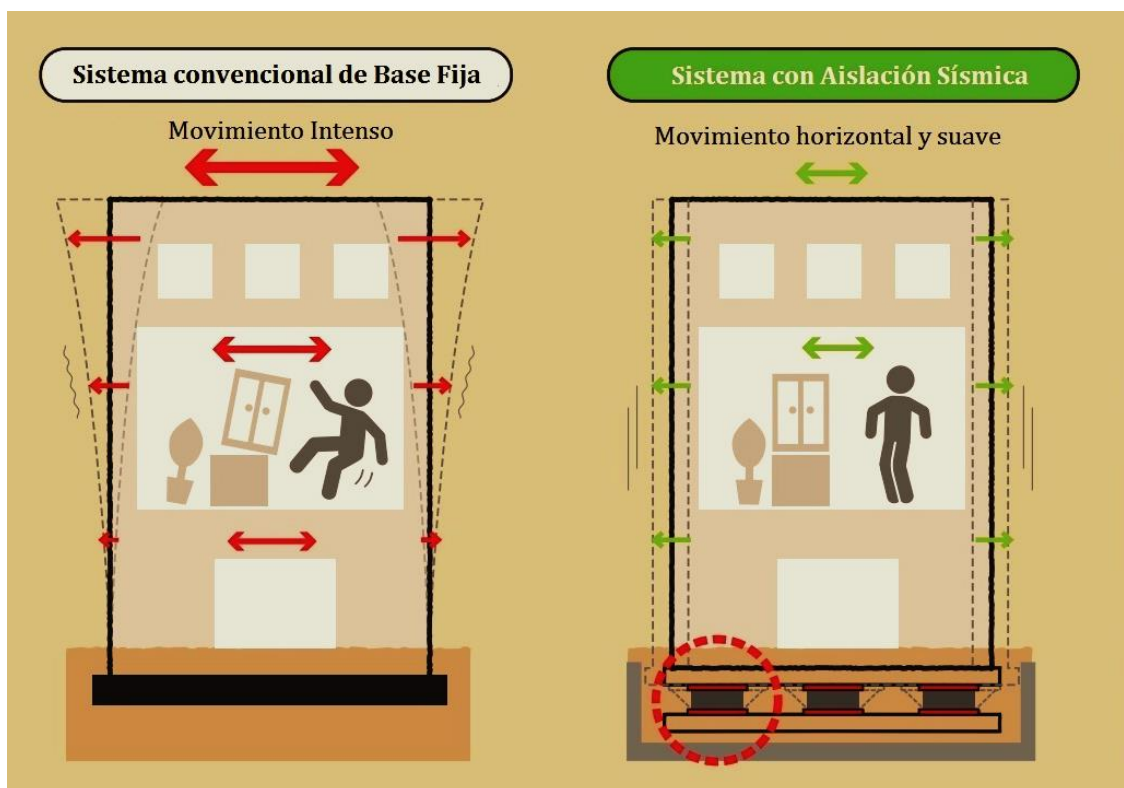


Figura 9. Beneficios del Sistema de Aislamiento Sísmico.

Fuente: http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/leaflet_en_201504.pdf

Al realizar un análisis del comportamiento de diferentes tipos de estructuras con aisladores se comprobó que ciertas estructuras se benefician de la aislación más que otras, siendo la esbeltez y el periodo de vibración los factores más influyentes. (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012)

2.5.1. Objetivo del sistema de aislamiento sísmico

El empleo del sistema de aislamiento sísmico modifica la respuesta dinámica de la estructura con el objetivo de mejorar su desempeño, de esta manera se controla y minimiza el daño en todos los niveles de peligro.

2.5.2. Características de un sistema de aislamiento bien diseñado

Las características más resaltantes del sistema de aislamiento sísmico son:

- Flexibilidad en el nivel de aislamiento para aumentar el período de vibración de la estructura necesaria para reducir la respuesta de la fuerza sísmica lateral.
- Reducción de la respuesta de aceleración de entrepiso para minimizar el daño.
- Disipación de energía absorbida por los dispositivos de aislación para controlar el desplazamiento del sistema de aislamiento.
- Rigidez lateral necesaria en niveles bajos de carga como viento y terremotos menores, rigidez vertical tan alta como una estructura convencional y aumento de amortiguamiento en la superestructura.
- Reducción de daños debido a grandes deformaciones en componentes estructurales y no estructurales
- Minimiza la interrupción del uso de la edificación para mantener su funcionalidad (El edificio permanece operativo después del terremoto y se alcanza el Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata)
- Incorporación de la aislación sísmica en sistemas constructivos alternativos con poca capacidad de ductilidad, como el concreto pre esforzado, concreto prefabricado o muros de ductilidad limitada, en zonas de gran sismicidad como nuestro medio.
- Protección de contenido (el valor de los contenidos puede ser mayor que la estructura, por ejemplo los equipos y máquinas de un hospital o artículos invaluable de un museo, bancos)
- Preservación histórica del edificio (minimizar modificaciones o evitar destrucción del edificio)

- Economía de diseño (el aislamiento sísmico puede ser la solución más económica)
- Protección de Inversiones (reducción de pérdidas económicas a largo plazo)

Una estructura con sistema de aislamiento sísmico consigue el aumento de su periodo fundamental y traslada a la estructura de una zona de alta demanda sísmica a otra de menor demanda sísmica, como se muestra en la figura 10 y 11.

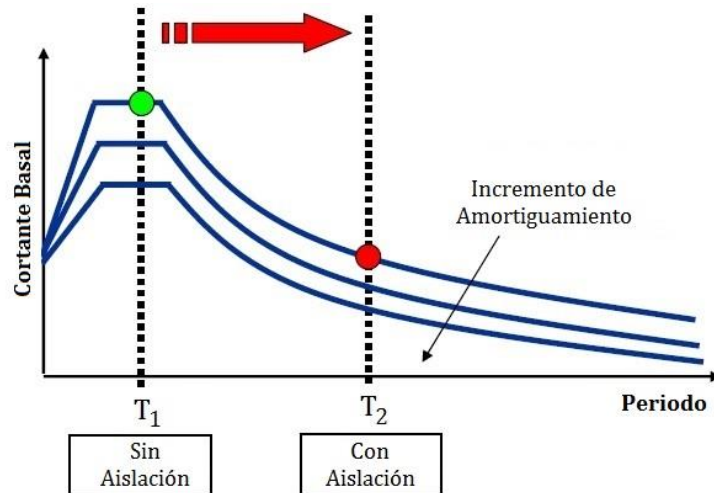


Figura 10. Incremento del Periodo fundamental de la estructura para reducir la fuerza cortante basal.

Fuente: Symans (2004)

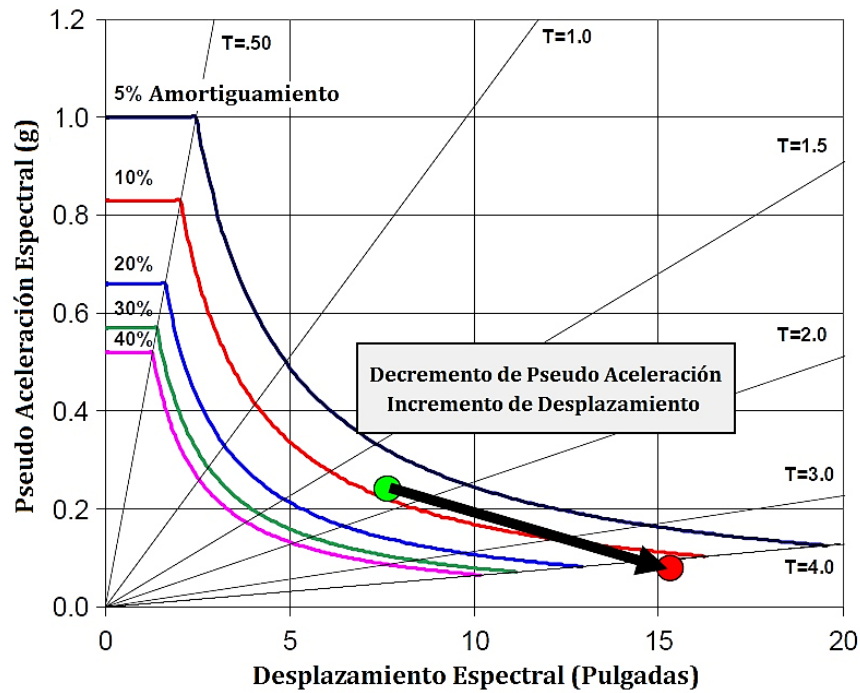


Figura 11. Reducción de la respuesta de aceleraciones debido al empleo de sistemas de aislamiento.

Fuente: Symans (2004)

Al dotarle de aislamiento sísmico a la estructura se obtiene una reducción de la respuesta de aceleración de entrepiso y un mayor desplazamiento relativo concentrado en el nivel de aislamiento. Al lograr reducir las aceleraciones se logra que las fuerzas cortantes se reduzcan, ver figura 12.

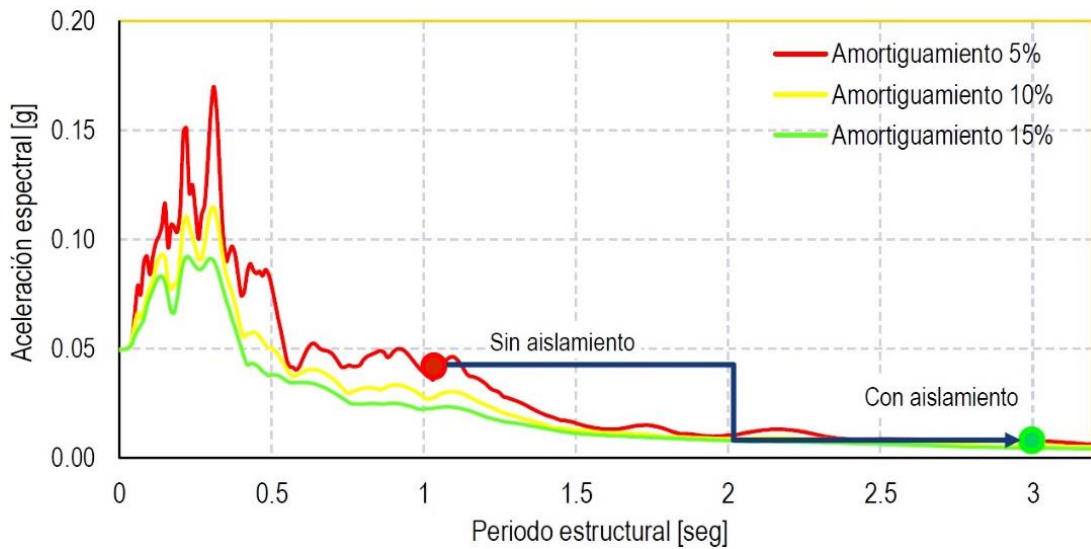


Figura 12. Espectro de aceleraciones, componente N-S / Sismo 2007, Pisco-Perú.

Fuente: Mendo (2015)

A mayor valor de periodo alcanzado se incrementa el desplazamiento lateral en el nivel de aislación ya que los aisladores disipan la energía sísmica en este nivel y se reduce el desplazamiento relativo de entrepiso en la superestructura, ver figura 13.

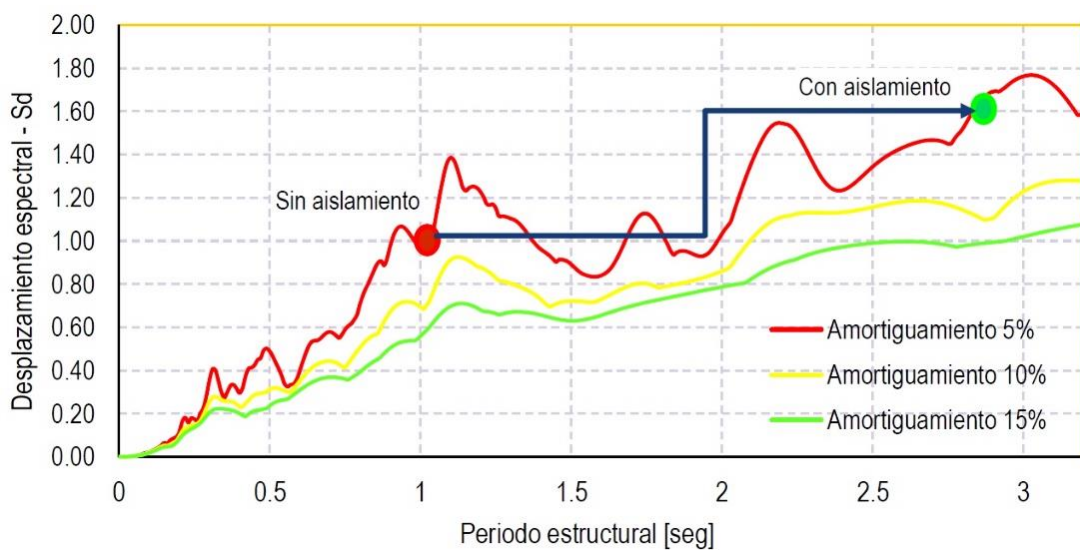


Figura 13. Espectro de desplazamientos, componente N-S / Sismo 2007, Pisco-Perú.

Fuente: Mendo (2015)

2.5.3. Efectividad de los sistemas de aislación sísmica

La efectividad del sistema de Aislación Sísmica es relativa y depende de ciertas condiciones como las condiciones del suelo y la configuración de la estructura.

Más efectivo

- Estructura sobre suelos rígidos o firmes (Ver figura 14)
- Estructura con bajo período fundamental, menores a 1 segundo (Edificio de baja y mediana altura, entre 8 y 10 niveles)
- Estructuras que se puedan desplazar cierta distancia sin colisionar con construcciones vecinas, aproximadamente entre 20 y 50 cm.
- Estructuras que tengan una Relación de esbeltez Altura/Lado menor ≤ 1.5

Menos efectivo

- Estructura sobre suelos blandos (Ver figura 14)
- Estructuras que tengan una Relación de esbeltez Altura/Lado menor > 1.5
- Estructura con alto periodo fundamental (edificio de gran altura, mayores a 10 niveles)
- Estructuras que presenten elevadas tracciones en la base y grandes momentos de volteo, por ejemplo estructuras con gran irregularidad en planta o elevación. (Symans, 2004)

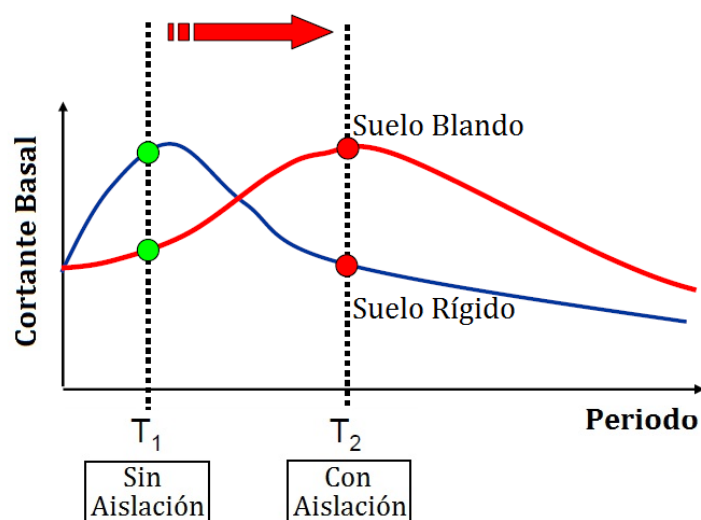


Figura 14. Efecto de las condiciones de suelo en la estructura aislada.

Fuente: Symans (2004)

2.6. Clasificación de los aisladores

Existen diversos tipos de sistemas de aislación, cada uno con sus características como mecanismos de funcionamiento, materiales, costos, estudios teóricos y tipo de estructuras donde es más efectivo emplear un determinado tipo de aislador. Todos estos dispositivos buscan el mismo fin, desacoplar la estructura del movimiento del suelo. Los dispositivos de aislamiento conocidos como aisladores se clasifican principalmente en dos grupos: aisladores elastoméricos y aisladores deslizantes.

2.6.1. Aisladores Elastoméricos

Los aisladores de tipo elastomérico se componen típicamente de placas intercaladas de goma y acero, para alcanzar la adherencia entre estos materiales se procede a vulcanizarlos. Las placas de goma brindan la flexibilidad horizontal para poder desplazar horizontalmente a la superestructura y las placas de acero aportan la rigidez vertical o capacidad de carga.

A). Aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento

Los aisladores de caucho natural o goma natural de bajo amortiguamiento fueron los primeros aisladores en emplearse en sistemas de aislación, son también conocidos como Low Damping Rubber Bearing (LDRB por sus siglas en inglés). Los aisladores elastoméricos se hicieron originalmente solo de caucho natural, más tarde se introdujeron en su interior láminas de acero y se empleó caucho sintético para mejorar las propiedades de su comportamiento. Los aisladores de caucho natural y caucho sintético (como el neopreno) con láminas de acero son muy estables y no muestran fluencia bajo carga a largo plazo. En comparación con el aislador netamente de caucho natural (que mantiene el caucho lateralmente abultado debido a cargas axiales grandes), el uso de láminas de acero en el interior del aislador reduce considerablemente la deformación vertical y horizontal del aislador, las láminas de acero impiden que las capas de caucho se deformen lateralmente bajo cargas axiales debido a la vulcanización del caucho y las láminas de acero, ver figura 15.

Este tipo de aislador posee un comportamiento lineal cuando es sometidos a fuerzas cortantes, la máxima deformación de corte (γ) puede incrementarse hasta un 100%,

la rigidez lateral del aislador es mucho menor que la rigidez vertical, posee la ventaja de una manufacturación simple, fácil modelación analítica, es resistente a ciclos de carga, altas temperaturas y envejecimiento. Debido a la flexibilidad de las propiedades del caucho y al gran rango de deformación por elasticidad, el valor de amortiguamiento crítico que le brinda al sistema es bajo (entre 2 a 3%), por ello presenta poca capacidad de carga axial y necesita de un sistema de amortiguamiento complementario en el nivel de aislamiento como los disipadores de energía. Los aisladores elastoméricos se han utilizado con éxito en edificaciones y otro tipo de estructuras y han funcionado bien durante más de 50 años de servicio. (Symans, 2004).

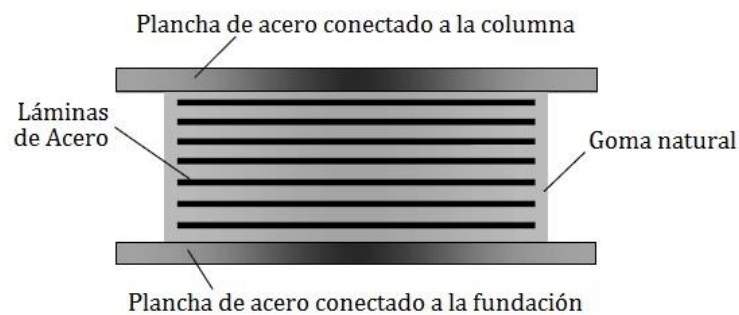


Figura 15. Aislador de goma natural con láminas de acero.

Fuente: Cheng, Jiang, & Lou (2008)

B) Aislador elastomérico de alto amortiguamiento

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento también conocido como high damping rubber bearing (HDRB por sus siglas en inglés) está compuesto sólo de caucho y láminas de acero, este tipo de aislador posee la flexibilidad necesaria (rigidez) y capacidades de disipación de energía en un mismo elemento, no necesita de sistemas complementarios de amortiguamiento. El valor del amortiguamiento crítico es de 10% a 20% (en deformaciones por corte de 100%), un método eficaz para aumentar el amortiguamiento es modificar los compuestos de la goma (independientemente de que la goma sea natural o sintética). La adición de negro de carbón, negro de humo, aceites, resinas u otros tipos de rellenos a la goma natural cambian sus propiedades y da como resultado un mayor amortiguamiento.

Las propiedades mecánicas del aislador dependen de la goma, la presión de contacto, velocidad de carga, historia de carga (scragging), las condiciones de

temperatura y efectos del envejecimiento, la selección de la rigidez y amortiguamiento del aislador está limitado al propio compuesto de la goma.

Posee como valor de módulo de corte (G) entre 50 y 200 psi (3.5 y 14 kg/cm²), los valores de máxima deformación de corte (γ) que alcanza el aislador son grandes y están entre 200% y 350%. Su fabricación es sencilla y para su modelo analítico se puede adoptar un modelo bilineal que ilustra el efecto de la fuerza lateral aplicada sobre el aislador y su desplazamiento correspondiente.

Las desventajas de este tipo de aislador son la reducción de rigidez horizontal y amortiguamiento como consecuencia de la degradación del material cuando están expuestos prolongadamente a elevadas temperaturas y grandes cargas axiales.

Las figuras 16 y 17 muestran los componentes del aislador elastomérico de alto amortiguamiento.



Figura 16. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.

Fuente: INDUSTRIALE (2017)

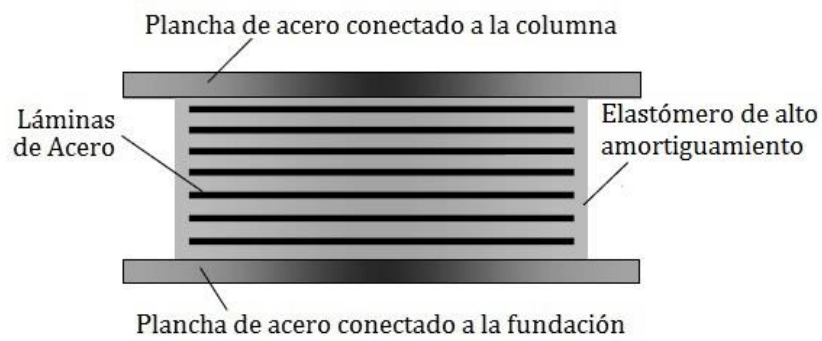


Figura 17. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.

Fuente: Cheng, Jiang, & Lou (2008)

C) Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

El aislador elastomérico con núcleo de plomo también conocido como lead rubber bearing (LRB por sus siglas en inglés) fue inventado en Nueva Zelanda en el año 1975, tiene propiedades semejantes a las del aislador elastomérico de bajo amortiguamiento pero interiormente posee un orificio cilíndrico que contiene plomo y se encuentra en el centro del aislador elastomérico. Una vez que el plomo llena el orificio cilíndrico, ambas partes se convierten en una unidad y forman un aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Durante un evento sísmico si la fuerza lateral es mínima, el aislador es restringido a deformarse horizontalmente por el plomo, si la fuerza lateral es mayor y se alcanza un nivel de deformaciones plásticas tal que el núcleo de plomo se deforma y fluye, el amortiguamiento histerético se desarrolla con energía absorbida por el núcleo de plomo y se logra la disipación energía en forma de calor. Cuando finaliza el evento sísmico, el aislador traslada a la estructura a su posición original (debido a la capacidad de auto centrado que le brinda el sistema aislado a la estructura), mientras el núcleo de plomo recupera las propiedades iniciales del aislador debido a una propiedad importante del plomo llamada: recristalización. (Naeim & Kelly, 1999)

El esfuerzo de fluencia del plomo es de 1500 psi (105 kg/cm²) y se reduce con la repetición de ciclos debido al aumento de temperatura alcanzada, el módulo de corte del aislador (G) varía entre 85 a 100 psi (6 a 7 kg/cm²) a una deformación de corte de 100%. El valor de la deformación máxima de corte (γ) está entre 125% y 200%.

El amortiguamiento equivalente del aislador con núcleo de plomo varía de 15% a 35%. Para su modelamiento analítico generalmente se utiliza un modelo bilineal para representar las características mecánicas del aislador con núcleo de plomo.

Las figuras 18 y 19 muestran los componentes del aislador elastomérico con núcleo de plomo.

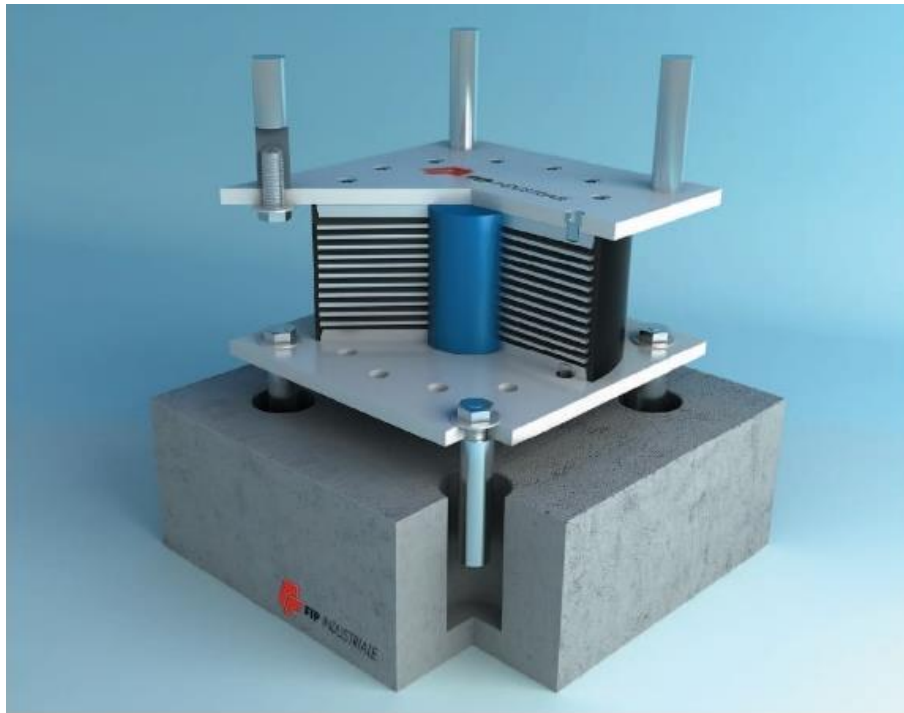


Figura 18. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Fuente: INDUSTRIALE (2017)

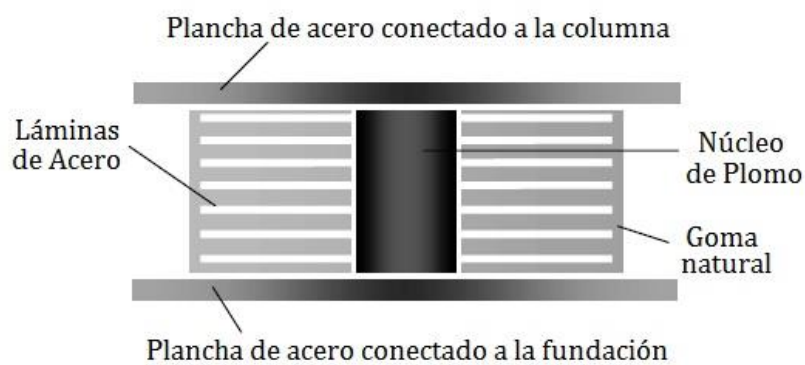


Figura 19. Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo.

Fuente: Cheng, Jiang, & Lou (2008)

2.6.2. Aisladores Friccionales

Este tipo de aisladores se basa en la fricción entre sus superficies tratadas de una unidad de montaje. Algunos sistemas de aislación sísmica combinan las características de aisladores elastoméricos y deslizantes, pero estos dos tipos básicos se utilizan principalmente en las estructuras aisladas. La figura 20 muestra los componentes del aislador friccional

A) Aisladores de Péndulo Friccional

El aislador de péndulo friccional es un tipo de aislador que posee superficies esféricas y cóncavas de deslizamiento para reducir el desplazamiento originado por las demandas sísmicas, estas superficies están recubiertas normalmente con teflón y posee un coeficiente de fricción mínimo de 2.5% y coeficiente de fricción medio de 5.5% aproximadamente. La fuerza lateral impuesta por el evento sísmico impulsa al aislador en direcciones horizontales y verticales.

La fricción estática es una gran característica del aislador del péndulo de fricción, una vez que la fuerza horizontal sísmica impuesta supera la resistencia de la fricción, la articulación deslizante se activa y se mueve a lo largo de la superficie esférica, la disipación de energía se logra mediante la fricción en forma de calor.

Una de las características de este tipo de aislador es la restitución de la estructura a su posición inicial después de un evento sísmico, la componente de la carga vertical aplicada a lo largo de la dirección tangencial a la superficie esférica ayuda al aislador a posicionarse otra vez al centro. El movimiento se detiene cuando la fricción es igual o mayor que la componente de la carga vertical aplicada.

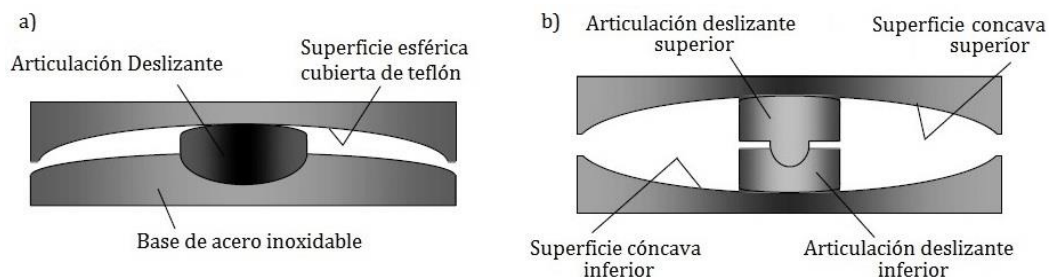


Figura 20. a) Aislador de Péndulo Friccional b) Aislador de Péndulo Friccional de doble superficie cóncava.

Fuente: Cheng, Jiang, & Lou (2008)

El aislador de péndulo friccional tiene un nivel de mantenimiento bajo. El teflón recubierto sobre el acero inoxidable protege eficazmente la superficie de deslizamiento de la corrosión. Dado que la articulación deslizante resbala sólo durante un terremoto, el teflón recubierto puede durar toda la vida del diseño. Además, los efectos de envejecimiento y las variaciones de temperatura apenas afectan las propiedades mecánicas del aislador. (Cheng, Jiang, & Lou, 2008)

Actualmente existen tres tipos de aisladores friccionales: Aislador friccional de péndulo simple, aislador friccional de péndulo doble y aislador friccional de péndulo triple. En comparación con el aislador de fricción con una única superficie cóncava, el uso de superficies cóncavas dobles y triples puede lograr el mismo movimiento horizontal con un tamaño de aislador reducido debido a que el movimiento horizontal del aislador es aportado por un número mayor de superficies cóncavas superiores e inferiores. En las figuras 21, 22 y 23 se muestran los diferentes tipos y componentes de los aisladores friccionales. En las figuras 24, 25 y 26 se muestran los prototipos de ensayo de los diferentes aisladores friccionales.

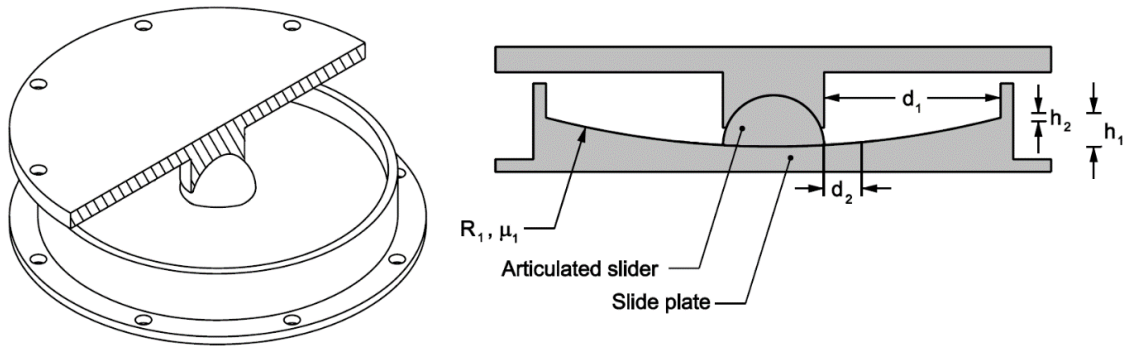


Figura 21. Aislador friccional de péndulo simple.

Fuente: Fenz & Constantinou (2008)

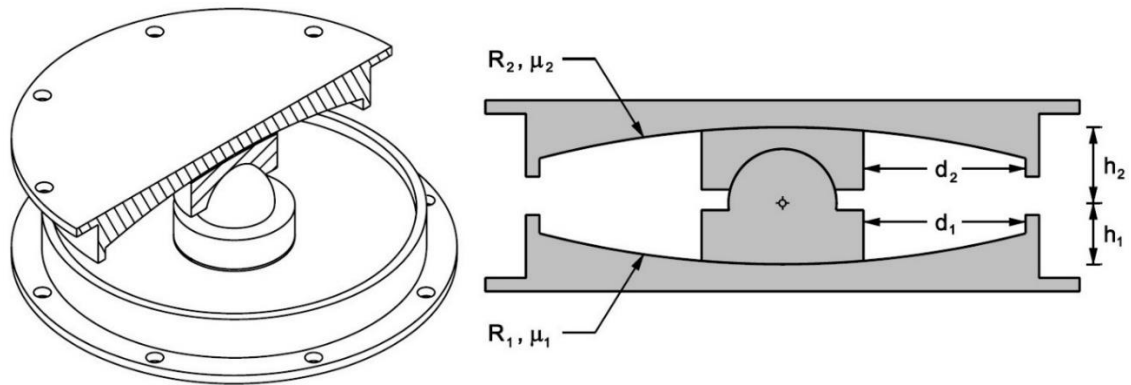


Figura 22. Aislador friccional de péndulo doble.

Fuente: Fenz & Constantinou (2008)

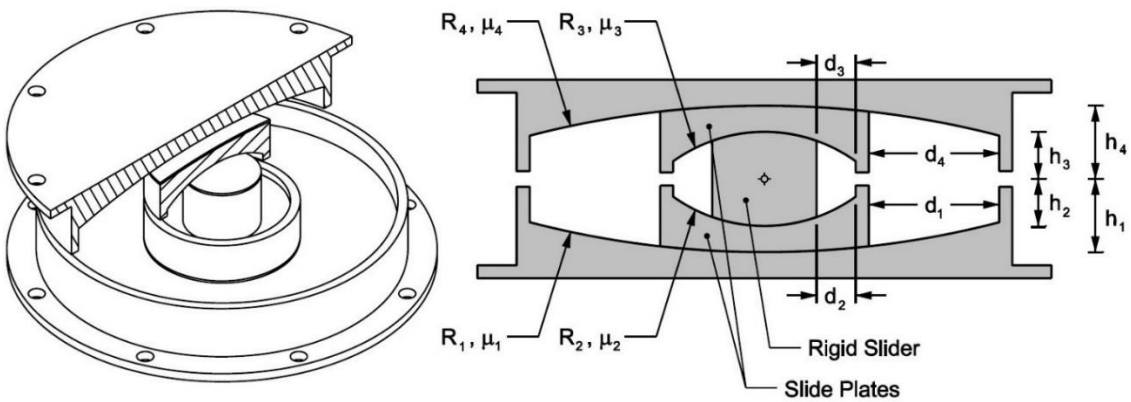


Figura 23. Aislador friccional de péndulo triple.

Fuente: Fenz & Constantinou (2008)



Figura 24. Fotografía de un Aislador friccional de péndulo simple ensayado.

Fuente: Fenz & Constantinou (2008)

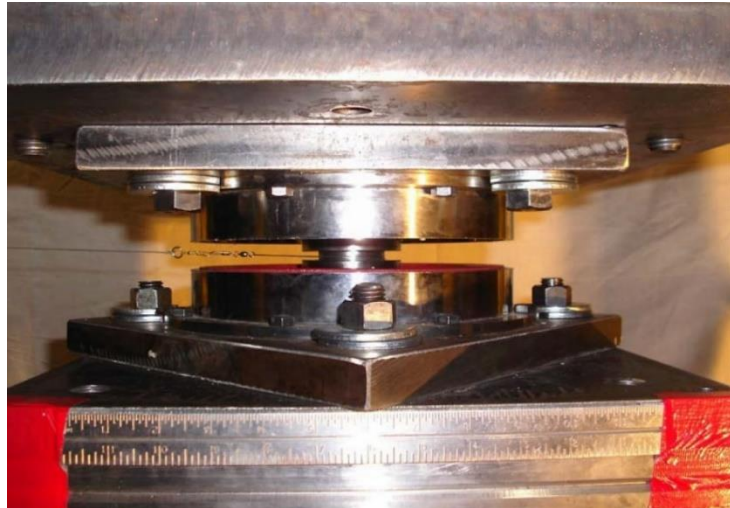


Figura 25. Fotografía de un Aislador friccional de péndulo doble ensayado.

Fuente: Fenz & Constantinou (2008)

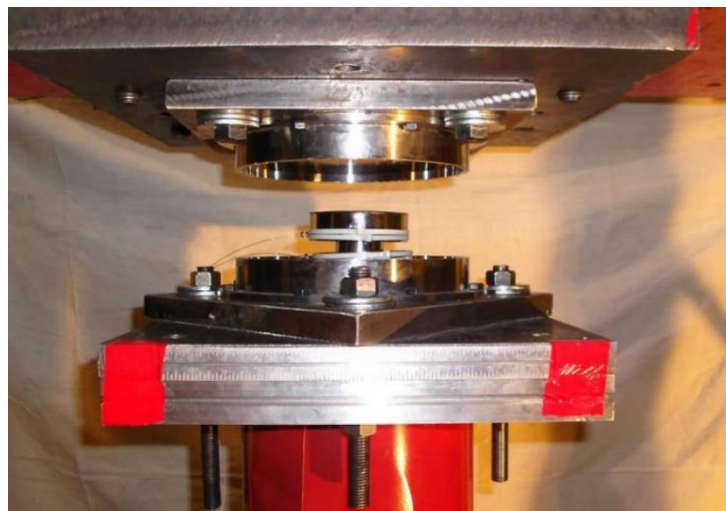


Figura 26. Fotografía de un Aislador friccional de péndulo triple ensayado.

Fuente: Fenz & Constantinou (2008)

B) Deslizadores

El aislador friccional del tipo deslizador posee superficies deslizantes planas, la fuerza lateral que genera el terremoto es resistida por el producto de la carga vertical (peso propio de la estructura) y el coeficiente de fricción aplicado al deslizador. En las figuras 27 y 28 se muestran los componentes de los deslizadores.

La principal desventaja de emplear solamente deslizadores como sistema de aislación es que la estructura del edificio no posee la capacidad de restitución (movimiento de la estructura hacia su posición original) después de un evento sísmico, esto se debe a que una vez que el terremoto finaliza, la fuerza lateral impuesta es menor que la resistencia generada por la fricción, el movimiento de la estructura se detiene y hace que la estructura se mantenga a cierta distancia de su posición original, las réplicas pueden forzar a la estructura a moverse desde la posición parada a otra aún más lejana. En consecuencia, el movimiento del edificio podría exceder el rango del aislador y resultar en la falla de los deslizadores, es por ello que el sistema requiere un mecanismo suplementario de auto centrando para evitar el desplazamiento permanente de la estructura.



Figura 27. Aislador friccional de tipo Deslizador.
Fuente: FIP INDUSTRIALE (2017)

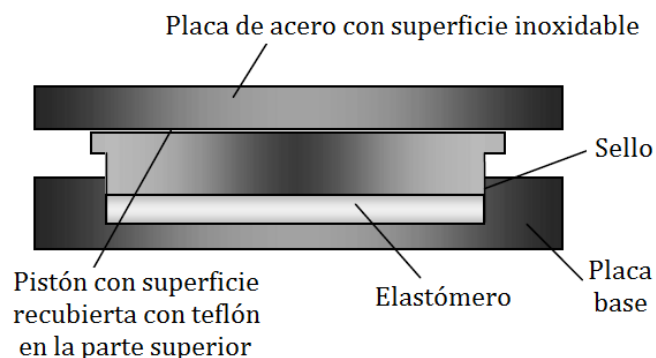


Figura 28. Aislador friccional de tipo Deslizador.
Fuente: Cheng, Jiang, & Lou (2008)

Una aplicación muy común en el aislamiento sísmico es instalar diferentes tipos de aisladores en un mismo sistema de aislación, por ejemplo la combinación de aisladores elastoméricos y deslizadores en el nivel de aislamiento. Los aisladores elastoméricos se emplean con el objetivo de resistir la fuerza sísmica lateral y ofrecen fuerza de recuperación o restitución, mientras que los deslizadores están diseñados para soportar las cargas verticales, limitar la fuerza cortante transferida dentro de la superestructura y su costo es mucho menor que cualquier otro tipo de aislador. Otra característica de los deslizadores es que no incrementan el periodo natural de la estructura. En la figura 29 se muestra la diferencia entre los lazos históricos de los diferentes dispositivos de aislación.

El rendimiento del sistema de aislación sísmica se basa principalmente en el tipo y la ubicación de los dispositivos, una distribución incorrecta puede generar el colapso de los dispositivos y la estructura a causa de grandes fuerzas de tracción, torsión excesiva, enorme excentricidad, gran carga axial, vuelco, grandes irregularidades en planta y elevación, mal cálculo de la distancia máxima de desplazamiento.

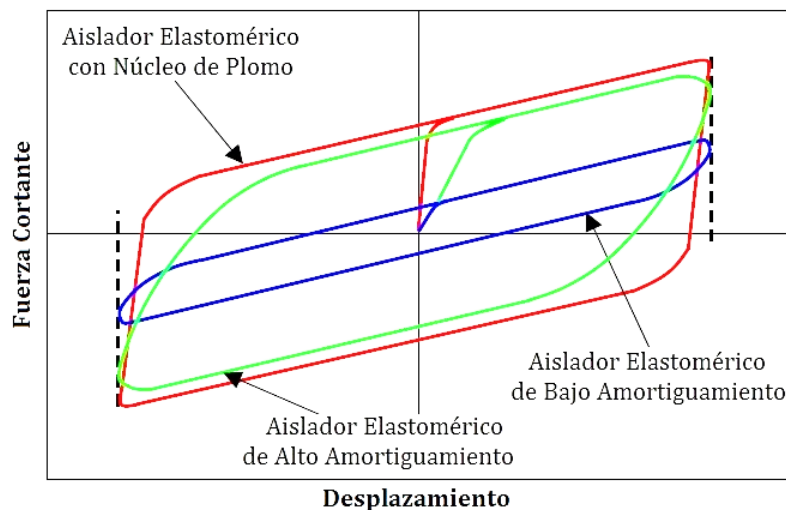


Figura 29. Diagrama Histerético de los distintos Sistemas de Aislación.

Fuente: Symans (2004)

2.7. Desarrollo Histórico de Códigos de Diseño para Estructuras Aisladas

El uso de códigos de diseño para sistemas de aislamiento sísmico se inició en 1980 por la BSB (Building Safety Board of California) con un documento titulado “An Acceptable Method for Design and Review of Hospital Buildings Utilizing Base Isolation”.

En 1986 la SEAOC publica un libro conocido como *Yellow book* titulado “Tentative Seismic Isolation Design Requirements” enfatizando el diseño por el método (Estático) de Fuerza Lateral Equivalente, en 1990 la SEAOC publica el libro conocido como *Blue book* titulado “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, en el que presenta el Apéndice 1L titulado “Tentative General Requirements for the Design and Construction of Seismic-Isolated Structures”.

En 1991 el UBC (Uniform Building Code) presenta una regulación con un Apéndice titulado “Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures” similar al *Blue Book* de 1990 de la SEAOC, modificándose en 1994 y 1997 donde ya contaba con métodos dinámicos de diseño.

En 1994 la NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 222-Provisions; FEMA 223-Commentary) publica en su sección 2.6: “Provisions for Seismically Isolated Structures” que está basado en el documento de la UBC de 1994 pero modificado para el diseño por Esfuerzos Admisibles ASD y de aplicabilidad nacional.

En 1996 la SEAOC publica el libro titulado “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”.

En 1997 el UBC (Uniform Building Code) presenta un apéndice titulado “Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures” similar al publicado en 1991 y 1994. Este mismo año la NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 302 – Provisions; FEMA 303 - Commentary) publica su capítulo 13 titulado “Seismically Isolated Structures Design Requirements” basado en el UBC de 1997.

En 1999 la SEAOC publica su capítulo 1 titulado “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”.

En el 2000 la NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 368 – Provisions; FEMA 369 - Commentary) presenta su capítulo 13 titulado “Seismically Isolated Structures Design Requirements”. Este año el Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings

(FEMA 356) su capítulo 9 titulado “Seismic Isolation and Energy Dissipation”. También este año el IBC (Internacional Building Code) publica en su Sección 1623: “Seismically Isolated Structures” basado en las NEHRP Provisions de 1997, similar al FEMA 356. (Symans, 2004)

En el 2006 el International Council for Research and Innovation in Building and Construction (CIB), del Earthquake Engineering and Buildings (W114) y del Japan Society of Seismic Isolation (JSSI) propusieron el “International Project on Performance based Design of Seismically Isolated Buildings” conocido como CW2012 con el objetivo de crear un procedimiento mundialmente común de análisis y diseño de edificios aislados sísmicamente.

La regulación más reciente publicada está dada por la American Society of Civil Engineers (ASCE 07-10) publicada el 2010, cuenta con el Capítulo 17 titulado “Requerimientos de Diseño Sísmico para Estructuras Aisladas Sísmicamente”.

En Latinoamérica el país que cuenta con una reglamentación sobre aislación sísmica es Chile, el Instituto Nacional de Normalización publicó en el 2003 su norma NCh 2745, 2003 titulada “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica; debido al sismo sufrido el 27 de febrero del 2010 en Chile y con el objetivo de corregir los aspectos técnicos que dificultaban la aplicación de su norma, recientemente ésta se actualizó y publicó en Octubre del 2013 (PrNCh 2745, 2013).

Está en elaboración la Norma peruana de regulación para el empleo de Sistemas de Protección Sísmica, se espera su pronta publicación, por lo pronto se publicó el “Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico 2018”.

CAPÍTULO III. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

3.1. Ubicación

3.1.1 Localización del proyecto

El proyecto Aulario PUCP se encuentra ubicado dentro del campus universitario de la Pontificia Universidad Católica Del Perú (PUCP), Av. Universitaria, en el distrito de San Miguel, departamento de Lima. El aulario se ubica a un lado de la facultad de ciencias e ingeniería, en la figura 30 se puede ver con línea roja el perímetro de la Universidad y en la figura 31 se observa el Proyecto Aulario PUCP sombreado de color rojo, integrando la zona adyacente al muro inca (zona patrimonial) ubicado dentro del campus.



Figura 30. Ubicación del Campus de la PUCP, el proyecto Aulario PUCP se encuentra en color azul.

Fuente: Google Hearth

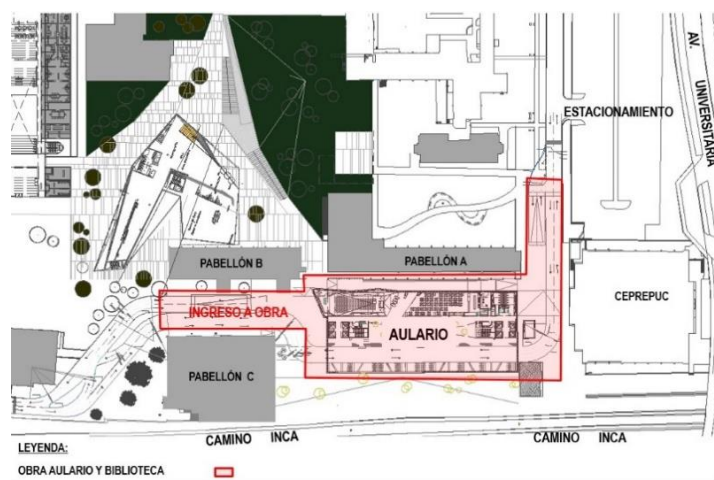


Figura 31. Ubicación del Proyecto Aulario PUCP.

Fuente: Elaboración propia.

3.2. Descripción del proyecto

El proyecto Aulario PUCP, tiene un área de construcción aproximada de 17 117.26 m² conformado por 03 sótanos y 07 pisos de aulas. En la figura 32 se muestra una sección en elevación del proyecto, en el que se diferencian entre los sótanos y los niveles superiores de la edificación.

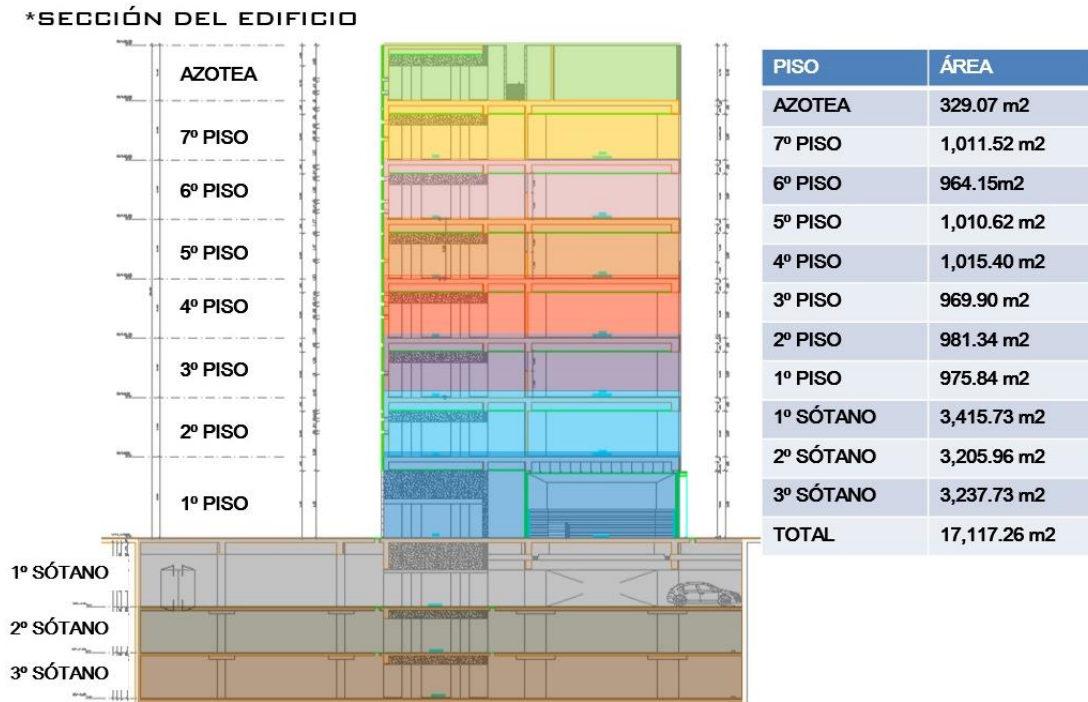


Figura 32. Proyecto Aulario PUCP.

Fuente: Propia (Vista en elevación).

3.3. Ingeniería del proyecto

3.3.1. Arquitectura

El proyecto del edificio de aulas y estacionamientos se desarrolla en un área de terreno igual a 3415 m², y se ubica a un lado de la facultad de ciencias e ingeniería.

El proyecto cuenta con una altura total = 29.60 m. Consta de 03 sótanos para estacionamiento, 01 piso para auditorio y cafetería, 06 pisos de aulas y azotea.

3.3.2. Estructuras

El proyecto posee las siguientes características:

- 03 sótanos (3,300 m² aprox. por nivel) y una profundidad de 12 metros (4m por nivel).
- Se considera el uso de muro pantalla, para no afectar las unidades vecinas.

- El complejo contiene aisladores sísmicos en dos niveles distintos, los cuales se están colocando en el nivel +/-0.00m (soportando las Aulas desde el primer nivel hasta el séptimo nivel) y en el nivel -11.05m (soporta la caja de ascensor desde el sótano 3 hasta el séptimo nivel).
- Los niveles de aulas, con 1000 m² aprox. Cada nivel tiene techo aligerado, con algunas zonas de losas macizas.
- Posee volados, los cuales son de estructuras metálicas con techos de losas colaborantes.

3.3.3. Instalaciones Sanitarias

El presente proyecto se refiere al diseño de las Instalaciones Sanitarias del edificio denominado "PROYECTO AULARIO PUCP" de Propiedad de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Los trabajos que comprende el desarrollo del área de instalaciones sanitarias comprenden la implementación de:

- Red de Distribución de agua fría para los SS.HH en todos los niveles del edificio y grifos de riego.
- Sistema de Desagüe, que capta las aguas servidas que provienen de cada uno de los servicios sanitarios de cada piso y que trabajará por gravedad almacenándose en una cámara de desagüe ubicado enterrado en el sótano 3 y que a su vez se impulsará a un buzón existente de la red privada de la PUCP.
- Sistema de drenaje pluvial que descargará hacia el subsuelo.

3.3.3.1. Tuberías Flexibles

El tener una edificación construida con aislamiento sísmico y garantizar el buen comportamiento frente a una amenaza sísmica conlleva a utilizar elementos especiales (Tuberías Flexibles) para el correcto funcionamiento del sistema.

En las figuras 33 y 34 se muestran las tuberías flexibles y sus componentes, que son de uso esencial en las juntas sísmicas debido a los desplazamientos horizontales que genera un evento sísmico en edificaciones aisladas, estos accesorios poseen gran capacidad de deformación por desplazamiento.

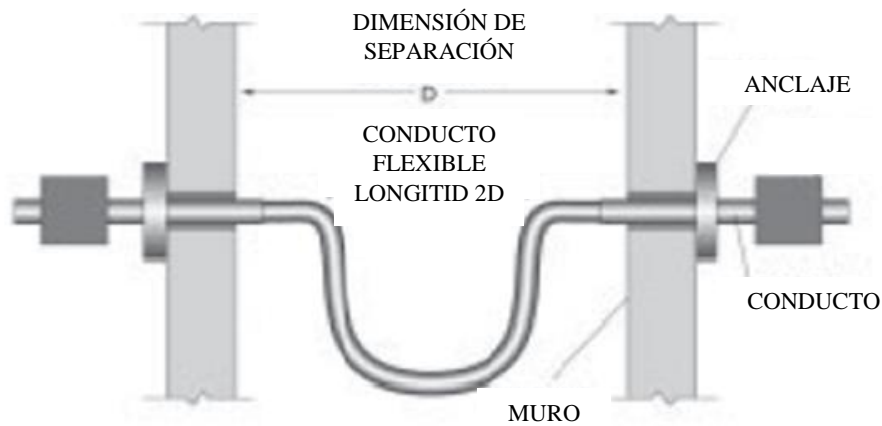


Figura 33. Conexión flexible que atraviesa la junta sísmica (FEMA 413).

Fuente: SIRVE (2012)

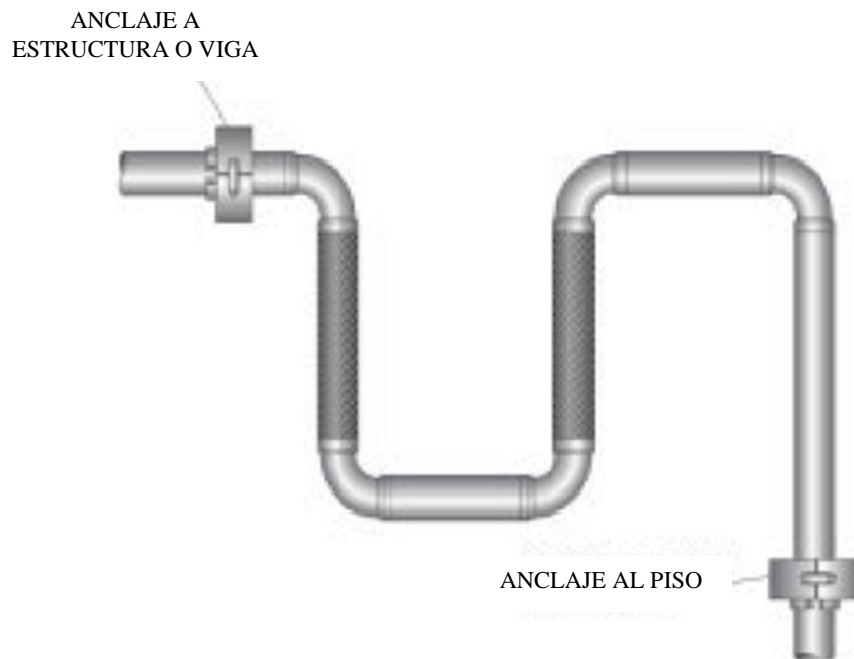


Figura 34. Conexión flexible entre tuberías (FEMA 414)

Fuente: SIRVE (2012)

En las figuras 35 y 36 se muestran las conexiones flexibles empleadas en el proyecto Aulario PUCP.



Figura 35 Conexión flexible entre tuberías (FEMA 414)

Fuente: Propia.



Figura 36. Conexión flexible entre tuberías (FEMA 414)

Fuente: Propia.

El diseño y la documentación requerida para las conexiones flexibles de elementos que atraviesan las juntas sísmicas del edificio aislado depende de 3 aspectos: la importancia del elemento no estructural, la necesidad de que las conexiones queden operativas durante y después del sismo, y del factor de importancia de ocupación de la estructura. (SIRVE, 2012)

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON SISTEMA DE AISLACIÓN

Una estrategia alternativa a la técnica tradicional de diseño es el aislamiento sísmico en la base de la estructura, de manera que se reduce las solicitaciones sísmicas en vez de aumentar la capacidad de la estructura. Por lo tanto, se presenta una solución práctica que minimiza los daños en edificios debido a eventos sísmicos.

4.1. Antecedentes del proyecto

4.1.1. Normas y reglamentos usados

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) 2009

Norma E-020- Cargas

Norma E-030- Diseño Sismo resistente-2016

Norma E-060- Concreto Armado

Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico - 2018

Norma Americana ASCE/SEI 7-2010

Capítulo 17- Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures.

Se tomó como referencia bibliográfica para el diseño del sistema de aislamiento el libro de Fazard Naeim and James Kelly “Design of seismic isolated structures”.

4.1.2. Características del proyecto

Ubicación: El proyecto está ubicado en el distrito de San Miguel, Lima.

Área construida: El área aproximada es de 3250 m².

Número de bloques: Para este caso se analizó 1 bloque, el cual tiene 7 pisos y 3 sótanos.

4.1.3. Características del sistema de aislamiento

Nivel de Aislamiento: El proyecto presenta 2 niveles de aislamiento, uno es el Nivel General de Aislación Nivel +/-0.00 y el otro es el Nivel de Aislación del Pit de los ascensores Nivel -11.05.

Tipo de dispositivo a usar: En la presente Tesis el sistema de aislamiento está conformado por aisladores elastoméricos de caucho natural con núcleo de plomo (Politetrafluoretileno). En la figura 37 se muestra el modelo matemático de la estructura aislada en el software Etabs 2016.

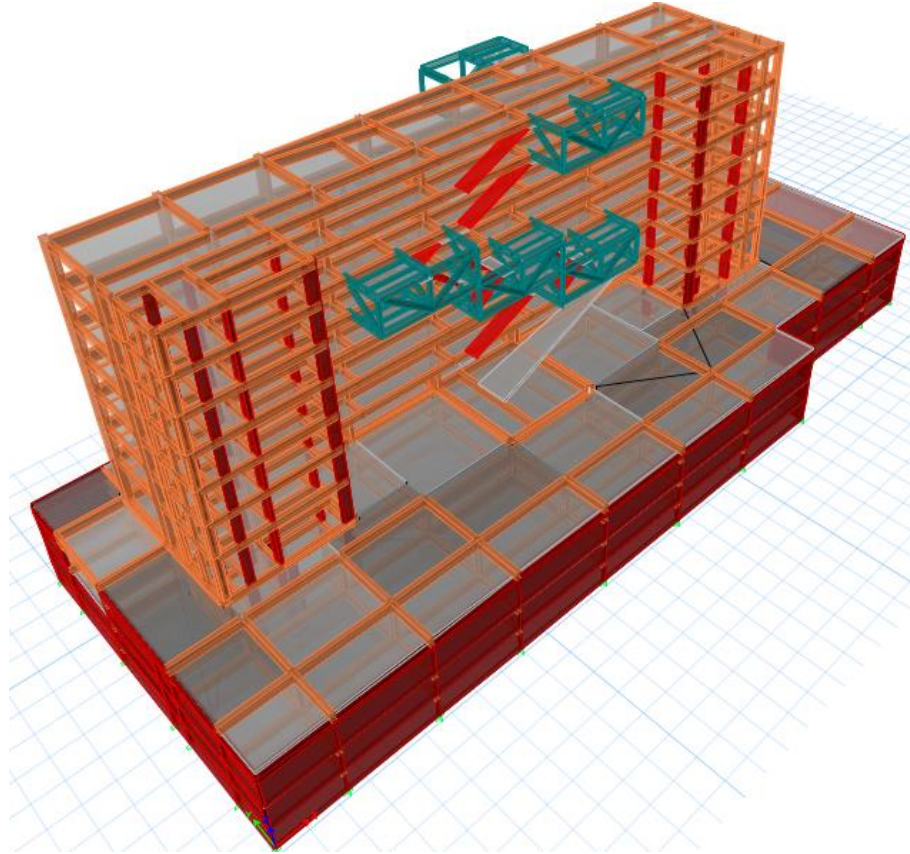


Figura 37. Estructura Aislada

Fuente: Elaboración propia. (Vista en 3D)

Se está respetando la caracterización original del Proyecto Aulario PUCP, estructura con sistema de aisladores Elastoméricos, Se empleó este tipo de dispositivo ya que posee características estructurales importantes (Los aisladores elastoméricos con Núcleo de Plomo brindan a la estructura gran amortiguamiento y rigidez).

Tanto los aisladores Elastoméricos como los Aisladores de Péndulo Friccional poseen un buen desempeño ante eventos sísmicos, pero una ventaja de los aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo es que son más comerciales que los aisladores de tipo Péndulo Friccional, debido a su mayor empleo y difusión (Tanto en información para el diseño, construcción, mayor número de proveedores y mayor número de edificios aislados localmente con aisladores elastomérico).

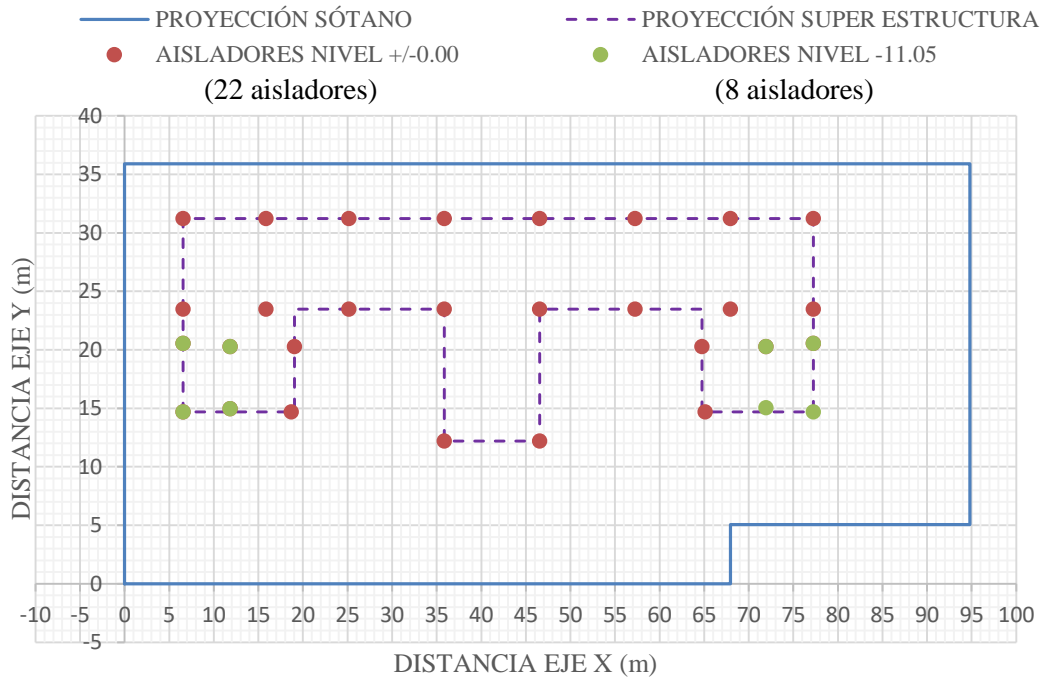


Figura 38. Vista en planta de la Estructura Aislada

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 38 se observa que en el nivel +/- 0.00 existen 22 aisladores y en el nivel - 11.05 (Pit de ascensores) existen 8 aisladores.

En la figura 39 se muestra una vista en planta de la estructura aislada modelada en el software Etabs 2016.

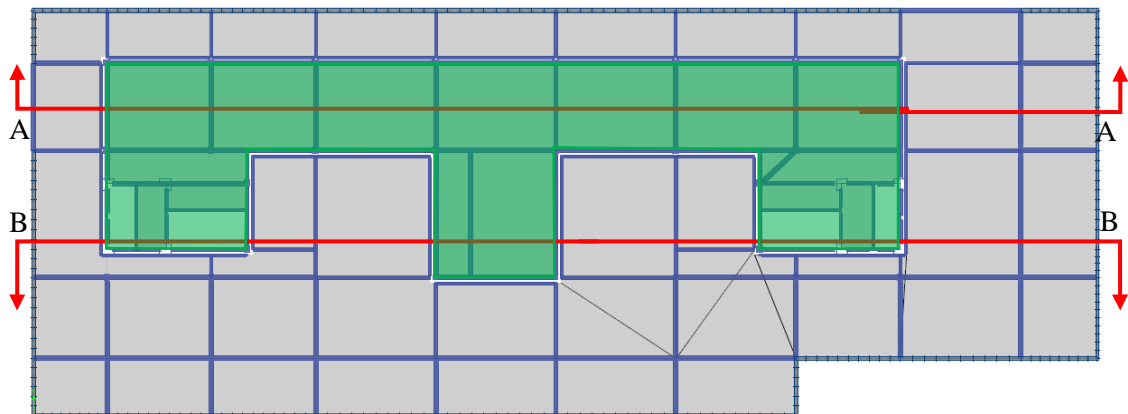


Figura 39. Vista en planta de ubicación de aulas (verde) y Sótanos (Azul).

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 40 y 41 se muestran los cortes en elevación A-A y B-B de la estructura aislada modelada en el software Etabs 2016.

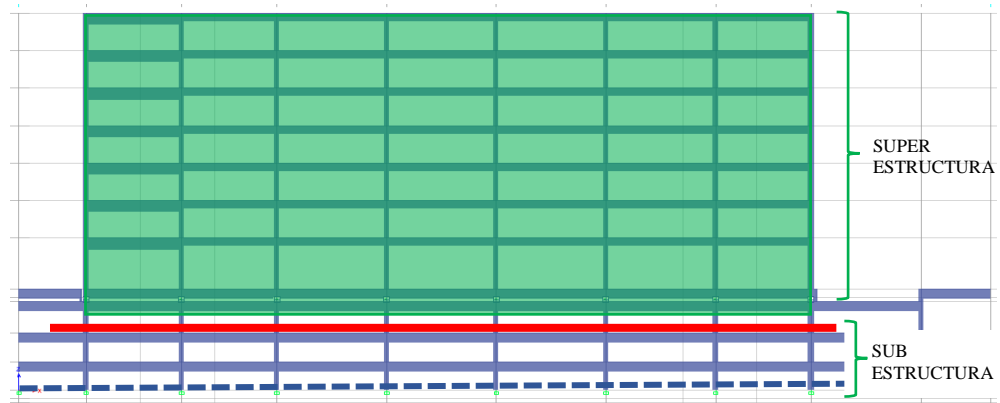


Figura 40. Corte A-A / Nivel general de Aislamiento Nivel +/-0.00 (Línea Roja)

Fuente: Elaboración propia (Vista en elevación).

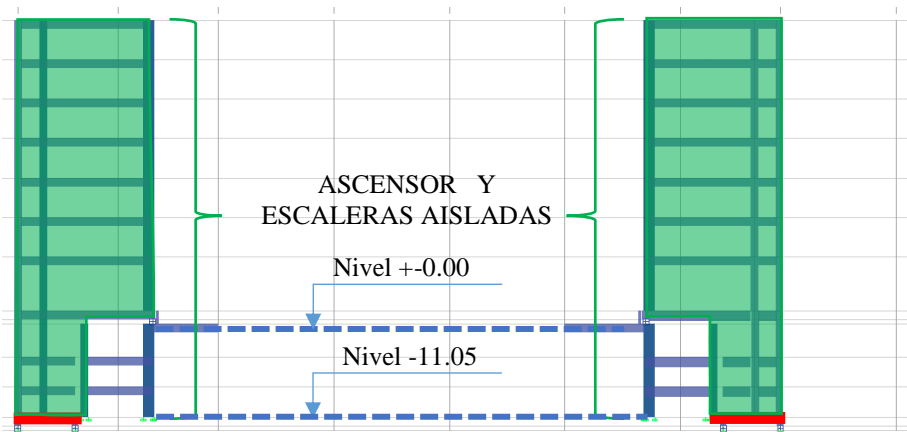


Figura 41. Corte B-B / Nivel de Aislamiento del Pit de Ascensor Nivel -11.05 (Línea Roja).

Fuente: Elaboración propia (Vista en elevación).

El procedimiento de diseño consiste en un proceso iterativo en el cual se varían las propiedades dinámicas y geométricas de los aisladores, además de la distribución de los elementos, con la finalidad de controlar las distorsiones de entrepiso, disminuir las aceleraciones de la estructura y reducir los esfuerzos en los elementos estructurales.

Inicialmente se establecen el periodo objetivo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, luego se procede a calcular el desplazamiento para el sismo de diseño y el desplazamiento total, empleando el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, mencionado en el Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico – 2018.

4.2 Procedimiento de Fuerzas Estáticas Equivalentes

El Análisis Estático Lineal Equivalente usando propiedades efectivas del aislador es empleado generalmente en el Diseño Preliminar.

4.2.1 Desplazamiento Traslacional

$$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4 * \pi^2 * B_M} \quad \dots (6) \text{ Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico}$$

Donde:

- D_M : Desplazamiento Máximo de la estructura aislada.
- S_{aM} : Ordenada del Espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo. (m/s²)
- T_M : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociada al desplazamiento traslacional D_M en la dirección de análisis (s).
- B_M : Coeficiente de amortiguamiento, que depende del amortiguamiento objetivo de la estructura aislada. Ver tabla 01

Tabla 1. Factor de Amortiguamiento B_M

Amortiguamiento Efectivo β_M (%)	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Fuente: ASCE/SEI 7-10.

La presencia de grandes aceleraciones puede incrementar el valor óptimo de amortiguamiento, se ha observado que en general, se requiere no más de 15% de amortiguamiento en estructuras con sistema de aislación. (Thakkar & Jain, 2004) El valor de Amortiguamiento Efectivo empleado en el presente trabajo es $\beta_M = 15\%$, interpolando los valores de la tabla 1, se obtiene un valor de $B_M = 1.35$.

4.2.1.1 Parámetros sísmicos para el cálculo del Espectro Elástico de Pseudo Aceleraciones (S_{aM})

- $Z=0.45$ Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4
- $U=1.00$ Factor de Uso e Importancia: (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico – 2018, Art. 4 Nomenclatura, N° 30)
- $C=0.476$ Factor de amplificación sísmica $T_P < T_L < T$ $C=2.5*(T_P/T)$ ($T_P=0.4s$; $T_L=2.5s$; $T=2.1s$)
- $T=2.1s$ Periodo Objetivo de Diseño (El periodo fundamental de la estructura de base fija es de 0.494 segundos, para el cálculo preliminar el periodo objetivo de la estructura aislada fue proyectado a cuadruplicar el periodo de la estructura con Base Fija igual a 1.98 segundos. Al realizar el análisis modal de la estructura de base aislada se obtuvo un periodo fundamental de 2.092 segundos, por ello se asumió finalmente un periodo objetivo de 2.1 segundos)
- $S=1.00$ Factor de Suelo ($Z=0.45$; Tipo de suelo: Suelo tipo S_1). Valor obtenido del estudio de suelos.
- Categoría de edificación: A1. Aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural.
- $R_{X,Y}=1$ Coeficiente de reducción de fuerzas (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico Art. 27.1.1 Fuerzas obtenidas del Análisis Dinámico sin reducción)

$$S_{aM} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} g = \frac{0.45 * 1.00 * 0.476 * 1.00}{1} * 9.8m/s^2 = 2.10m/s^2$$

$$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4 * \pi^2 * B_M} = \frac{(2.10m/s^2) * (2.1s)^2}{4 * \pi^2 * 1.35} = 0.174m$$

4.2.2 Desplazamiento Total:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) * \left(\frac{12 * e}{b^2 + d^2} \right) \right] \text{ (Proyecto Norma Técnica Aislamiento Sísmico, 2018)}$$

Donde:

D_{TM} : Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

$D_M=0.174m$ Desplazamiento de la estructura aislada.

$y=11.19\text{m}$	Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés (aislador más distante).
$e=3.54\text{m}$	Excentricidad accidental, considerada como el 5% del lado perpendicular al sismo en análisis.
$b=16.525\text{m}$	Dimensiones en planta de la estructura. (Ancho estructura aislada)
$d=70.70\text{m}$	Dimensiones en planta de la estructura. (Largo estructura aislada)
P_T :	Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento.

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \dots (\text{Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico, 2018})$$

$r_a=6.05\text{m}$	Radio de giro del sistema de aislamiento, el cual es igual a $(1/12)(b^2+d^2)^{1/2}$ en sistemas de aislamiento con planta de dimensiones $b \times d$.
$N=30$	Número de aisladores.
x_i, y_i	Distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento y el aislador i -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento, en mm.

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} = \frac{1}{6.05} \sqrt{\frac{20892.95}{30}} = 4.36 \text{ u}$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) * \left(\frac{12 * e}{b^2 + d^2} \right) \right] = 0.174 \left[1 + \left(\frac{11.19}{4.36^2} \right) * \left(\frac{12 * 3.54}{16.525^2 + 70.70^2} \right) \right] = 0.177$$

El desplazamiento total se emplea en la distancia de la junta sísmica, como se puede observar el valor del desplazamiento total tiene aproximadamente el mismo valor del desplazamiento de diseño y de longitud mínima, por ello se establece un valor prudente de junta sísmica de 35 cm.

4.2.3 Parámetros iniciales de la estructura aislada

Parámetros objetivos:

- Periodo objetivo Sismo de Diseño: $T_D=2.1$ seg.
- Amortiguamiento objetivo Sismo de Diseño: $BD=15\%$

Desplazamientos:

- Desplazamiento Traslacional (D_M): $D_M= 17.39$ cm
- Desplazamiento Total (D_{TM}): $D_{TM}= 17.70$ cm

Se debe de tener en cuenta que el desplazamiento de diseño es tomado inicialmente como punto de partida del procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente en la etapa de diseño preliminar y luego fue verificado con los resultados del Análisis Tiempo Historia.

4.2.4 Propiedades geométricas de los aisladores

Luego de obtener los parámetros iniciales se procede a calcular los parámetros geométricos del sistema de aislamiento sísmico.

Diámetro:

El diámetro de los aisladores sísmicos depende de la carga axial que soporta, tanto para el estado de desplazamiento cero como para el desplazamiento total máximo. Los parámetros usados para el cálculo del diámetro de los aisladores con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing o LRB por sus siglas en inglés) son asumidos en la fase de diseño, los diámetros asumidos en el presente proyecto son tomados como referencia del catálogo del fabricante:

Diámetro (LRB A)= 90 cm

Diámetro (LRB B)= 80 cm

Altura:

El aislador sísmico de tipo elastomérico presenta capas de caucho con acero. Para el cálculo de las propiedades dinámicas del aislador se hace uso de la altura solo del caucho.

La altura asumida es:

Altura H (LRB A)= 25.50 cm

Altura H (LRB B)= 25.50 cm

Diámetro del Plomo:

El diámetro del plomo aporta amortiguamiento y rigidez al aislador y a todo el sistema de aislamiento, permitiendo así el retorno de la estructura a su estado normal después de un evento sísmico. El diámetro de plomo asumido es:

Diámetro del Plomo (LRB A) = 20 cm.

Diámetro del Plomo (LRB B) = 15 cm.

4.2.5 Propiedades dinámicas de los aisladores

Las propiedades dinámicas del aislador se muestran en la figura 42 Fuerza-Desplazamiento.

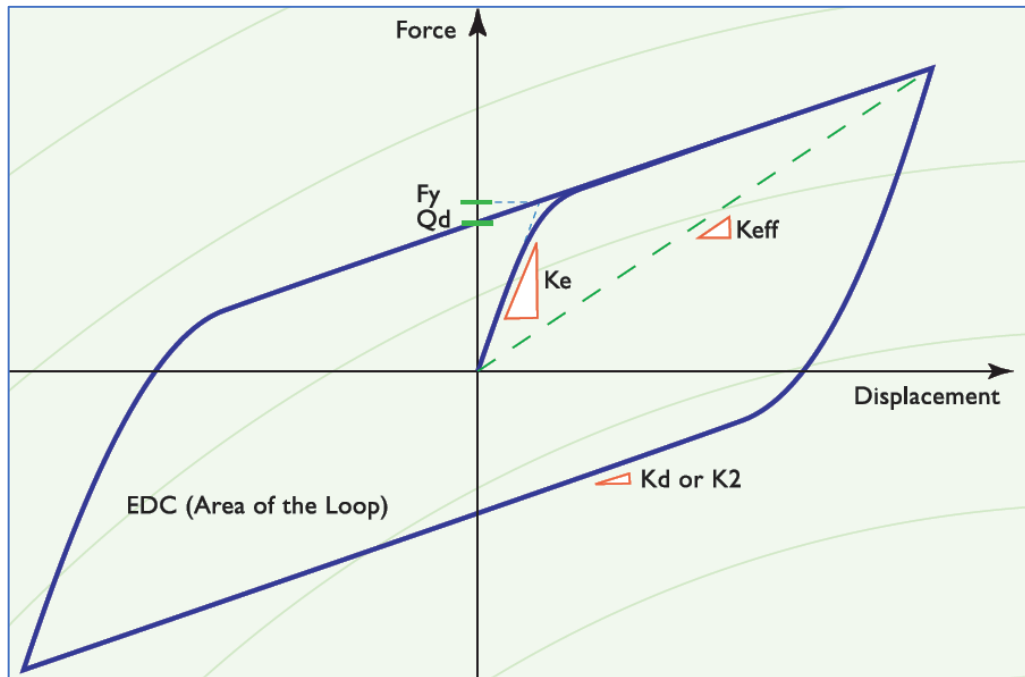


Figura 42. Curva de Histéresis del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Fuente: <http://www.dis->

[inc.com/pdf_files/DIS%20Seismic%20Isolation%20for%20Buildings%20and%20Bridges.pdf](http://www.dis-inc.com/pdf_files/DIS%20Seismic%20Isolation%20for%20Buildings%20and%20Bridges.pdf)

4.2.5.1 Rigidez Pos-Fluencia (Kd)

Rigidez que aporta el caucho del aislador, presente para desplazamientos mayores a D_y . (Desplazamiento de fluencia)

$$K_d = \frac{G * A_e}{hc} \quad \dots \text{ (Arriagada, 2005)}$$

Donde:

K_d : Rigidez post-fluencia.

$G=59.81 \text{tn/m}^2$ Módulo de corte del caucho natural, varía entre 40-125 psi dependiendo del proveedor. Para el diseño se empleó 85 psi (59.81 tn/m^2) para ambos aisladores LRB A y LRB B.

$A_A=0.60 \text{m}^2$ Área en planta del caucho (Diámetro LRB A= 90 cm)

$h_{cA}=0.255 \text{m}$ Altura total del caucho LRB A.

$$K_{dA} = \frac{(59.81 \text{tn/m}^2) * (0.60 \text{m}^2)}{0.255 \text{m}} = 141.86 \text{tn/m}$$

$A_B=0.48m^2$ Área en planta del caucho (Diámetro LRB B= 80 cm)

$h_{cB}=0.255m$ Altura total del caucho LRB B.

$$K_{dB} = \frac{(59.81tn/m^2) * (0.48m^2)}{0.255m} = 113.76 tn/m$$

4.2.5.2 Rigidez Inicial (Ke)

Rigidez presente para desplazamiento menores al de fluencia (Dy)

$$K_e = 10 * K_d \quad \dots \text{ (DIS, 2017)}$$

$$K_{eA} = 10 * 141.86 tn/m = 1418.56 tn/m$$

$$K_{eB} = 10 * 113.76 tn/m = 1137.61 tn/m$$

4.2.5.3 Fuerza de Histéresis del Plomo (Qd)

Valor de fuerza (Qd) aplicada el plomo en el instante que la curva del loop histérico intersecta al eje de ordenadas. (Ver figura 43)

$$\text{De la Mecánica de Materiales: } \sigma = \frac{Q}{A} \quad \dots \text{ (Hibbeler, 2006)}$$

Donde σ es el esfuerzo, Q es la carga aplicada y A es la superficie a la cual se le aplica la carga. Aplicando la ecuación del esfuerzo:

$$Q_d = \sigma_y * A_p$$

Donde:

Q_d : Fuerza histérica del plomo.

$\sigma_{yA}= 810tn/m^2$ Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 tn/m^2 . Para este proyecto se usó 810 tn/m^2 .

$A_{pA}=0.031 m^2$ Área en planta del plomo (Diámetro Plomo LRB A= 20 cm)

$$Q_{dA} = 810tn/m^2 * 0.031m^2 = 25.45 tn$$

$\sigma_{yB}= 810tn/m^2$ Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 tn/m^2 . Para este proyecto se usó 810 tn/m^2 .

$A_{pB}=0.018 m^2$ Área en planta del plomo (Diámetro Plomo LRB B= 15 cm)

$$Q_{dB} = 810tn/m^2 * 0.018m^2 = 14.31 tn$$

4.2.5.4 Fuerza de Fluencia del Aislador (F_y)

En la figura 43 se observa el lazo histerético bilineal de los aisladores.

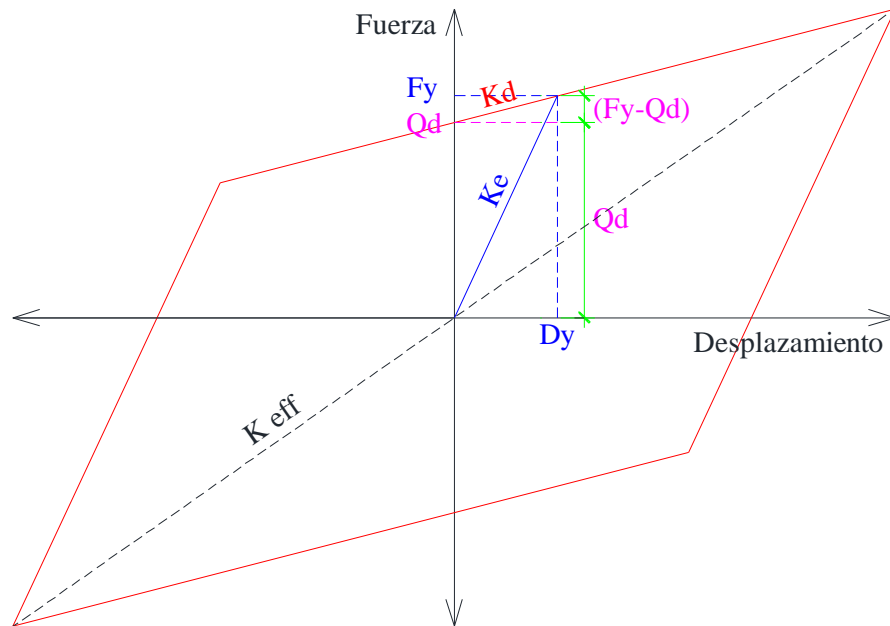


Figura 43. Curva histerética del aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Fuente: Elaboración propia

Del gráfico:

$$K_e = \frac{F_y}{D_y} \quad \rightarrow \quad D_y = \frac{F_y}{K_e} \quad \dots (a)$$

$$K_d = \frac{F_y - Q_d}{D_y} \quad \rightarrow \quad D_y = \frac{F_y - Q_d}{K_d} \quad \dots (b)$$

Igualando (a) y (b), despejando F_y :

$$\frac{F_y}{K_e} = \frac{F_y - Q_d}{K_d} \quad \rightarrow \quad \frac{K_d}{K_e} = \frac{F_y - Q_d}{F_y} \quad \rightarrow \quad \frac{K_d}{K_e} = 1 - \frac{Q_d}{F_y}$$

$$\frac{Q_d}{F_y} = 1 - \frac{K_d}{K_e} \quad \rightarrow \quad \frac{Q_d}{1 - \frac{K_d}{K_e}} = F_y \quad \rightarrow \quad \frac{Q_d}{\frac{K_e - K_d}{K_e}} = F_y$$

Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d} \quad \dots \text{ (Del gráfico)}$$

Obteniéndose:

$$F_{yA} = \frac{(25.45 \text{ tn}) * (1418.56 \text{ tn/m})}{1418.56 \text{ tn/m} - 141.86 \text{ tn/m}} = 28.27 \text{ tn}$$

$$F_{yB} = \frac{(14.31 \text{ tn}) * (1137.61 \text{ tn/m})}{1137.61 \text{ tn/m} - 113.76 \text{ tn/m}} = 15.90 \text{ tn}$$

4.2.5.5 Desplazamiento de Fluencia del Aislador (D_Y)

Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$F = k * \delta \quad \dots \quad \text{Ley de Hooke (Hibbeler, 2006)}$$

Dónde: F es la fuerza aplicada, k es el coeficiente de rigidez y δ es el desplazamiento. Aplicando la Ley de Hooke:

$$F_y = D_Y * K_e \rightarrow D_Y = \frac{F_y}{K_e}$$

Dónde: F_y es la fuerza necesaria aplicada al aislador para que entre en fluencia, D_Y es el desplazamiento alcanzado cuando el aislador entra en fluencia y K_e es el coeficiente de rigidez elástica del aislador.

Obteniéndose:

$$D_{YA} = \frac{28.27 \text{ ton}}{1418.56 \text{ tn/m}} = 0.020\text{m}$$

$$D_{YB} = \frac{15.90 \text{ ton}}{1137.61 \text{ tn/m}} = 0.014\text{m}$$

4.2.5.6 Rigidez Efectiva (K_{eff})

La Rigidez efectiva de una unidad de aislador resultante para un ciclo de carga es:

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad \dots \quad (\text{P. N. T. Aislamiento Sísmico – 17.2, 2018})$$

En la figura 44 se muestra la rigidez efectiva del lazo histerético de un aislador

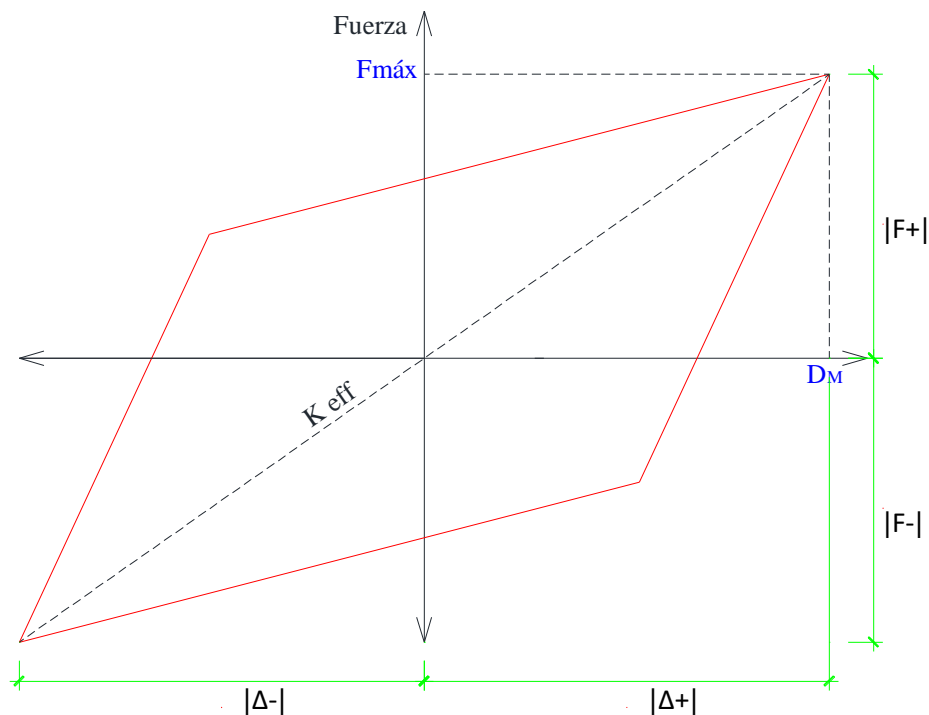


Figura 44. Rigidez efectiva de un ciclo de carga

Fuente: Elaboración Propia

Del siguiente gráfico:

$$K_d = \frac{F_{m\acute{a}x} - Q_d}{D_M} \rightarrow F_{max} = Q_d + (K_d * D_M)$$

En la figura 45 se muestra gráficamente la rigidez efectiva K_{eff} del lazo histérico en un aislador.

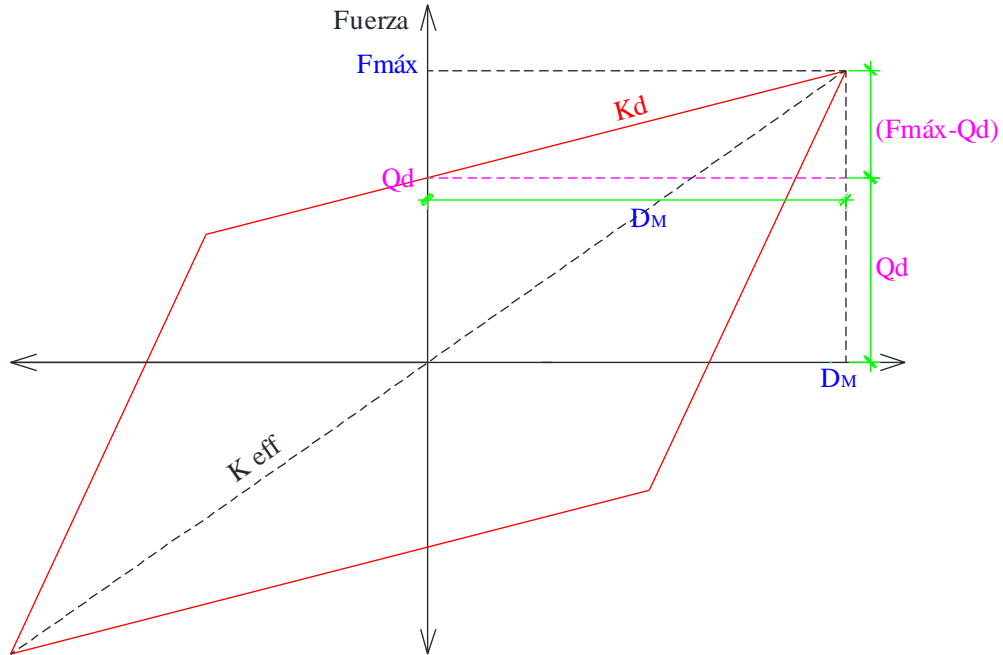


Figura 45. Curva de histéresis del aislador.

Fuente: Elaboración Propia

Tomando en cuenta que:

$$|F^+| = |F^-| = F_{max} \ ; \ |\Delta^+| = |\Delta^-| = D_M$$

Reemplazando el valor de $F_{m\acute{a}x}$ en la ecuación de Rigidez k_{eff} :

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} = \frac{2 * F_{max}}{2 * D_M} = \frac{Q_d + (K_d * D_M)}{D_M}$$

Donde:

F_{max} : Fuerza para el máximo desplazamiento.

D_M : Desplazamiento del sistema estructural que varía de acuerdo al sismo en análisis, toma valores para sismo máximo.

Obteniéndose:

$$K_{eff\ MA} = \frac{25.45\ tn + (141.86\ tn/m * 0.174m)}{0.174m} = 288.15\ tn/m$$

$$K_{eff\ DB} = \frac{14.31\ tn + (113.76\ tn/m * 0.174m)}{0.174m} = 196.05\ tn/m$$

4.2.5.7 Energía Disipada por Ciclo (EDC)

Calculado como el área del loop histerético, para el desplazamiento de diseño y máximo.

$$EDC = 4 * Q_d * (D_M - D_Y) \quad \dots \quad (\text{Salinas, Torres, \& Vallejos, 2014})$$

Obteniéndose:

$$EDC_{MA} = 4 * 25.45 \text{ tn} * (0.174 \text{ m} - 0.020 \text{ m}) = 15.68 \text{ tn. m}$$

$$EDC_{MB} = 4 * 14.31 \text{ tn} * (0.174 \text{ m} - 0.014 \text{ m}) = 9.16 \text{ tn. m}$$

4.2.5.8 Amortiguamiento Efectivo (Un solo Aislador)

Amortiguamiento del aislador sísmico, obtenido para sismo máximo y diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC}{K_{eff} * D_M^2} \right) \quad \dots \quad (\text{P. N. T. Aislamiento Sísmico - 12.5.2, 2018})$$

Obteniéndose:

$$\beta_{effMA} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{15.68 \text{ tn. m}}{288.15 \text{ tn/m} * (0.174 \text{ m})^2} \right) = 28.6\%$$

$$\beta_{effMB} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{9.16 \text{ tn. m}}{196.05 \text{ tn/m} * (0.174 \text{ m})^2} \right) = 24.6\%$$

4.2.5.9 Coeficiente de Amortiguamiento Horizontal (Effective Damping)

Amortiguamiento del aislador sísmico, obtenido para sismo máximo. Para el cálculo del Coeficiente de Amortiguamiento Horizontal se usa la siguiente fórmula:

$$C = \frac{EDC * T}{2\pi^2 * D_M^2} \quad \dots \quad (\text{DIS, 2017})$$

Obteniéndose:

$$C_{MA} = \frac{15.68 \text{ tn. m} * 2.1 \text{ s}}{2\pi^2 * (0.174 \text{ m})^2} = 55.12 \text{ tn. s/m}$$

$$C_{MB} = \frac{9.16 \text{ tn. m} * 2.1 \text{ s}}{2\pi^2 * (0.174 \text{ m})^2} = 32.20 \text{ tn. s/m}$$

4.2.5.10 Rigidez Vertical del Aislador (K_V)

$$K_V = \frac{E_V * A_n}{N * t_i} \quad \dots \quad (\text{Arriagada, 2005})$$

- K_V : Rigidez vertical del aislador
- E_V : Módulo de Rigidez Vertical del aislador
- A_n : Área neta del aislador
- N : Número de capas de Caucho
- t_i : Espesor de capas de caucho

$$K_{VA} = \frac{115857.92 \text{ tn/m}^2 * 0.605 \text{ m}^2}{32 * 0.008 \text{ m}} = 274768.01 \text{ tn/m}$$

$$K_{VB} = \frac{105037.44 \text{ tn/m}^2 * 0.485 \text{ m}^2}{32 * 0.008 \text{ m}} = 199770.25 \text{ tn/m}$$

4.2.5.10.1 Módulo de Rigidez Vertical del Aislador (E_V)

$$E_V = \frac{1}{\frac{1}{E_C} + \frac{1}{K}} \quad \dots \quad (\text{DIS, 2017})$$

E_C : Módulo de Compresión

$K=211110.42 \text{ tn/m}^2$: Módulo de carga (300 ksi)

$$E_{VA} = \frac{1}{\frac{1}{256778.73 \text{ tn/m}^2} + \frac{1}{211110.42 \text{ tn/m}^2}} = 115857.92 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{VB} = \frac{1}{\frac{1}{209049.46 \text{ tn/m}^2} + \frac{1}{211110.42 \text{ tn/m}^2}} = 105037.44 \text{ tn/m}^2$$

4.2.5.10.1.1 Módulo de Compresión (E_C)

$$E_C = E_0(1 + 2kS^2) \quad \dots \quad (\text{P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018})$$

E_0 : Módulo Elástico del Aislador (E_0)

S : Factor de Forma del Aislador

$k=0.75$ Constante empírica que está en función del Módulo de Corte (G)

Sí: $G \leq 50 \text{ psi} \rightarrow k=0.90$

Sí: $G \leq 70 \text{ psi} \rightarrow k=0.85$

Sí: $G \leq 90 \text{ psi} \rightarrow k=0.75$ ($G_A=G_B=85\text{psi}$)

Sí: $G \leq 150\text{psi} \rightarrow k=0.65$

$$.E_{CA} = 239.26 \text{ tn/m}^2(1 + 2 * 0.75 * 26.74^2) = 256778.73 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{CB} = 239.26 \text{ tn/m}^2(1 + 2 * 0.75 * 24.12^2) = 209049.46 \text{ tn/m}^2$$

4.2.5.10.1.1.1 Módulo Elástico del Aislador (E_0)

$$E_0 = f * G \quad \dots \quad (\text{P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018})$$

$f=4.0$

Valor que depende del proveedor. Se recomienda un valor de $f=4.0$ (Proyecto de Norma de Aislación, Anexo II)

$G_A = G_B = 59.81 \text{ tn/m}^2$ Módulo de corte del caucho natural, puede variar entre 40-125 psi. Para el diseño se planteó usar 85 psi (59.81 tn/m^2) para ambos aisladores LRB A y LRB B.

$$E_{0A} = 4.0 * 59.81 \text{ tn/m}^2 = 239.26 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{0B} = 4.0 * 59.81 \text{ tn/m}^2 = 239.26 \text{ tn/m}^2$$

4.2.5.10.1.1.2 Factor de Forma del Aislador

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} * (D_e^2 - D_p^2)}{\pi * D_e * t_i} \dots (\text{Arriagada, 2005})$$

De_A=0.90m Diámetro de una capa de caucho (LRB A)

Dp_A=0.20m Diámetro del núcleo de plomo (LRB A)

ti=0.008m Espesor de capas de caucho

$$S_A = \frac{\frac{\pi}{4} * ((0.9 \text{ m})^2 - (0.2 \text{ m})^2)}{\pi * (0.9 \text{ m}) * (0.008 \text{ m})} = 26.74 u$$

De_B=0.80m Diámetro de una capa de caucho (LRB B)

Dp_B=0.15m Diámetro del núcleo de plomo (LRB B)

ti=0.008m Espesor de capas de caucho

$$S_B = \frac{\frac{\pi}{4} * ((0.8 \text{ m})^2 - (0.15 \text{ m})^2)}{\pi * (0.8 \text{ m}) * (0.008 \text{ m})} = 24.12 u$$

4.2.5.11 Amortiguamiento Vertical o Effective Damping (C_v)

Los valores de Amortiguamiento vertical asumido en el presente proyecto son:

$$C_{VA}=50 \text{ tn-s/m} \quad (\text{DIS, 2017})$$

$$C_{VB}=40 \text{ tn-s/m} \quad (\text{DIS, 2017})$$

4.2.6 Distribución Geométrica de los aisladores en planta

Con el objetivo de reducir las excentricidades se dispuso emplear dos tipos de aisladores elastoméricos con Núcleo de plomo, LRB-A (Diámetro del aislador = 90cm, Diámetro del núcleo de plomo=20cm) y LRB-B (Diámetro del aislador=80cm, Diámetro del núcleo de plomo=15cm) mediante la iteración de las ubicaciones de los dos tipos de aisladores ya que cada tipo de aislador posee un valor de rigidez horizontal y la ubicación de cada dispositivo varía el centro de rigidez global de la estructura. La disposición de los aisladores presentados en el siguiente cuadro es producto de la iteración de posiciones (distribución y ubicaciones de los dos tipos de aisladores para acercar el centro de rigidez al centro de masas). Al reducir las excentricidades se logra controlar la torsión de la estructura.

Mediante el Procedimiento de Fuerzas Estáticas Equivalentes se realiza el cálculo del centro de masas, el centro de rigidez y la excentricidad.

4.2.6.1 Centro de Masas. En la tabla 2 se calcula el centro de masas.

Tabla 2. Centro de Masas

LINK	AISLADOR	X (m)	Y (m)	P _{MAX} =P _i (tn)	P _i *X _i (tn-m)	P _i *Y _i (tn-m)
K1	LRB A	6.550	31.225	337.35	2209.64	10533.75
K2	LRB A	15.850	31.225	461.93	7321.59	14423.76
K3	LRB A	25.150	31.225	537.76	13524.66	16791.56
K4	LRB A	35.850	31.225	619.74	22217.68	19351.38
K5	LRB A	46.550	31.225	618.93	28811.19	19326.09
K6	LRB A	57.250	31.225	564.65	32326.21	17631.20
K7	LRB A	67.950	31.225	485.37	32980.89	15155.68
K8	LRB A	77.250	31.225	326.51	25222.90	10195.27
K9	LRB B	6.550	23.475	426.04	2790.56	10001.29
K10	LRB B	15.850	23.475	601.32	9530.92	14115.99
K11	LRB A	25.150	23.475	687.09	17280.31	16129.44
K12	LRB A	35.850	23.475	1006.78	36093.06	23634.16
K13	LRB A	46.550	23.475	1032.78	48075.91	24244.51
K14	LRB A	57.250	23.475	879.46	50349.09	20645.32
K15	LRB A	67.950	23.475	699.46	47528.31	16419.82
K16	LRB A	77.250	23.475	432.94	33444.62	10163.27
K17	LRB B	6.550	20.550	488.75	3201.31	10043.81
K18	LRB A	11.850	20.275	495.05	5866.34	10037.14
K19	LRB B	19.050	20.275	339.65	6470.33	6886.40
K20	LRB B	64.750	20.275	374.89	24274.13	7600.89
K21	LRB B	71.950	20.275	479.34	34488.51	9718.62
K22	LRB B	77.250	20.550	440.85	34055.66	9059.47
K23	LRB B	6.550	14.700	510.76	3345.48	7508.17
K24	LRB B	11.850	14.975	515.94	6113.89	7726.20
K25	LRB B	18.700	14.700	242.04	4526.15	3557.99
K26	LRB B	65.100	14.700	253.62	16510.66	3728.21
K27	LRB B	71.950	15.050	577.29	41536.02	8688.21
K28	LRB B	77.250	14.700	488.07	37703.41	7174.63
K29	LRB B	35.850	12.200	68.74	2464.33	838.63
K30	LRB B	46.550	12.200	58.89	2741.33	718.46
				15051.99	633005.09	352049.33

Fuente: Elaboración propia

$$X_{CM} = \frac{\sum(P_i * X_i)}{\sum P_i} = \frac{633005.09 \text{ tn. m}}{15051.99 \text{ tn}} = 42.055 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum(P_i * Y_i)}{\sum P_i} = \frac{352049.33 \text{ tn. m}}{15051.99 \text{ tn}} = 23.389 \text{ m}$$

(Salinas, Torres, & Vallejos, 2014)

4.2.6.2 Centro de Rigidez. En la tabla 3 se calcula el centro de masas.

Tabla 3. Centro de Rigidez

LINK	AISLADOR	X (m)	Y (m)	K _x (kg/m)	K _y (kg/m)	K _x *X (kg)	K _y *Y (kg)
K1	LRB A	6.550	31.225	288.15	288.15	1887.38	8997.49
K2	LRB A	15.850	31.225	288.15	288.15	4567.18	8997.49
K3	LRB A	25.150	31.225	288.15	288.15	7246.97	8997.49
K4	LRB A	35.850	31.225	288.15	288.15	10330.18	8997.49
K5	LRB A	46.550	31.225	288.15	288.15	13413.39	8997.49
K6	LRB A	57.250	31.225	288.15	288.15	16496.59	8997.49
K7	LRB A	67.950	31.225	288.15	288.15	19579.80	8997.49
K8	LRB A	77.250	31.225	288.15	288.15	22259.59	8997.49
K9	LRB B	6.550	23.475	196.05	196.05	1284.14	4602.31
K10	LRB B	15.850	23.475	196.05	196.05	3107.42	4602.31
K11	LRB A	25.150	23.475	288.15	288.15	7246.97	6764.32
K12	LRB A	35.850	23.475	288.15	288.15	10330.18	6764.32
K13	LRB A	46.550	23.475	288.15	288.15	13413.39	6764.32
K14	LRB A	57.250	23.475	288.15	288.15	16496.59	6764.32
K15	LRB A	67.950	23.475	288.15	288.15	19579.80	6764.32
K16	LRB A	77.250	23.475	288.15	288.15	22259.59	6764.32
K17	LRB B	6.550	20.550	196.05	196.05	1284.14	4028.86
K18	LRB A	11.850	20.275	288.15	288.15	3414.58	5842.24
K19	LRB B	19.050	20.275	196.05	196.05	3734.78	3974.94
K20	LRB B	64.750	20.275	196.05	196.05	12694.34	3974.94
K21	LRB B	71.950	20.275	196.05	196.05	14105.91	3974.94
K22	LRB B	77.250	20.550	196.05	196.05	15144.98	4028.86
K23	LRB B	6.550	14.700	196.05	196.05	1284.14	2881.96
K24	LRB B	11.850	14.975	196.05	196.05	2323.21	2935.87
K25	LRB B	18.700	14.700	196.05	196.05	3666.16	2881.96
K26	LRB B	65.100	14.700	196.05	196.05	12762.95	2881.96
K27	LRB B	71.950	15.050	196.05	196.05	14105.91	2950.58
K28	LRB B	77.250	14.700	196.05	196.05	15144.98	2881.96
K29	LRB B	35.850	12.200	196.05	196.05	7028.45	2391.83
K30	LRB B	46.550	12.200	196.05	196.05	9126.20	2391.83
				7263.02	7263.02	305319.89	169793.18

Fuente: Elaboración propia

$$X_{CR} = \frac{\sum(K_i * X_i)}{\sum K_i} = \frac{305319.89 \text{ tn. m}}{7263.02 \text{ tn}} = 42.038 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum(K_i * Y_i)}{\sum K_i} = \frac{169793.18 \text{ tn. m}}{7263.02 \text{ tn}} = 23.378 \text{ m}$$

4.2.6.3 Excentricidad

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| = |42.055 - 42.038| = 1.70 \text{ cm}$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| = |23.389 - 23.378| = 1.11 \text{ cm}$$

Como se puede observar, la distribución de los dos tipos de aisladores se realizó con el objetivo de obtener excentricidades mínimas en los ejes x e y, vemos que 1.70 cm y 1.11 cm son valores muy pequeños de excentricidad y convenientes para evitar torsiones en la estructura. En la figura 46 se muestra la distribución final de elementos, la ubicación del centro de masa y rigidez del sistema de aislamiento:

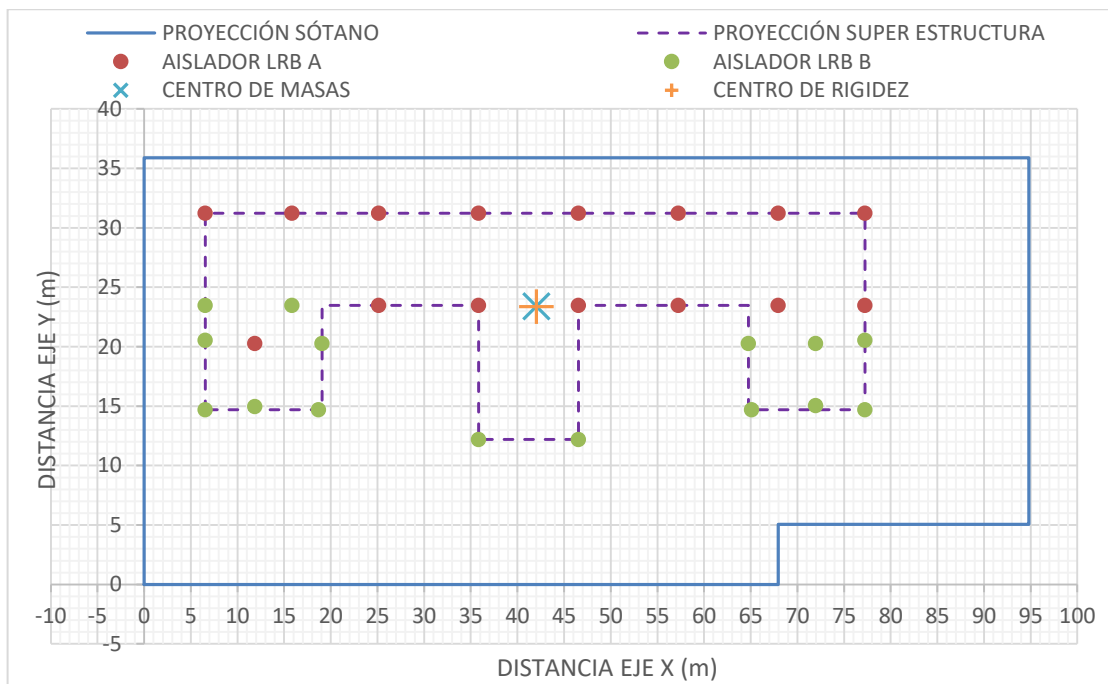


Figura 46. Esquema de distribución de Aisladores LRB A (Rojo) y LRB (Verde), Centro de Masa (Celeste) y Centro de Rigidez (Anaranjado).

Fuente: Elaboración propia

4.2.7 Verificación de la Estabilidad de los Aisladores Elastoméricos

4.2.7.1 Capacidad Axial del Aislador Sísmico

El factor de seguridad del aislador se calcula cuando está en deformación cero (Área total del aislador) y también para deformación Total máxima (Área Reducida). Se debe demostrar mediante cálculo que para diseñar los dispositivos se hace uso de áreas reducidas y no áreas totales en las verificaciones por volteo y por deformaciones del caucho en la condición de sismo máximo.

Tabla 4. Cargas máximas en los aisladores y ubicación en coordenadas.

AISLADOR	LINK	X (m)	Y (m)	P_{MAX} (ton)
LRB A	K1	6.550	31.225	337.35
LRB A	K2	15.850	31.225	461.93
LRB A	K3	25.150	31.225	537.76
LRB A	K4	35.850	31.225	619.74
LRB A	K5	46.550	31.225	618.93
LRB A	K6	57.250	31.225	564.65
LRB A	K7	67.950	31.225	485.37
LRB A	K8	77.250	31.225	326.51
LRB B	K9	6.550	23.475	426.04
LRB B	K10	15.850	23.475	601.32
LRB A	K11	25.150	23.475	687.09
LRB A	K12	35.850	23.475	1006.78
LRB A	K13	46.550	23.475	1032.78
LRB A	K14	57.250	23.475	879.46
LRB A	K15	67.950	23.475	699.46
LRB A	K16	77.250	23.475	432.94
LRB B	K17	6.550	20.550	488.75
LRB A	K18	11.850	20.275	495.05
LRB B	K19	19.050	20.275	339.65
LRB B	K20	64.750	20.275	374.89
LRB B	K21	71.950	20.275	479.34
LRB B	K22	77.250	20.550	440.85
LRB B	K23	6.550	14.700	510.76
LRB B	K24	11.850	14.975	515.94
LRB B	K25	18.700	14.700	242.04
LRB B	K26	65.100	14.700	253.62
LRB B	K27	71.950	15.050	577.29
LRB B	K28	77.250	14.700	488.07
LRB B	K29	35.850	12.200	68.74
LRB B	K30	46.550	12.200	58.89

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 4 se muestran las coordenadas de los aisladores y la carga axial máxima que soportan cada uno de ellos, en la figura 47 se muestra la ubicación en planta de los aisladores. La carga máxima se calcula de las combinaciones presentadas en el Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico del Artículo 11 Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de carga. Donde CM es carga muerta, CV es carga viva, CSH es carga sísmica horizontal, CSV es carga sísmica vertical $=0.5(1,5ZS)CM$ y CN es carga de nieve.

- a) $1,0CM+0,5CV$ Carga vertical promedio
- b) $1,25(CM+CV)+1,0(CSH+CSV)+0,2CN$ Carga vertical máxima
- c) $0.9CM - 1,0(CSH+CSV)$ Carga vertical mínima

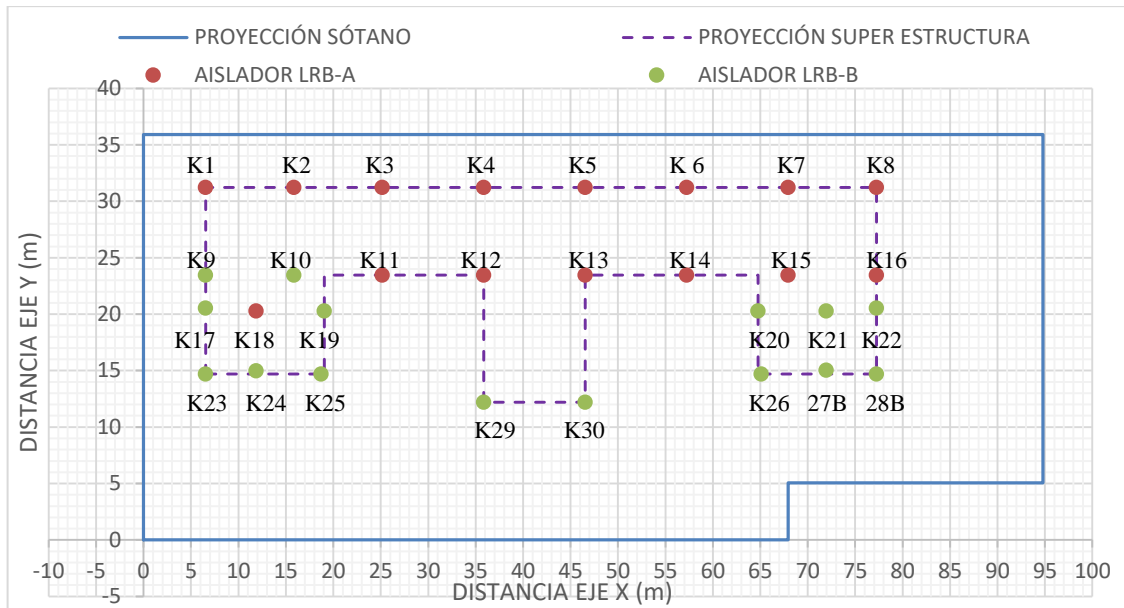


Figura 47. Distribución de Aisladores en planta.

Fuente: Elaboración Propia

4.2.7.2 Capacidad por volteo: La capacidad del aislador por volteo se calcula tomando en cuenta el área reducida mostrada en la figura 48, cuando el aislador se ha desplazado horizontalmente.

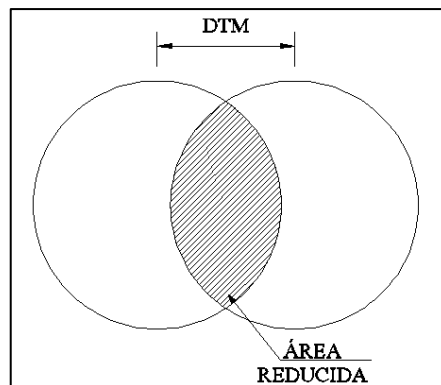


Figura 48. Vista en planta de reducción del Área de aislador debido a D_{TM} .

Fuente: (DIS, 2017)

El proyecto de Norma Aislamiento Sísmico muestra en su Anexo II la forma de calcular el Área reducida:

$$AR = A_A * 2 * \frac{\left[D_e^2 * \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} \right) - D_{TM} * \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right]}{\pi D_e^2}$$

AR Área Reducida

$A_A=0.636 \text{ m}^2$ Área del Aislador, mm^2 (Aislador LRB A)

$D_{eA}=0.90\text{m}$ Diámetro del aislador sin contar la cobertura del caucho exterior

$D_{TM}=0.174\text{m}$ Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

$$AR_A = 0.636 * 2 \frac{\left[0.90^2 * \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{0.90^2 - 0.174^2}}{0.90} \right) - 0.174 * \sqrt{0.90^2 - 0.174^2} \right]}{\pi * 0.90^2} = 0.48m^2$$

$A_B=0.503 m^2$ Área del Aislador, mm^2 (Aislador LRB B)

$De_B=0.80 m$ Diámetro del aislador sin contar la cobertura del caucho exterior

$D_{TM}=0.174m$ Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

$$AR_B = 0.503 * 2 \frac{\left[0.503^2 * \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{0.80^2 - 0.174^2}}{0.80} \right) - 0.174 * \sqrt{0.80^2 - 0.174^2} \right]}{\pi * 0.80^2} = 0.36m^2$$

4.2.7.2 Peso Crítico:

El peso crítico es la capacidad axial máxima que puede soportar el aislador y debe ser mayor a la carga axial máxima proveniente de la combinación de cargas.

$$P_{critico} = \frac{\pi}{8} * G * S * \frac{D_e}{N * t_r} * A_R \dots \text{(P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018)}$$

$G_A=59.81tn/m^2$ Módulo de corte del caucho natural

$S_A=26.74u$ Factor de Forma del Aislador

$De_A=0.90m$ Diámetro del aislador sin contar la cobertura de caucho exterior

$N=32u$ Número de capas de caucho

$tr=0.008m$ Espesor de cada capa de caucho, mm.

$AR_A=0.48 m^2$ Área Reducida (Aislador LRB A)

$$P_{critico A} = \frac{\pi}{8} * 59.81 tn/m^2 * 26.74 * \frac{0.90 m}{32 * 0.008 m} * 0.48 m^2 = 1065.26 tn$$

$G_B=59.81tn/m^2$ Módulo de corte del caucho natural

$S_B=24.12u$ Factor de Forma del Aislador

$De=0.80m$ Diámetro del aislador sin contar la cobertura de caucho exterior

$N=32u$ Número de capas de caucho

$tr=0.008m$ Espesor de cada capa de caucho, mm.

$AR_B=0.36 m^2$ Área Reducida (Aislador LRB B)

$$P_{critico B} = \frac{\pi}{8} * 59.81 tn/m^2 * 24.12 * \frac{0.80 m}{32 * 0.008 m} * 0.36 m^2 = 648.09 tn$$

4.2.7.3 Deformación por Corte

4.2.7.3.1 Deformación por corte debido a deformación (γ_D)

$$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{Hr} \leq 2.5 \dots \text{ (P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018)}$$

$D_{TM A}=0.174\text{m}$ Desplazamiento total (LRB A)

$Hr_A=0.255\text{m}$ Altura total de goma (LRB A)

$$\gamma_{D A} = \frac{0.174 \text{ m}}{0.255 \text{ m}} = 0.68 \leq 2.5$$

$D_{TM B}=0.174\text{m}$ Desplazamiento total (LRB B)

$Hr_B=0.255\text{m}$ Altura total de goma (LRB B)

$$\gamma_{D B} = \frac{0.174 \text{ m}}{0.255 \text{ m}} = 0.68 \leq 2.5$$

4.2.7.3.2 Deformación por corte debido a compresión (γ_C)

$$\gamma_C = \frac{6 * P * S}{E_C A_R} \dots \text{ (P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018)}$$

$P_A=1032.78 \text{ tn}$ Peso o carga axial que soporta el aislador

$S_A=26.74\text{u}$ Factor de Forma

$E_{C A}=256778.73\text{tn/m}^2$ Módulo de compresión

$A_{R A}=0.48 \text{ m}^2$ Área reducida

$$\gamma_{C A} = \frac{6 * 1032.78 \text{ tn} * 26.74}{256778.73 \text{ tn/m}^2 * 0.48\text{m}^2} = 1.34 \text{ u}$$

$P_B=601.32 \text{ tn}$ Peso o carga axial que soporta el aislador

$S_B=24.12 \text{ u}$ Factor de Forma

$E_{C B}=209049.46\text{tn/m}^2$ Módulo de compresión

$A_{R B}=0.36 \text{ m}^2$ Área reducida

$$\gamma_{C B} = \frac{6 * 601.32 \text{ tn} * 24.12}{209049.46 \text{ tn/m}^2 * 0.36\text{m}^2} = 1.14$$

4.2.7.3.3 Deformación por corte debido a deformación angular (γ_{θ})

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375 D_e^2 \theta}{tr * Hr} \dots \text{(P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018)}$$

$D_{eA}=0.90m$ Diámetro de la capa de caucho

$\theta_A=0.003$ rad Deformación angular, $\theta \geq 0.003$ (Proy. de Norma Aislamiento S.)

$tr_A=0.008m$ Espesor de cada capa de caucho

$Hr_A=0.255m$ Altura total de goma

$$\gamma_{\theta A} = \frac{0.375 * (0.90m)^2 * 0.003}{0.008m * 0.255m} = 0.45$$

$D_{eB}=0.80m$ Diámetro de la capa de caucho

$\theta_B=0.003$ rad Deformación angular, $\theta \geq 0.003$ (Proy. de Norma Aislamiento S.)

$tr_B=0.008m$ Espesor de cada capa de caucho

$Hr_B=0.255m$ Altura total de goma

$$\gamma_{\theta B} = \frac{0.375 * (0.80m)^2 * 0.003}{0.008m * 0.255m} = 0.35$$

4.2.7.3.4 Deformación total por corte (γ_T)

$$\gamma_D + \gamma_{\theta} + \gamma_c \leq 6.0 \dots \text{(P. N. T. Aislamiento Sísmico – Anexo II, 2018)}$$

$$\gamma_{TA} = 0.68 + 1.34 + 0.45 = 2.47 \leq 6.0 \rightarrow OK$$

$$\gamma_{TB} = 0.68 + 1.14 + 0.35 = 2.18 \leq 6.0 \rightarrow OK$$

Se observa que los dos tipos de aisladores LRB-A y LRB- B cumplen con los requerimientos exigidos por el Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico - Anexo II Verificación de la estabilidad de los aisladores elastoméricos.

4.3. Análisis Dinámico Tiempo Historia

Según el Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico, Capítulo IV Selección del procedimiento de análisis para estructuras aisladas menciona que para emplear el Procedimiento de Fuerzas Estáticas Equivalentes se deben de cumplir los criterios del Artículo 16, numerales 16.1,16.2,16.3,16.4,16.5y 16.6, Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico, entre los cuales están:

La estructura que se encuentra ubicada en zona 4 debe estar sobre suelo tipo S1, la estructura sobre la interfaz de aislamiento no debe tener más de 4 pisos ni más de 20 metros de altura. La estructura por encima del nivel de aislamiento no debe tener ninguna de las irregularidades siguientes:

- a) Irregularidad de rigidez-Piso Blando
- b) Irregularidad de resistencia-Piso Débil
- c) Irregularidad de rigidez extrema-Piso Blando
- d) Irregularidad extrema de resistencia-Piso Débil
- e) Irregularidad por discontinuidad extrema en los sistemas resistentes
- f) Irregularidad torsional extrema en planta

El Análisis Dinámico Modal Espectral puede ser usado en estructuras aisladas si también cumplen con los requisitos anteriores del Artículo 16 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

El Análisis Tiempo-Historia es permitido en el diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente y debe ser necesariamente desarrollado para el diseño de todas las estructuras aisladas que no cumplan los criterios del numeral 17.1 (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico, Artículo 17.-Análisis Dinámico, 17.2 Análisis Tiempo-Historia)

En la presente investigación se realizó un Análisis Tiempo-Historia debido a que la estructura sobre la interfaz de aislamiento tiene más de 4 pisos (7 niveles sin contar sótanos), más de 20 metros de altura ($h=29.6\text{m}$) y presenta Irregularidad, tanto en altura (Irregularidad de Rigidez - Piso Blando; $I_a=0.75$) como en planta (Esquina entrante; $I_p=0.90$). Tanto para el diseño de la Sub estructura y Super estructura se realiza el análisis de irregularidad estructural en altura y planta ($R= R_0 \cdot I_a \cdot I_p$), según la Norma E.030 Cap.3 Art. 3.6, donde:

R: Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas.

R_0 : Coeficiente básico de Reducción del sistema estructural.

Ia: Factor de Irregularidad en altura.

Ip: Factor de Irregularidad en planta.

Tabla 5. Análisis de Irregularidades Estructurales

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	FACTOR Ia	EJE X	EJE Y	FACTOR
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75	IRREGULAR	IRREGULAR	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	0.75	REGULAR	REGULAR	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50	REGULAR	REGULAR	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50	REGULAR	REGULAR	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	0.90	REGULAR	REGULAR	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90	REGULAR	REGULAR	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80	REGULAR	REGULAR	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60	REGULAR	REGULAR	1.00

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	FACTOR Ip	EJE X	EJE Y	FACTOR
Irregularidad Torsional	0.75	REGULAR	REGULAR	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	0.60	REGULAR	REGULAR	1.00
Esquinas Entrantes	0.90	IRREGULAR	IRREGULAR	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85	REGULAR	REGULAR	1.00
Sistemas no Paralelos	0.90	REGULAR	REGULAR	1.00

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Según la Tabla 6 (Tabla N° 1 del Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico), en edificaciones de categoría A y ubicadas en Zona 4 no permite irregularidades extremas. Para el caso de nuestro proyecto, como se puede observar en la tabla N° 05, si bien es cierto existe irregularidad tanto en planta como en elevación, no existe irregularidad extrema y es permitido el Análisis Tiempo Historia según la Tabla 6.

Tabla 6. Categoría y regularidad de edificaciones aisladas.

TABLA N°1		
CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE EDIFICACIONES AISLADAS		
CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3, 2 y 1	Sin restricciones

Fuente: Proyecto de Norma Aislación Sísmica, 2018

4.3.1 Parámetros Sísmicos para el Escalamiento de Registros Sísmicos

En la presente investigación se realizó un análisis dinámico Tiempo Historia haciendo uso del programa Etabs 2016.

Para el análisis se utilizaron siete registros de aceleración, los cuales incluyen dos componentes de aceleración en direcciones ortogonales. A continuación se muestra en la tabla 7 el detallado de los registros utilizados para el Análisis Tiempo – Historia:

Tabla 7. Registros Sísmicos

N° de Registro	Registro (Año)	Fecha	Epicentro	Estación	Fuente
1	1951	31 de Enero	LIMA	Parque de la Reserva	CISMID
2	1966	17 de Octubre	LIMA	Parque de la Reserva	CISMID
3	1970	31 de Mayo	ANCASH	Parque de la Reserva	CISMID
4	1974	03 de Octubre	LIMA	Parque de la Reserva	CISMID
5	2007	15 de Agosto	ICA	UNICA	CISMID
6	2011	24 de Agosto	HUÁNUCO	Parque de la Reserva	CISMID
7	2014	25 de Agosto	AREQUIPA	Sencico, Arequipa	CISMID

Fuente: CISMID

Para escalar los 7 pares de registros sísmicos le empleó el software SeismoMatch 2018, para ello el programa requiere un espectro de pseudo aceleraciones con un coeficiente de reducción de fuerzas $R=1$. A continuación se muestra el análisis de un caso de escalamiento del registro de aceleración del año 1970 como indica la Norma E.030 en la dirección E-O.

4.3.1.1 Cálculo del Espectro Pseudo Aceleraciones

$Z=0.45$ Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4

$U=1.50$ Factor de Uso e Importancia: (Uso de Universidad)

$C=0.476$ Factor de amplificación sísmica ($T_P=0.4s$; $T_L=2.5s$)

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C excepto para la zona de periodos muy cortos.

Para: $T < 0.2T_P$ → $C = 1 + 7.5 * (T/T_P)$

Para: $T < T_P$ → $C = 2.5$

Para: $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * (T_P / T)$
 Para: $T > T_L \rightarrow C = 2.5 * (T_P * T_L / T^2)$

- $S = 1.00$ Factor de Suelo ($Z = 0.45$; Tipo de suelo: Suelo tipo S_1). Valor asumido
- $R_{X,Y} = 1$ Coeficiente de reducción de fuerzas (E 0.30 Cap. 4.7.1 - Registros de Aceleración)

Se analizó la estructura mediante registro de aceleración de acuerdo a las solicitudes indicadas en Norma E.030:

$$S_a = ZUCSg/R$$

El espectro de Pseudo aceleraciones mostrado en la figura 49 es el mismo para ambas direcciones ya que el coeficiente “R” es el mismo para la dirección X e Y y fue introducido al software SeismoMatch como espectro objetivo o Target Spectrum.

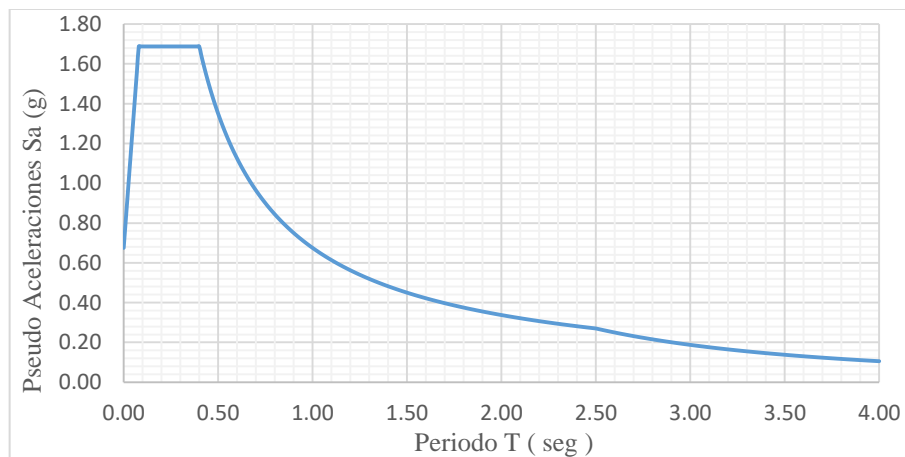


Figura 49. Espectro de Pseudo Aceleraciones (g) para los ejes X e Y.

En la siguiente figura se muestra la interfase gráfica del software SeismoMatch 2018, en el que se introduce el espectro objetivo (Target Spectrum) en la parte inferior izquierda, luego se introduce el registro de aceleración en la parte superior derecha, luego se obtiene el registro de aceleración escalado en la parte inferior derecha. Se recomienda ingresar el registro de aceleración en unidades g.

En la figura 50 se muestra la interfase gráfica del software SeismoMatch 2018.

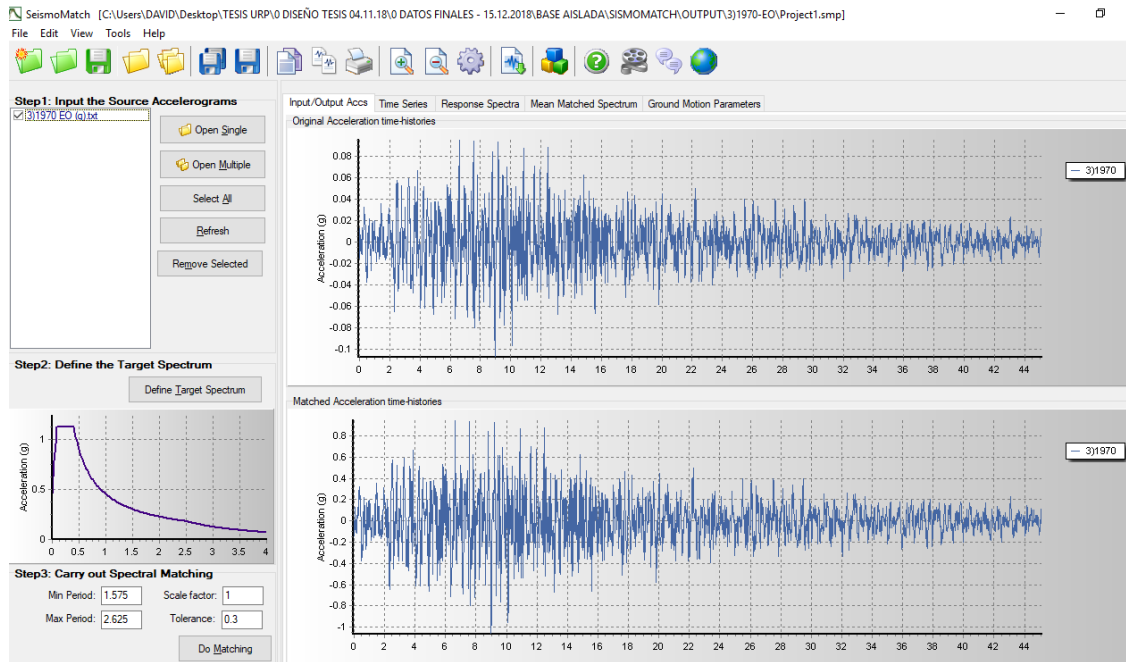


Figura 50. Interface gráfica del software SismoMatch 2018
Fuente: Elaboración propia (SismoMatch 2018)

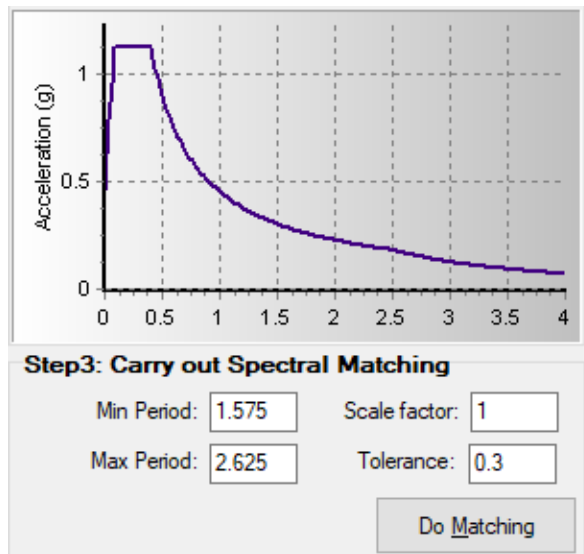


Figura 51. Espectro Objetivo, Aceleración (g) Vs. Periodo (s)
Fuente: Elaboración propia (SismoMatch 2018)

Los pares de registros de aceleración fueron escalados en ambas componentes (E-O y N-S) por un mismo factor los cuales se encuentran en un rango de periodos entre $0,75 T_M=1.575$ seg. y $1,25 T_M=2.625$ seg. (Para $T_M=2.1$ seg.), como se muestra en la figura 51 y se indica en el Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico. (Cap.III, 14.6)

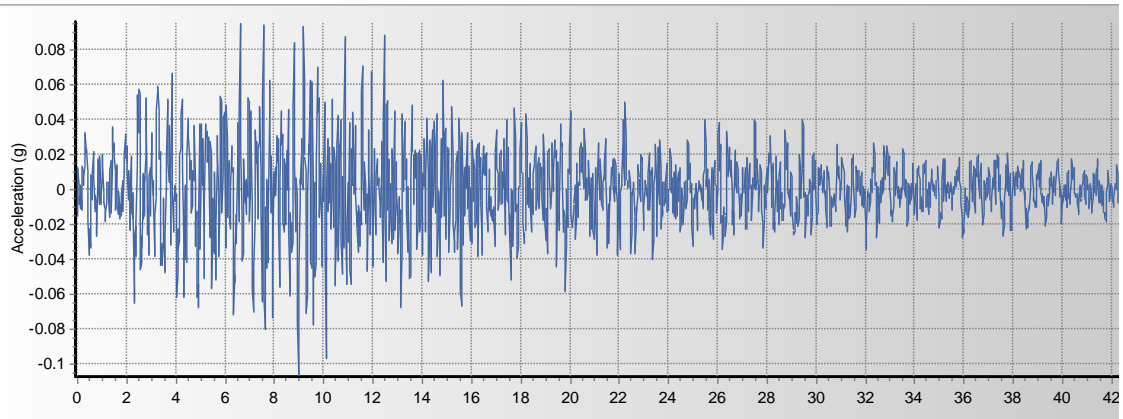


Figura 52. Acelerograma, Tiempo-Historia Original (Aceleración Máx.=0.107g)
Fuente: Elaboración propia (SismoMatch 2018)

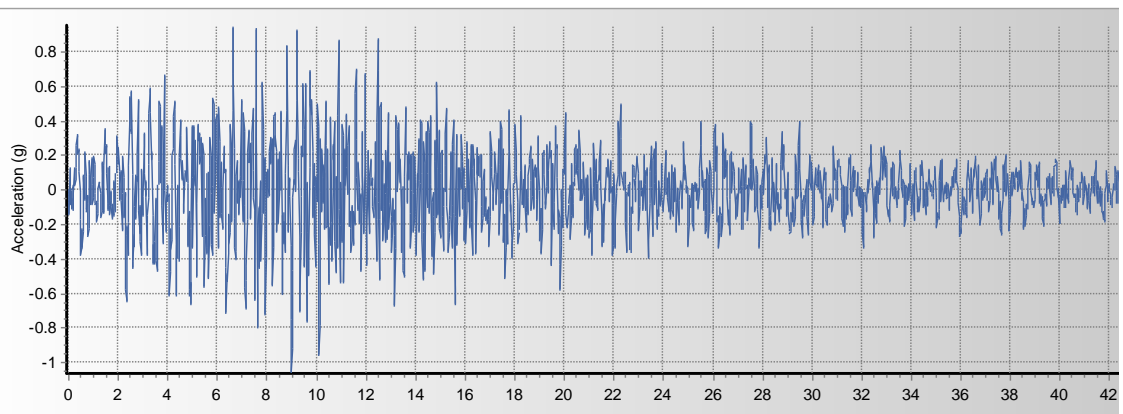


Figura 53. Acelerograma, Tiempo-Historia Escalado (Aceleración Máx.=1.057g)
Fuente: Elaboración propia (SismoMatch 2018)

Según la figura 52, el valor de la Aceleración Máxima del acelerograma original es 0.107g y la Aceleración máxima del Acelerograma Escalado mostrado en la figura 53 es 1.057g, los valores del acelerograma escalado fueron amplificados y son casi 10 veces mayores a los valores del acelerograma original.

Después de escalar los 7 pares de registros sísmicos se procede a ingresar los datos al modelo en Etabs en el que se realizaron los Análisis Tiempo Historia.

En la figura 54 se muestra el ingreso del acelerograma del sismo de 1951 al software Etabs 2016 para el análisis Tiempo Historia.

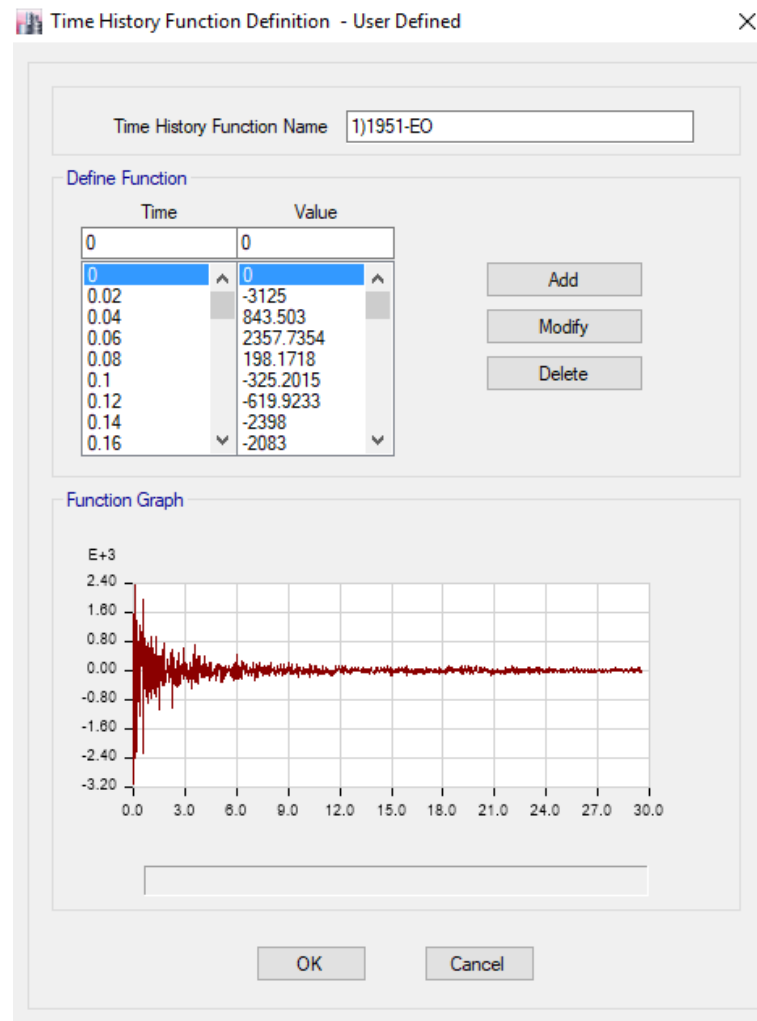


Figura 54. Introducción de Registro sísmicos al ETABS.

Fuente: Elaboración propia (SismoMatch 2018)

4.3.2 Ingreso de las propiedades dinámicas al ETABS

Para establecer las propiedades de los aisladores en Etabs 2016 se introdujeron los valores de rigidez efectiva y el coeficiente de amortiguamiento de cada tipo de aislador, en el caso del software se emplea la herramienta Link como aislador.

Con respecto a las direcciones, para las propiedades de los Links la dirección U1 pertenece al eje Z y se muestra en la figura 55, las direcciones U2 y U3 pertenecen a las direcciones X e Y respectivamente, las cuales se pueden ver en la figura 56.

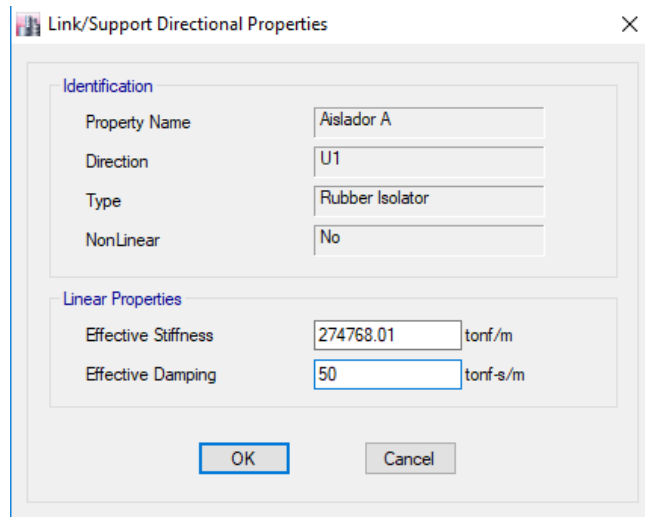


Figura 55. Propiedades dinámicas del Aislador LRB-A.

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

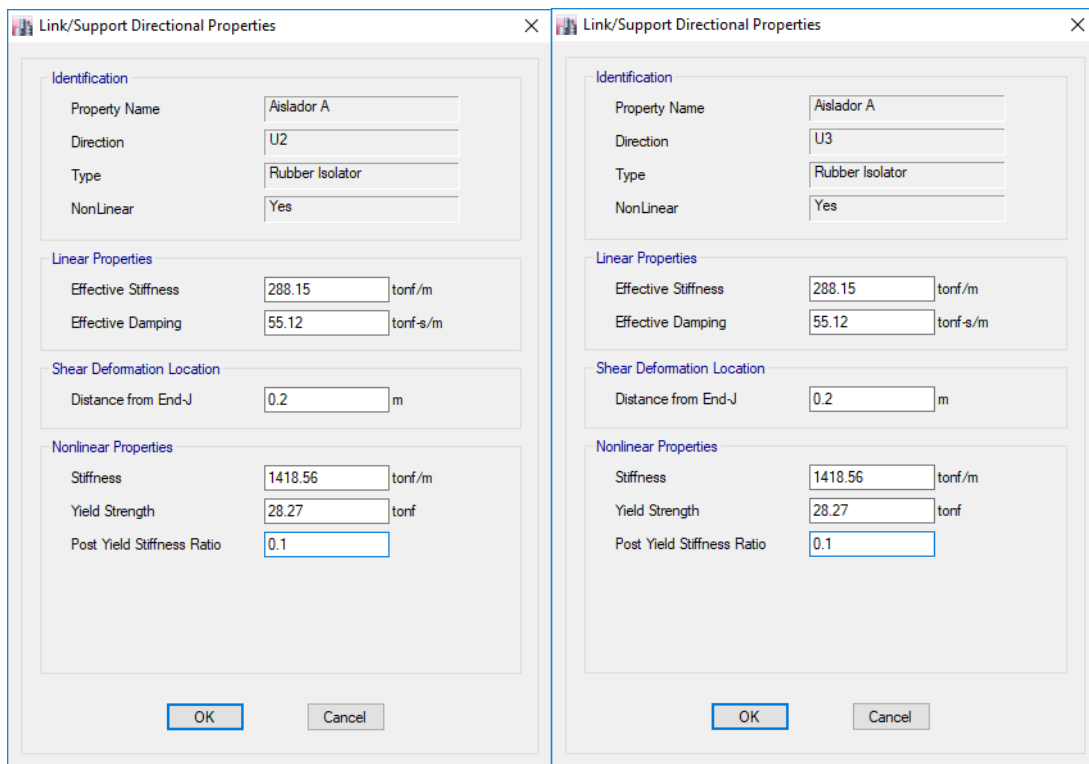


Figura 56. Propiedades dinámicas de los aisladores LRB-A.

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

En la figura 57, 58 y 59 se muestran las propiedades del aislador LRB-B.

The screenshot shows a dialog box titled "Link/Support Directional Properties" with a close button (X) in the top right corner. It is divided into two main sections: "Identification" and "Linear Properties".

- Identification:**
 - Property Name: Aislador B
 - Direction: U1
 - Type: Rubber Isolator
 - NonLinear: No
- Linear Properties:**
 - Effective Stiffness: 199770.25 tonf/m
 - Effective Damping: 40 tonf-s/m

At the bottom, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

Figura 57. Propiedades dinámicas de los aisladores LRB-B.

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

The image shows two side-by-side screenshots of the "Link/Support Directional Properties" dialog box. Both dialog boxes have the same layout as Figure 57, but with different values for direction and non-linear properties.

- Left Dialog (Direction U2):**
 - Property Name: Aislador B
 - Direction: U2
 - Type: Rubber Isolator
 - NonLinear: Yes
 - Effective Stiffness: 196.05 tonf/m
 - Effective Damping: 32.2 tonf-s/m
 - Shear Deformation Location: Distance from End-J: 0.2 m
 - Nonlinear Properties:
 - Stiffness: 1137.61 tonf/m
 - Yield Strength: 15.9 tonf
 - Post Yield Stiffness Ratio: 0.1
- Right Dialog (Direction U3):**
 - Property Name: Aislador B
 - Direction: U3
 - Type: Rubber Isolator
 - NonLinear: Yes
 - Effective Stiffness: 196.05 tonf/m
 - Effective Damping: 32.2 tonf-s/m
 - Shear Deformation Location: Distance from End-J: 0.2 m
 - Nonlinear Properties:
 - Stiffness: 1137.61 tonf/m
 - Yield Strength: 15.9 tonf
 - Post Yield Stiffness Ratio: 0.1

Both dialog boxes have "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

Figura 58. Propiedades dinámicas de los aisladores LRB-B.

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

Todas las propiedades introducidas fueron calculadas en el ítem 4.2.5 Propiedades dinámicas de los aisladores.

4.3.3. Tolerancias Máximas de Distorsiones y Desplazamiento de Entrepiso

A continuación se presentan los resultados del Análisis Tiempo Historia, en el cual se introdujeron las propiedades dinámicas de los aisladores. Los resultados obtenidos cumplen con las tolerancias máximas de desplazamiento de entrepiso, eliminando torsiones en planta y tracciones en los elementos del sistema de aislamiento.

Al finalizar todo el procedimiento se observó que los parámetros obtenidos cumplen con el desempeño esperado para la estructura, de no haber sido así, se debe plantear otra solución, haciendo variar las propiedades dinámicas de los aisladores y la distribución en planta de los elementos del sistema de aislamiento.

En la figura 59 se muestra la distribución en planta de los dos tipos de Aisladores, el bloque presenta 15 aisladores elastoméricos de goma natural con núcleo de plomo de tipo LRB-A (Diámetro Externo=0.90m, Diámetro Interno del plomo=0.20m, h=0.255m) y 15 de tipo LRB-B (Diámetro Externo=0.80m, Diámetro Interno del Plomo=0.15m, h=0.255m).

A continuación también se muestra en las figuras 60, 61 y 62 el desplazamiento de la estructura aislada en elevación de los cortes A-A, B-B y C-C, obtenidos después del Análisis tiempo Historia en el software Etabs.

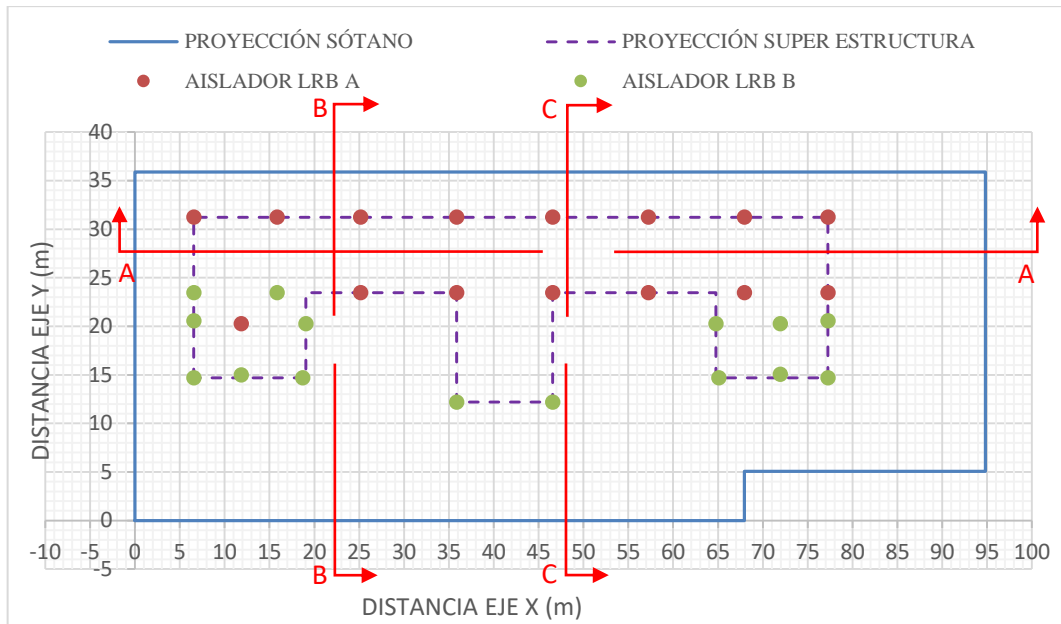


Figura 59. Vista en planta de la distribución de Aisladores.

Fuente: Elaboración propia (Vista en elevación)

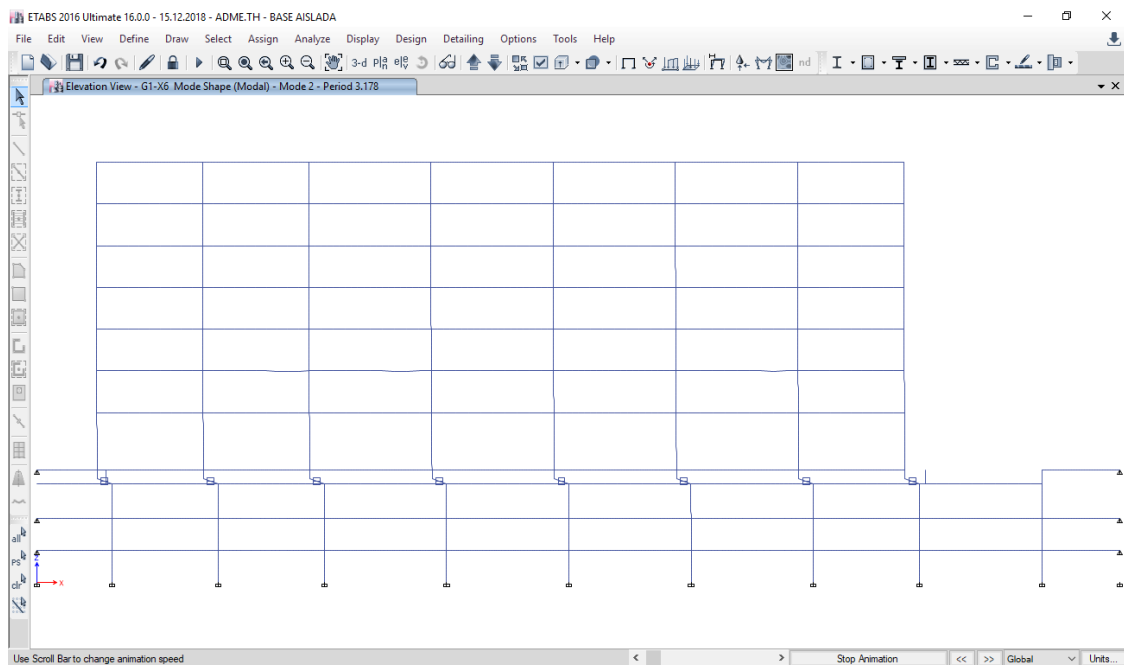


Figura 60. Vista en elevación de la estructura aislada con desplazamiento en eje X (Corte A-A)

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

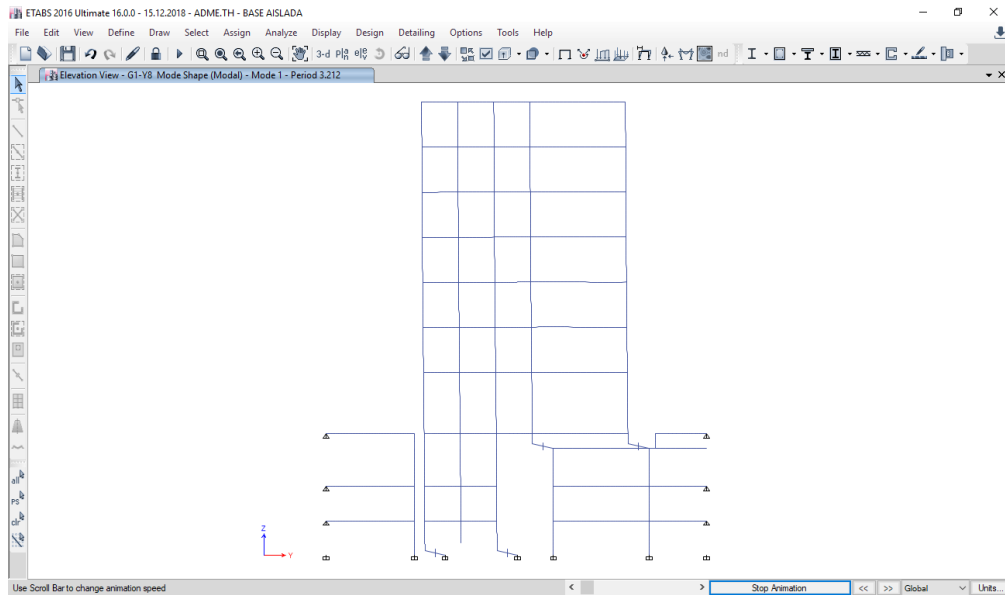


Figura 61. Vista en elevación de la estructura aislada con desplazamiento en eje Y (Corte B-B)

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

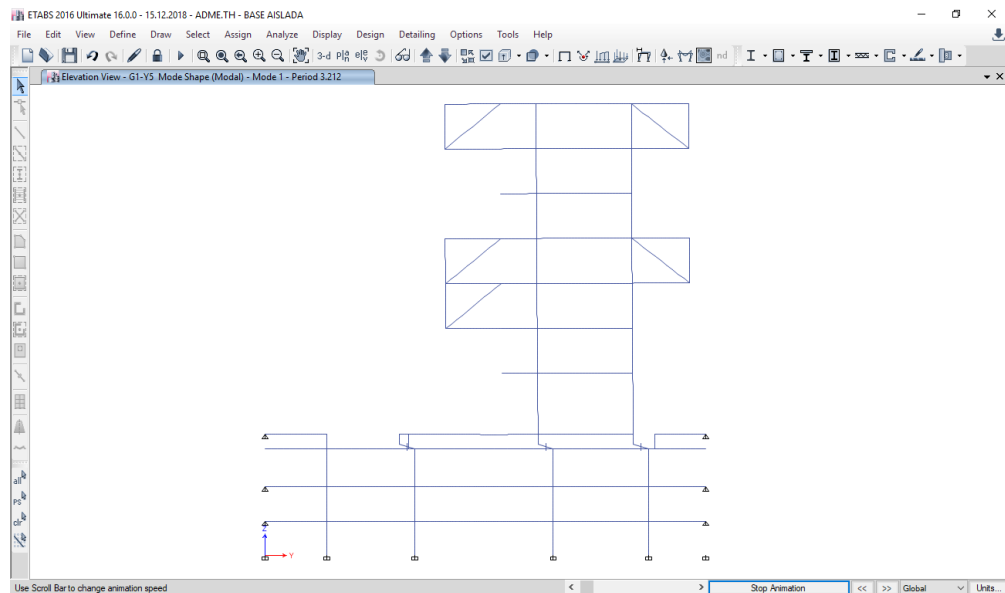


Figura 62. Vista en elevación de la estructura aislada con desplazamiento en eje Y (Corte C-C)

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

Según la Norma E.030 4.7.3 Tratamiento de Resultados, en caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. A continuación se muestra el resultado de las distorsiones, desplazamientos y aceleraciones de entrepiso obtenidas del Análisis Tiempo Historia para los 7 pares de registros sísmicos, además de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos.

4.3.3.1 Distorsiones de entrepiso de la estructura para los 7 registros sísmicos

Tabla 8. Distorsiones de entrepiso de los 7 registros empleados.

SISMO 1951			SISMO 1966			SISMO 1970		
Nive 1	EJE X	EJE Y	Nive 1	EJE X	EJE Y	Nive 1	EJE X	EJE Y
	Distor.(m/m)	Distor.(m/m)		Distor.(m/m)	Distor.(m/m)		Distor.(m/m)	Distor.(m/m)
10	0.0004	0.0002	10	0.0004	0.0008	10	0.0002	0.0006
9	0.0006	0.0005	9	0.0006	0.0013	9	0.0004	0.0008
8	0.0005	0.0006	8	0.0005	0.0015	8	0.0003	0.0010
7	0.0006	0.0007	7	0.0004	0.0016	7	0.0003	0.0011
6	0.0011	0.0011	6	0.0008	0.0020	6	0.0007	0.0014
5	0.0018	0.0014	5	0.0013	0.0022	5	0.0010	0.0016
4	0.0020	0.0014	4	0.0015	0.0022	4	0.0012	0.0016
3	0.0013	0.0010	3	0.0010	0.0015	3	0.0008	0.0012
2	0.0011	0.0009	2	0.0009	0.0013	2	0.0007	0.0010
1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000
SISMO 1974			SISMO 2007			SISMO 2011		
Nive 1	EJE X	EJE Y	Nive 1	EJE X	EJE Y	Nive 1	EJE X	EJE Y
	Distor.(m/m)	Distor.(m/m)		Distor.(m/m)	Distor.(m/m)		Distor.(m/m)	Distor.(m/m)
10	0.0003	0.0006	10	0.0003	0.0005	10	0.0002	0.0008
9	0.0006	0.0009	9	0.0005	0.0009	9	0.0004	0.0010
8	0.0004	0.0011	8	0.0003	0.0011	8	0.0003	0.0013
7	0.0005	0.0013	7	0.0004	0.0012	7	0.0003	0.0015
6	0.0010	0.0016	6	0.0008	0.0015	6	0.0007	0.0016
5	0.0015	0.0018	5	0.0012	0.0017	5	0.0011	0.0018
4	0.0016	0.0018	4	0.0014	0.0017	4	0.0012	0.0018
3	0.0012	0.0013	3	0.0009	0.0011	3	0.0008	0.0012
2	0.0009	0.0011	2	0.0008	0.0010	2	0.0007	0.0011
1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000
SISMO 2014								
Nive 1	EJE X	EJE Y	Nive 1	EJE X	EJE Y			
	Distor.(m/m)	Distor.(m/m)		Distor.(m/m)	Distor.(m/m)	Distor.(m/m)		
10	0.0003	0.0007	10	0.0003	0.0007			
9	0.0005	0.0010	9	0.0005	0.0010			
8	0.0004	0.0012	8	0.0004	0.0012			
7	0.0004	0.0012	7	0.0004	0.0012			
6	0.0008	0.0008	6	0.0008	0.0008			
5	0.0013	0.0010	5	0.0013	0.0010			
4	0.0014	0.0011	4	0.0014	0.0011			
3	0.0010	0.0007	3	0.0010	0.0007			
2	0.0008	0.0007	2	0.0008	0.0007			
1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000			
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000			

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla 8 se muestra el resultado de las distorsiones de entrepiso de los 7 pares de registros obtenidos del análisis Tiempo- Historia, en la tabla 9 se muestra el promedio de los valores de aceleraciones de entrepiso y en la figura 63 se muestra el resultado de los valores promedio de distorsión, notándose que todos los valores son menores a la distorsión límite 0.005 que exige el Proyecto de Norma de Aislamiento Sísmico 2018.

4.3.3.2 Distorsiones de entrepiso Promedio de la estructura

Tabla 9. Distorsiones de entrepiso en Ejes X e Y.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Nivel	Story	Diaphragm	UX m/m	UY m/m
10	PISO 7	D10	3.00E-04	6.13E-04
9	PISO 6	D9	5.07E-04	9.08E-04
8	PISO 5	D8	3.85E-04	1.10E-03
7	PISO 4	D7	4.28E-04	1.23E-03
6	PISO 3	D6	8.72E-04	1.41E-03
5	PISO 2	D5	1.31E-03	1.64E-03
4	PISO 1	D4	1.47E-03	1.68E-03
3	SOTANO 1	D3	9.98E-04	1.14E-03
2	SOTANO 2	D2	8.49E-04	1.01E-03
1	SOTANO 3	D1	0.00E+00	0.00E+00
0	BASE	-	0.00E+00	0.00E+00

Fuente: Etabs 2016

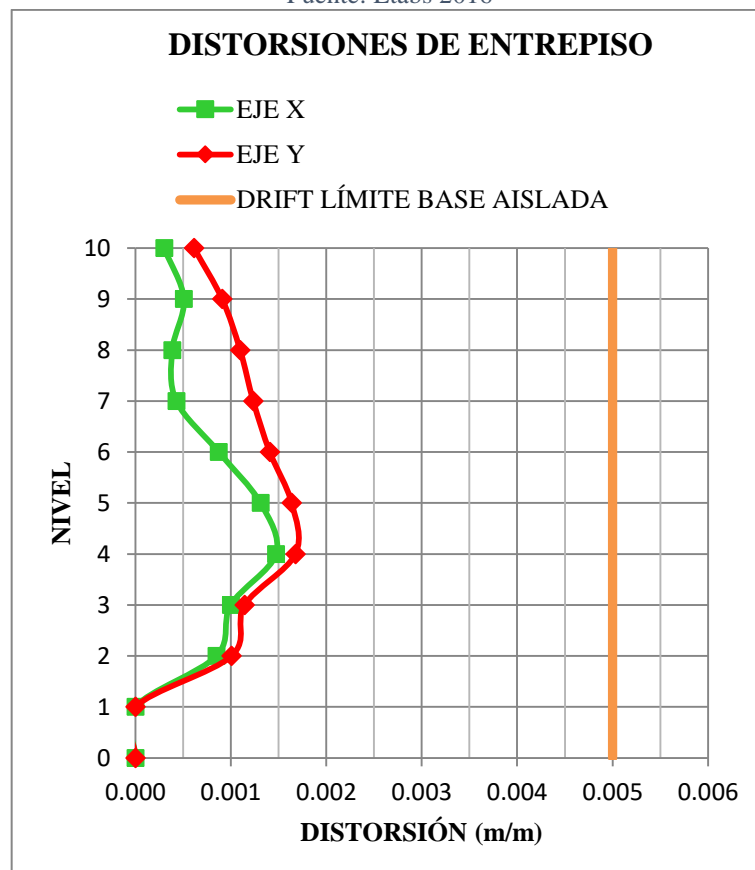


Figura 63. Gráfica de Distorsiones de entrepiso Ejes X e Y - Distorsión Límite para Estructuras Aisladas.

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.3.3 Desplazamientos de entrepiso de la estructura para los 7 registros sísmicos

Tabla 10. Desplazamientos de entrepiso de los 7 registros empleados.

SISMO 1951			SISMO 1966			SISMO 1970		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)
10	17.07	12.48	10	13.96	17.75	10	10.07	14.03
9	16.93	12.40	9	13.82	17.45	9	9.99	13.81
8	16.70	12.21	8	13.59	16.99	8	9.85	13.52
7	16.52	11.98	7	13.42	16.45	7	9.75	13.17
6	16.31	11.72	6	13.27	15.85	6	9.62	12.75
5	15.89	11.32	5	12.97	15.13	5	9.37	12.23
4	15.25	10.82	4	12.50	14.33	4	8.98	11.64
3	14.25	10.10	3	11.76	13.23	3	8.38	10.81
2	13.70	9.67	2	11.33	12.61	2	8.04	10.32
1	13.39	9.43	1	11.08	12.26	1	7.86	10.04
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
SISMO 1974			SISMO 2007			SISMO 2011		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Desplaz.(cm)	Desplaz.(cm)		Desplaz.(cm)	Desplaz.(cm)		Desplaz.(cm)	Desplaz.(cm)
10	12.72	14.79	10	12.21	15.34	10	10.43	15.37
9	12.59	14.55	9	12.11	15.14	9	10.34	15.10
8	12.38	14.23	8	11.95	14.81	8	10.19	14.74
7	12.22	13.82	7	11.82	14.42	7	10.08	14.27
6	12.03	13.34	6	11.67	14.00	6	9.96	13.74
5	11.65	12.77	5	11.37	13.47	5	9.70	13.16
4	11.10	12.11	4	10.91	12.86	4	9.31	12.50
3	10.29	11.21	3	10.20	12.00	3	8.72	11.60
2	9.77	10.68	2	9.80	11.53	2	8.39	11.07
1	9.51	10.38	1	9.57	11.25	1	8.19	10.77
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
SISMO 2014								
Nivel	EJE X	EJE Y						
	Desplaz.(cm)	Desplaz.(cm)						
10	11.17	13.30						
9	11.07	13.05						
8	10.90	12.69						
7	10.77	12.26						
6	10.62	11.82						
5	10.31	11.55						
4	9.85	11.18						
3	9.15	10.62						
2	8.74	10.30						
1	8.52	10.09						
0	0.00	0.00						

Fuente: Etabs 2016

En la tabla 10 se muestra el resultado de los desplazamientos de entrepiso de los 7 pares de registros obtenidos del análisis Tiempo- Historia, en la tabla 11 se muestra el promedio de los valores de desplazamiento de entrepiso y en la figura 64 se muestra el resultado de los valores promedio.

4.3.3.4 Distorsiones de entrepiso Promedio de la estructura

Tabla 11.Desplazamientos de entrepiso en Ejes X e Y.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Nivel	Story	Diaphragm	UX m	UY m
10	PISO 7	D10	12.52	14.72
9	PISO 6	D9	12.41	14.50
8	PISO 5	D8	12.22	14.17
7	PISO 4	D7	12.08	13.77
6	PISO 3	D6	11.93	13.32
5	PISO 2	D5	11.61	12.80
4	PISO 1	D4	11.13	12.21
3	SOTANO 1	D3	10.39	11.37
2	SOTANO 2	D2	9.97	10.88
1	SOTANO 3	D1	9.73	10.60
0	BASE	-	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

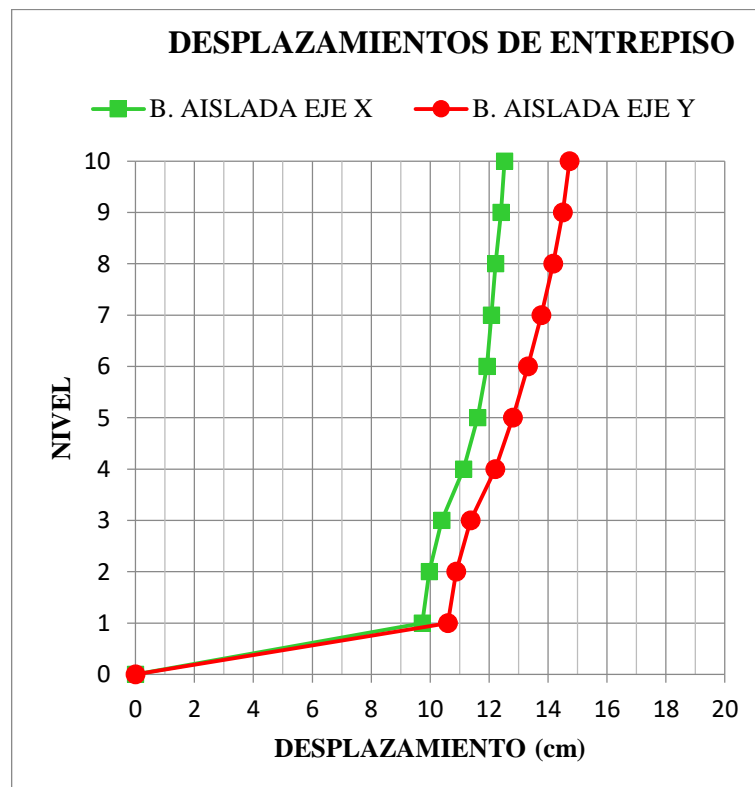


Figura 64. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso Ejes X e Y.

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3.5 Aceleraciones de entrepiso de la estructura para los 7 registros sísmicos

Tabla 12. Aceleraciones de entrepiso de los 7 registros empleados.

SISMO 1951			SISMO 1966			SISMO 1970		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Desplaz.(cm)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)
10	1.95	2.49	10	1.96	2.00	10	1.27	2.24
9	1.90	2.18	9	1.93	1.93	9	1.19	1.94
8	2.01	1.92	8	1.91	1.82	8	1.08	1.79
7	2.01	1.79	7	1.87	1.65	7	1.04	1.76
6	2.00	1.94	6	1.79	1.69	6	1.05	2.00
5	1.95	2.15	5	1.69	2.17	5	1.17	2.50
4	2.16	2.10	4	1.70	2.65	4	1.43	2.86
3	2.83	2.56	3	2.14	3.22	3	1.76	3.03
2	3.07	2.99	2	2.60	3.51	2	2.02	3.40
1	3.19	2.95	1	2.78	3.59	1	2.16	3.56
0	31.25	31.25	0	13.76	12.64	0	10.37	15.81
SISMO 1974			SISMO 2007			SISMO 2011		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)
10	1.74	2.03	10	1.39	1.52	10	1.15	1.44
9	1.70	1.82	9	1.37	1.42	9	1.14	1.43
8	1.65	1.61	8	1.33	1.36	8	1.13	1.43
7	1.64	1.63	7	1.30	1.35	7	1.11	1.42
6	1.66	1.88	6	1.27	1.46	6	1.09	1.40
5	1.75	2.38	5	1.22	1.60	5	1.06	1.37
4	1.87	2.83	4	1.22	1.72	4	1.04	1.34
3	2.13	3.37	3	1.31	1.87	3	1.00	1.31
2	2.20	3.87	2	1.38	1.96	2	0.98	1.28
1	2.23	4.02	1	1.41	1.98	1	0.97	1.27
0	7.99	14.87	0	2.34	2.91	0	3.33	3.40
SISMO 2014								
Nivel	EJE X	EJE Y						
	Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)						
10	1.63	2.25						
9	1.49	2.21						
8	1.39	2.11						
7	1.37	1.87						
6	1.34	2.00						
5	1.37	2.37						
4	1.64	2.95						
3	2.20	3.61						
2	2.52	4.25						
1	2.62	4.49						
0	20.22	21.21						

Fuente: Etabs 2016

En la tabla 12 se muestra el resultado de las aceleraciones de entrepiso de los 7 pares de registros obtenidos del análisis Tiempo- Historia, en la tabla 13 se muestra el promedio

de los valores de aceleraciones de entrepiso y en la figura 65 se muestra el resultado de los valores promedio.

4.3.3.6 Aceleraciones de entrepiso Promedio de la estructura

Tabla 13. Aceleraciones de entrepiso en Ejes X e Y.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Nivel	Story	Diaphragm	UX m/s ²	UY m/s ²
10	PISO 7	D10	23.76	33.75
9	PISO 6	D9	19.24	27.61
8	PISO 5	D8	15.52	23.01
7	PISO 4	D7	13.63	19.51
6	PISO 3	D6	12.18	15.73
5	PISO 2	D5	10.66	11.75
4	PISO 1	D4	8.42	8.61
3	SOTANO 1	D3	6.95	7.20
2	SOTANO 2	D2	6.95	7.20
1	SOTANO 3	D1	6.95	7.20
0	BASE	-	6.95	7.20

Fuente: Etabs 2016

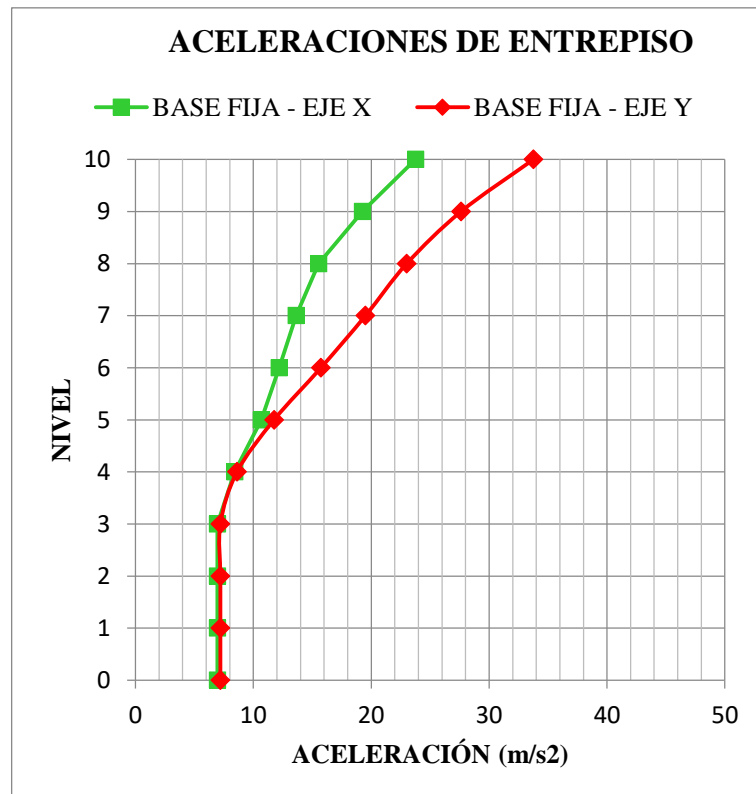


Figura 65. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso Ejes X e Y.

Fuente: Elaboración Propia.

4.4. Diseño de la Super Estructura

El diseño final de la super estructura (Columnas, vigas y losas) se realizó con Análisis Dinámico Modal Espectral empleando un coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas $R_0= 2$ como menciona el Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico.

4.4.1 Parámetros sísmicos para el diseño de la estructura sobre el sistema de aislamiento

4.4.1.1 Cálculo del Espectro Pseudo Aceleraciones:

$Z=0.45$	Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4
$U=1.00$	Factor de Uso e Importancia: (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico, Artículo 13; 13.6)
C:	Factor de amplificación sísmica ($T_P=0.4s$; $T_L=2.5s$)
	Para: $T < T_P \rightarrow C=2.5$
	Para: $T_P < T < T_L \rightarrow C=2.5*(T_P / T)$
	Para: $T > T_L \rightarrow C=2.5*(T_P* T_L/T^2)$
$S=1.00$	Factor de Suelo ($Z=0.45$; Tipo de suelo: Suelo tipo S_1). Valor asumido
$R_0=7$	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas para la superestructura considerándola como si fuera base fija. (E 0.30 Cap. 4.7.1 - Registros de Aceleración)
$R_a=2$	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $3/8R_0$ pero no menor que 1 ni mayor que 2. (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico (Artículo 4.- Nomenclatura, N°25) $R_a=2/3(7)=2.63 > 2 \rightarrow R_a=2$.

Se analizó la estructura sobre el sistema de aislamiento mediante registro de aceleración de acuerdo a las solicitudes indicadas en el Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico, Artículo 27;27.2.1 “*Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento deben ser diseñados usando los requerimientos para la estructura no aislada y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducidas por R_a* ”:

$$S_a = ZUCSg/R_a$$

El espectro es el mismo para ambas direcciones ya que el coeficiente “R” es el mismo para la dirección X e Y. En la figura 66 se muestra el espectro de Pseudoaceleraciones.

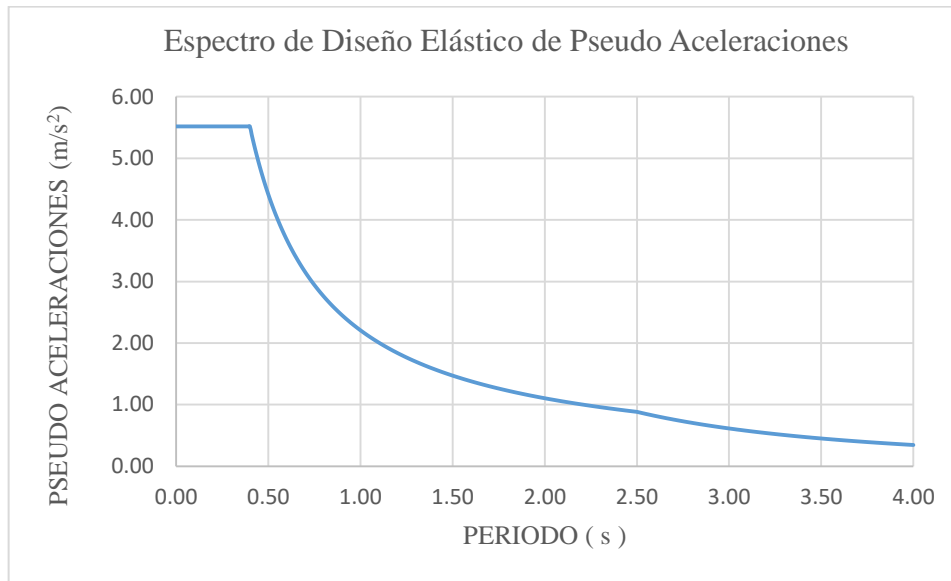


Figura 66. Espectro de diseño elástico de Pseudo Aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2 Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a flexión y viene acompañada por fuerza cortante, además trabajan en una sola dirección. (Oviedo, 2019) En la figura 67 se muestra un corte en elevación de la estructura y a continuación se presenta el diseño de una viga del primer nivel, sombreada de color amarillo.

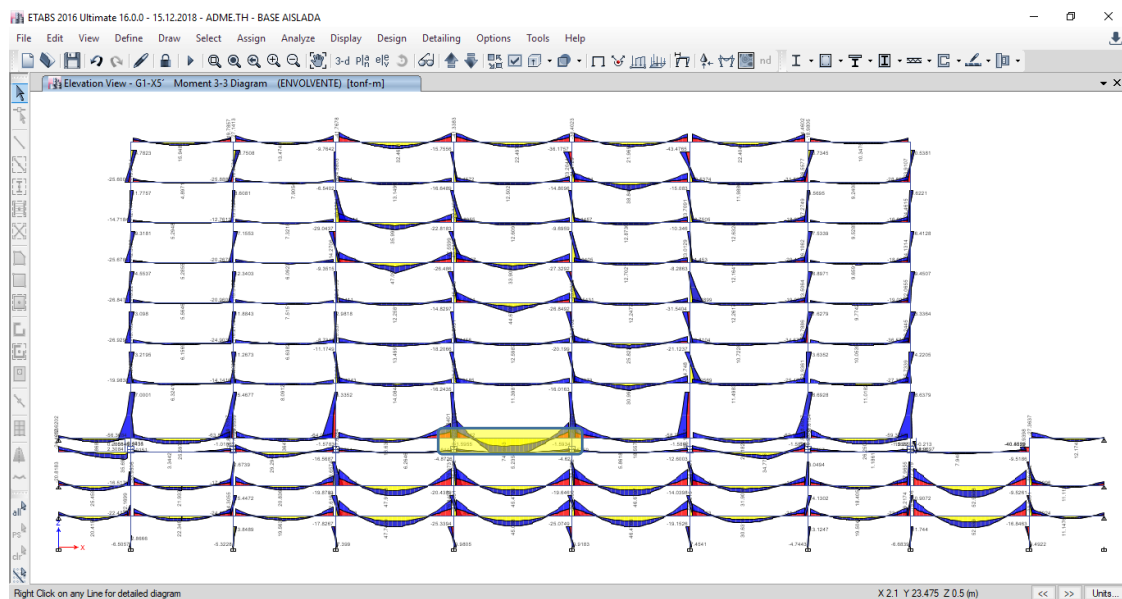


Figura 67. Diagrama de Momentos flectores de la estructura aislada.

Fuente: Elaboración propia. (Etabs 2016)

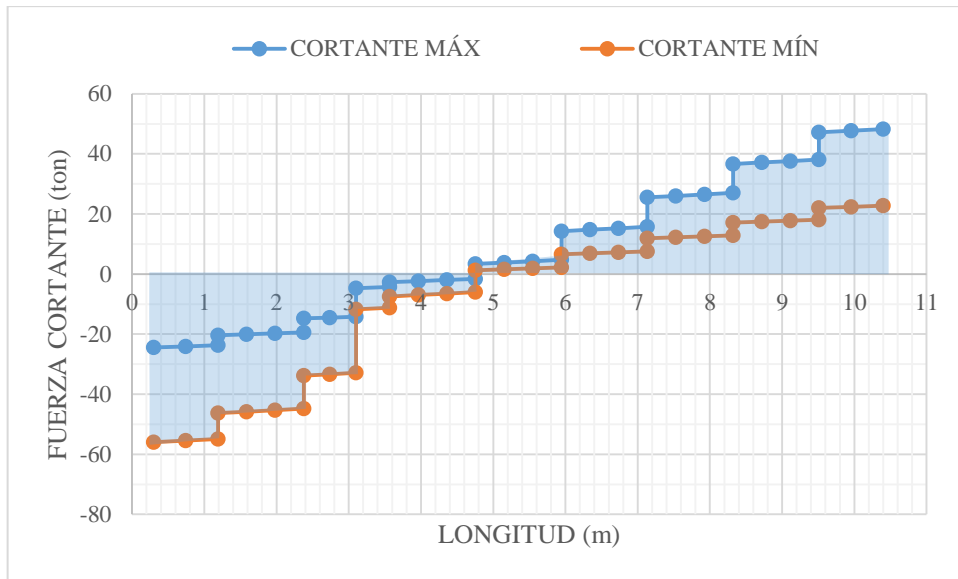


Figura 68. Envolvente de Fuerza cortante. $F_{m\acute{a}x\ izq}=56.03\ ton$; $F_{m\acute{a}x\ der}=48.28\ ton$.

Fuente: Elaboración Propia.

En la figura 68 y 69 se presenta la fuerza cortante y momentos de diseño respectivamente que se emplearon para diseñar una viga de la estructura aislada.

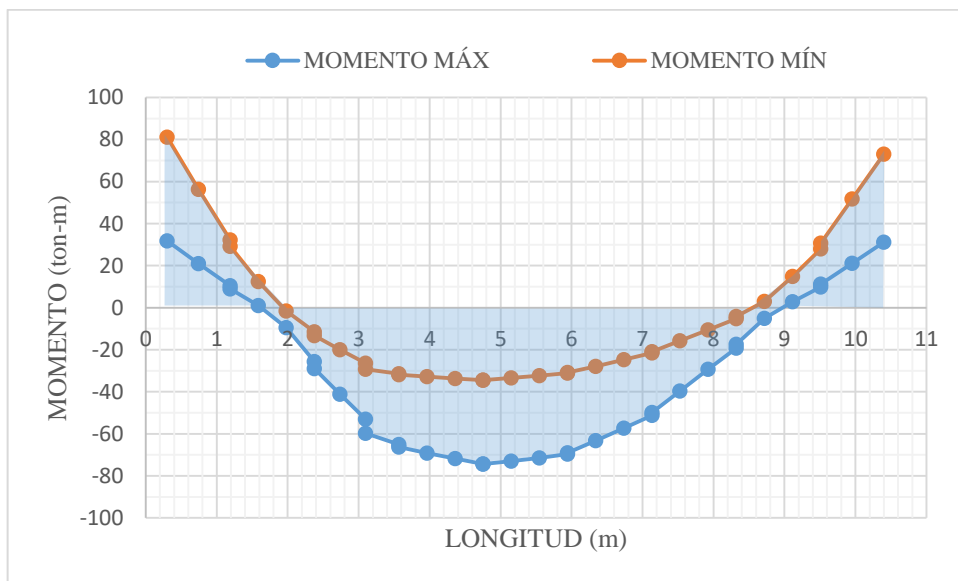


Figura 69. Envolvente de Momentos $M_{m\acute{a}x\ izq}(-)=81.13\ tn\cdot m$; $M_{m\acute{a}x\ (+)}=74.39\ tn\cdot m$;
 $M_{m\acute{a}x\ der}(-)=73.07\ tn\cdot m$

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.1 Pre dimensionamiento, El predimensionamiento se hizo con el criterio del ingeniero Antonio Blanco: $h=L/10$ ó $h=L/12$, se eligió:

$$h = \frac{L}{12} = \frac{10.2\ m}{12} = 0.85\ m$$

4.4.2.2 Diseño por Flexión

Mu(-)=81.13 ton-m, b=40cm, d=85-6=79cm, a=d/5=15.8cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

$$A_s = \frac{81.13 * 10^5}{0.9 * 4200 (79 - \frac{15.8}{2})} = 30.187 \text{ cm}^2, \quad a = \frac{30.187 * 4200}{0.85 * 40 * 280} = 13.318 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{81.13 * 10^5}{0.9 * 4200 (79 - \frac{13.318}{2})} = 29.669 \text{ cm}^2, \quad a = \frac{29.669 * 4200}{0.85 * 40 * 280} = 13.089 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{81.13 * 10^5}{0.9 * 4200 (79 - \frac{13.089}{2})} = 29.622 \text{ cm}^2, \quad a = \frac{29.622 * 4200}{0.85 * 40 * 280} = 13.086 \text{ cm}$$

Por lo tanto el área de acero a utilizar $A_s(-)=29.62\text{cm}^2 \rightarrow \text{Refuerzo} = 6\phi 1''$

Mu(+)=73.07 ton-m

b=40cm, d=85-6=79cm, a=d/5=15.8cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

$$A_s = \frac{73.07 * 10^5}{0.9 * 4200 (79 - \frac{15.8}{2})} = 27.188 \text{ cm}^2, \quad a = \frac{27.188 * 4200}{0.85 * 40 * 280} = 11.995 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{73.07 * 10^5}{0.9 * 4200 (79 - \frac{11.995}{2})} = 26.479 \text{ cm}^2, \quad a = \frac{26.479 * 4200}{0.85 * 40 * 280} = 11.682 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{73.07 * 10^5}{0.9 * 4200 (79 - \frac{11.682}{2})} = 26.423 \text{ cm}^2, \quad a = \frac{26.423 * 4200}{0.85 * 40 * 280} = 11.657 \text{ cm}$$

Por lo tanto el área de acero a utilizar $A_s(+)=26.42\text{cm}^2 \rightarrow \text{Refuerzo} = 3\phi 1 \frac{3}{8}''$

4.4.2.3 Diseño por cortante

Del análisis Dinámico se obtuvo un cortante $V_u=56.03 \text{ ton}$, con el que se realizó el diseño por cortante.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * b_w * d = 0.53\sqrt{280} * 40 * 79 = 28.025 \text{ ton}$$

Cortante Nominal:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{56.03}{0.85} = 65.92 \text{ ton}$$

Cortante del Acero:

CASO III: $V_n \geq V_c$ Caso A: $V_s \leq 2V_c \rightarrow s \leq \frac{d}{2}$ (39.5cm), $s \leq 60 \text{ cm}$ (Oviedo, 2019)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{56.03}{0.85} - 28.025 = 37.893 \text{ ton}$$

Para un estribo de $\phi 1/2''$: $A_v=(2*1.29)$ debido al confinamiento por la sección de la viga.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 37.893 \text{ ton} \rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2 * 1.29) * 4200 * 79}{37.893 * 1000} = 22.59 \text{ cm}$$

La máxima separación de estribos fuera de la zona de confinamiento es la menor dimensión entre 39.5cm ($d/2$), 60cm y 22.59cm. (E.060 - 21.4.4.5) Se asume $s=22.5 \text{ cm}$

En la zona de confinamiento (L_0) deberá colocarse estribos en ambos lados a una longitud igual a dos veces el peralte del elemento en zonas sísmicas (E.060 - 21)

$$L_0 \leq 2 * h \rightarrow \text{Para } h=85\text{cm} \quad L_0=170 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo de estribos dentro de la zona de confinamiento es el menor valor de (E.060 - 21.4.4.4)

$d/4=79/4=19.75\text{cm}$	}	$S=17.5 \text{ cm}$
$10d_{b \text{ long}}=10*1*2.54=25.4\text{cm}$		
$24d_b \text{ estribos}=24*0.5*2.54=30.48 \text{ cm}$		
30cm		

Por lo tanto, como el espaciamiento máximo en la zona de confinamiento es 19.75 cm, se elige el valor de 17.5cm. El resultado final del diseño por corte es el siguiente:

$$1\phi 1/2'' : 1 @ 0.05\text{m}; 10\phi 1/2'' @ 0.175\text{m}; \text{Resto} @ 0.225\text{m} \text{ en cada extremo.}$$

En la figura 70 se muestran los detalles de refuerzo de la viga perteneciente a la estructura aislada.

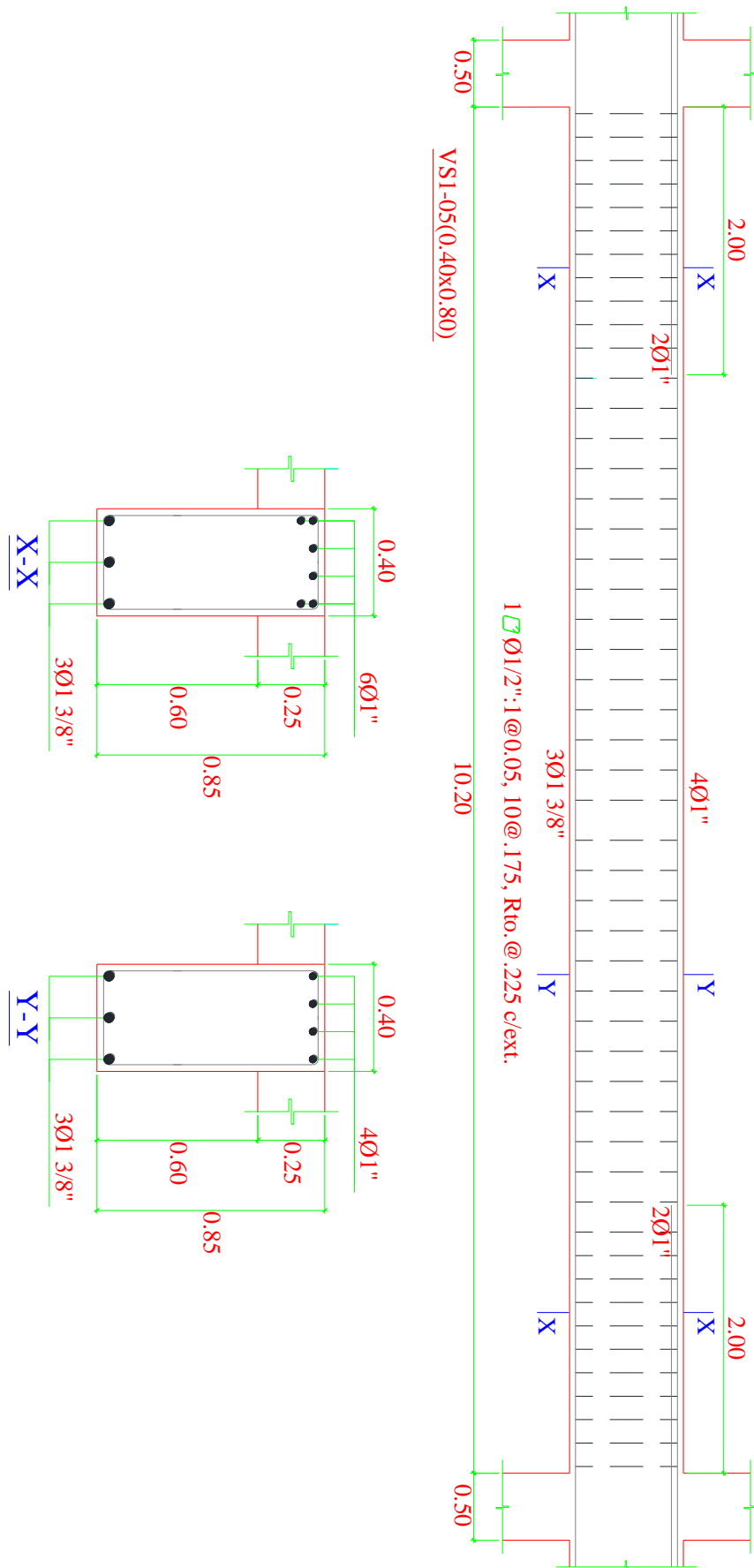


Figura 70. Diseño final de Viga

Fuente: Elaboración propia.

4.4.3 Diseño de Columnas

Las columnas son elementos estructurales que transmiten las cargas de elementos horizontales (vigas y losas de un piso) y cargas verticales (cargas axiales de los pisos superiores) hacia la cimentación. Las columnas resisten básicamente solicitaciones de compresión, pero en la realidad resisten una combinación de compresión con corte, flexión y torsión.

Diagrama de Interacción: Es el lugar geométrico en el que se grafican las combinaciones de Carga axial y Momento que consumen la capacidad de la sección de columna. Una posibilidad de construir el diagrama de interacción es variar la deformación del acero más alejado del borde en compresión con la siguiente expresión: $\epsilon_{s1} = \alpha \epsilon_y$, este procedimiento es equivalente al de ir variando el valor del eje neutro.

A continuación se muestra en la figura 71 las deformaciones y esfuerzos de una sección de columna.

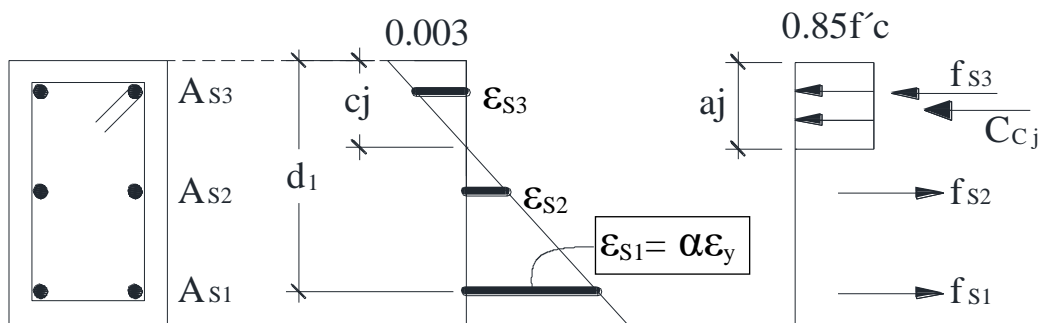


Figura 71. Obtención de un punto del diagrama de interacción variando la deformación del acero en tracción más alejado. (Ottazzi, 2015)

$$c_j = \left(\frac{0.003}{0.003 - \alpha \epsilon_y} \right) d_1 \quad \alpha \text{ positivo si } \epsilon_{s1} \text{ es de compresión}$$

α negativo si ϵ_{s1} es de tracción

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) 0.003 \quad \text{Deformación positiva si es de compresión}$$

$$f_s = \epsilon_s E_s \leq f_y \quad F_{si} = A_{si} f_{si} \quad (\text{Positivo si es de compresión})$$

A continuación se presenta el diseño de una columna de sótano de 50x50 cm, el cual inicialmente presentaba un refuerzo de 12 $\phi 1"$, y se muestra en la figura 72.

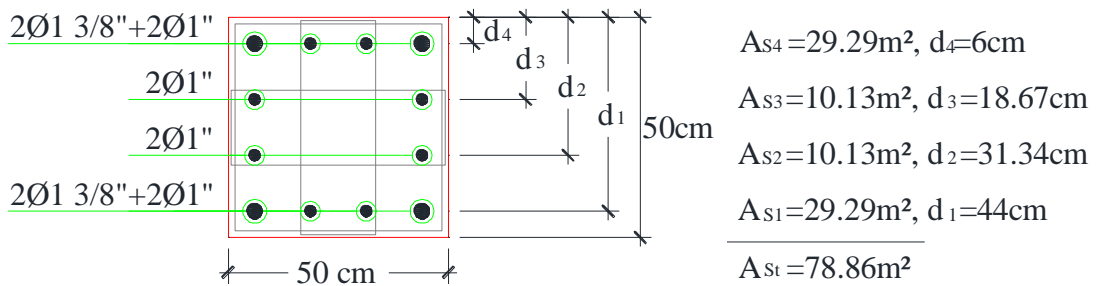


Figura 72. Sección transversal de columna y detalles de refuerzo.

Datos:

$f_y=4200\text{kg/cm}^2$, $E_s=2000000\text{kg/cm}^2$, $f'_c=350\text{kg/cm}^2$, $b=50\text{cm}$, $h=50\text{cm}$.

4.4.3.1 Diseño por Flexo-Compresión:

Compresión Pura (Punto 1) $\phi=0.7$ (Ver figura 73)

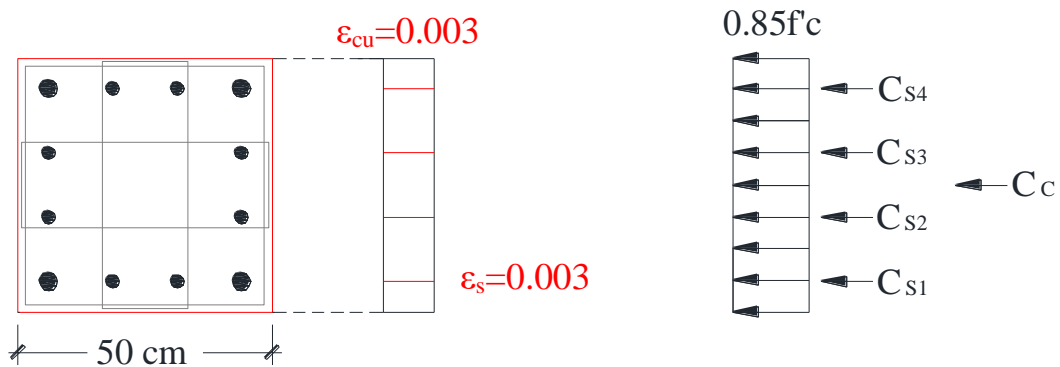


Figura 73. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.

$$P_n = [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

$$P_n = [0.85 * 280(2500 - 78.86) + 78.86 * 4200] = 1051.49 \text{ ton}; M_n = 0\text{kg.m}$$

Fisuración Incipiente (Punto 2) $\phi=0.7$; $\alpha=0 \rightarrow \varepsilon_{s1}=0$; $C=44\text{cm}$; $a=0.85C=37.4\text{cm}$ (Ver figura 74)

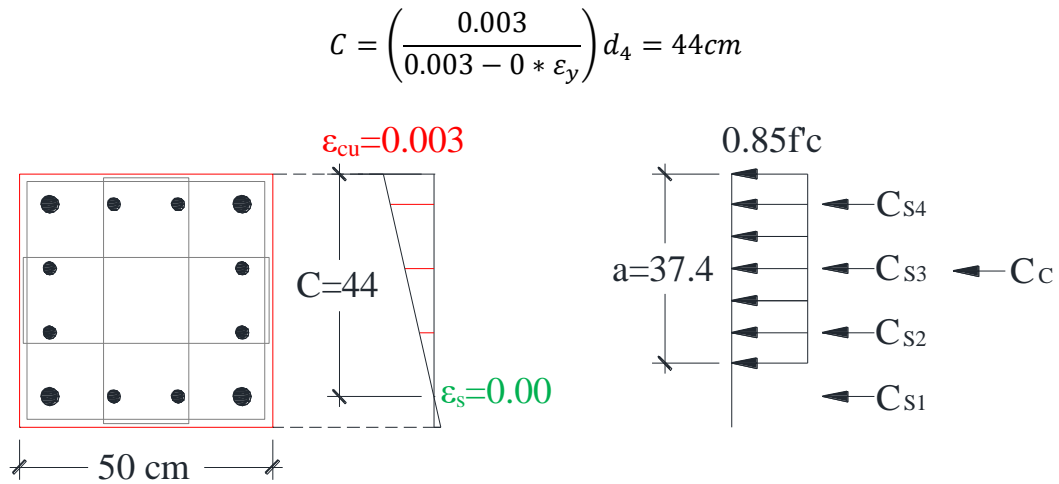


Figura 74. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.

$$\varepsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) 0.003$$

$$\varepsilon_{s4} = \left(\frac{c - d_4}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{44 - 6}{44} \right) 0.003 = 0.0026 u$$

$$\varepsilon_{s3} = \left(\frac{c - d_3}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{44 - 18.67}{44} \right) 0.003 = 0.0017 u$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{c - d_2}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{44 - 31.34}{44} \right) 0.003 = 0.0009 u$$

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{44 - 44}{44} \right) 0.003 = 0.0000 u$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.0026 * 2 * 10^6 = 5200.00 \rightarrow f_{s4} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = 0.0017 * 2 * 10^6 = 3454.09 \rightarrow f_{s3} = 3454.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 0.0009 * 2 * 10^6 = 1726.36 \rightarrow f_{s2} = 1726.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = 0.0000 * 2 * 10^6 = 0.0000 \rightarrow f_{s1} = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = f_s A_s$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = 4200.00 * 29.29 = 123034.91 \text{ kg} \rightarrow C_{s4} = 123034.91 \text{ kg}$$

$$F_{s3} = f_{s3} A_{s3} = 3454.09 * 10.13 = 35004.27 \text{ kg} \rightarrow C_{s3} = 35004.27 \text{ kg}$$

$$F_{s2} = f_{s2} A_{s2} = 1726.36 * 10.13 = 50572.14 \text{ kg} \rightarrow C_{s2} = 50572.14 \text{ kg}$$

$$F_{s1} = f_{s1}A_{s1} = 0000.00 * 29.29 = 0.00 \text{ kg} \rightarrow C_{s1} = 0.00 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85 * f'c * a * b$$

$$C_c = 0.85 * 350 * 37.40 * 50 = 556325 \text{ kg}$$

$$P_n = C_{s4} + C_{s3} + C_{s2} + C_{s1} + C_c$$

$$P_n = 123034.91 + 35004.27 + 50572.14 + 0.00 + 556325 = 764.94 \text{ tn}$$

$$M_n = C_{s4} \left(\frac{h}{2} - d_4 \right) + C_{s3} \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) - C_{s2} \left(d_2 - \frac{h}{2} \right) - C_{s1} \left(d_1 - \frac{h}{2} \right) + C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 123034.91 \left(\frac{50}{2} - 6 \right) + 35004.27 \left(\frac{50}{2} - 18.67 \right) - 50572.14 \left(31.34 - \frac{50}{2} \right) - 0.00 \left(44 - \frac{50}{2} \right) + 556325.00 \left(\frac{50}{2} - \frac{37.4}{2} \right) = 57.43 \text{ tn.m}$$

Carga Balanceada (Punto 3) $\phi=0.7$; $\alpha=-1 \rightarrow \epsilon_{s1}=-\epsilon_y$; $C=C_b=25.88\text{cm}$; $a=0.85C=22.00\text{cm}$

(Ver figura 75)

$$C = C_b = \left(\frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} \right) d_1 = 25.88 \text{ cm}$$

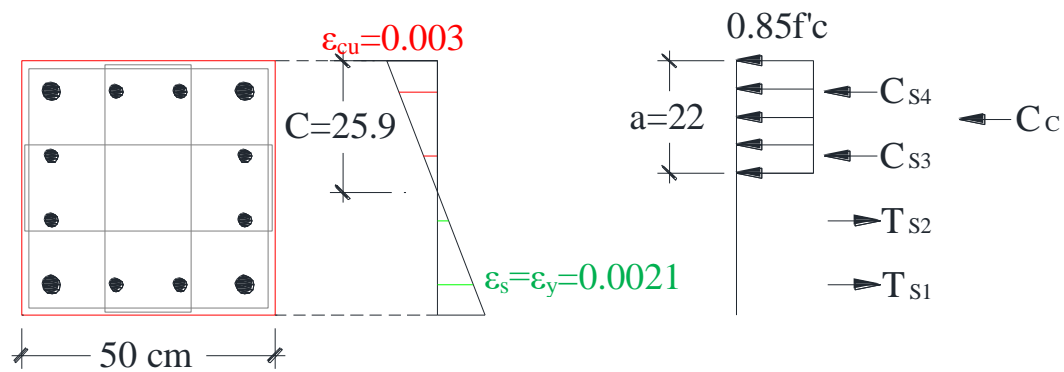


Figura 75. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) 0.003$$

$$\epsilon_{s4} = \left(\frac{c - d_4}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{25.88 - 6}{25.88} \right) 0.003 = 0.0023 \text{ u}$$

$$\epsilon_{s3} = \left(\frac{c - d_3}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{25.88 - 18.67}{25.88} \right) 0.003 = 0.0008 \text{ u}$$

$$\epsilon_{s2} = \left(\frac{c - d_2}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{25.88 - 31.34}{25.88} \right) 0.003 = -0.0006 \text{ u}$$

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c}\right) 0.003 = \left(\frac{25.88 - 44}{25.88}\right) 0.003 = -0.0021 u$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.0023 * 2 * 10^6 = 4600.00 \rightarrow f_{s4} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = 0.0008 * 2 * 10^6 = 1671.95 \rightarrow f_{s3} = 1671.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = -0.0006 * 2 * 10^6 = -1265.18 \rightarrow f_{s2} = -1265.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = -0.0021 * 2 * 10^6 = -4200.00 \rightarrow f_{s1} = -4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = f_s A_s$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = 4200.00 * 29.29 = 123034.91 \text{ kg} \rightarrow C_{s4} = 123034.91 \text{ kg}$$

$$F_{s2} = f_{s3} A_{s3} = 1671.95 * 10.13 = 16943.84 \text{ kg} \rightarrow C_{s3} = 16943.84 \text{ kg}$$

$$F_{s3} = f_{s2} A_{s2} = -1265.18 * 10.13 = -12821.54 \text{ kg} \rightarrow T_{s2} = 12821.54 \text{ kg}$$

$$F_{s4} = f_{s1} A_{s1} = -4200.00 * 29.29 = -123034.91 \text{ kg} \rightarrow T_{s1} = 123034.91 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85 * f'c * a * b$$

$$C_c = 0.85 * 350 * 22.00 * 50 = 327250 \text{ kg}$$

$$P_n = C_{s4} + C_{s3} - T_{s2} - T_{s1} + C_c$$

$$P_n = 123034.91 + 16943.84 - 12821.54 - 123034.91 + 327250 = 331.37 \text{ tn}$$

$$M_n = C_{s4} \left(\frac{h}{2} - d_4\right) + C_{s3} \left(\frac{h}{2} - d_3\right) + T_{s2} \left(d_2 - \frac{h}{2}\right) + T_{s1} \left(d_1 - \frac{h}{2}\right) + C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 123034.91 \left(\frac{50}{2} - 6\right) + 16943.84 \left(\frac{50}{2} - 18.67\right) + 12821.54 \left(31.34 - \frac{50}{2}\right) + 123034.91 \left(44 - \frac{50}{2}\right) + 327250 \left(\frac{50}{2} - \frac{22.00}{2}\right) = 94.45 \text{ tn.m}$$

Cambio en el valor de ϕ (Punto 4) $\phi=0.7$ (Ver figura 76)

$$\phi P_n = 0.1 * f'_c * A_g \rightarrow P_n = 0.1 * 350 * 2500 / 0.75 = 125000 \text{ kg} = 125 \text{ tn}$$

Por tanteo se obtiene $C=15.47 \text{ cm}$; $a=0.85C=13.15 \text{ cm}$

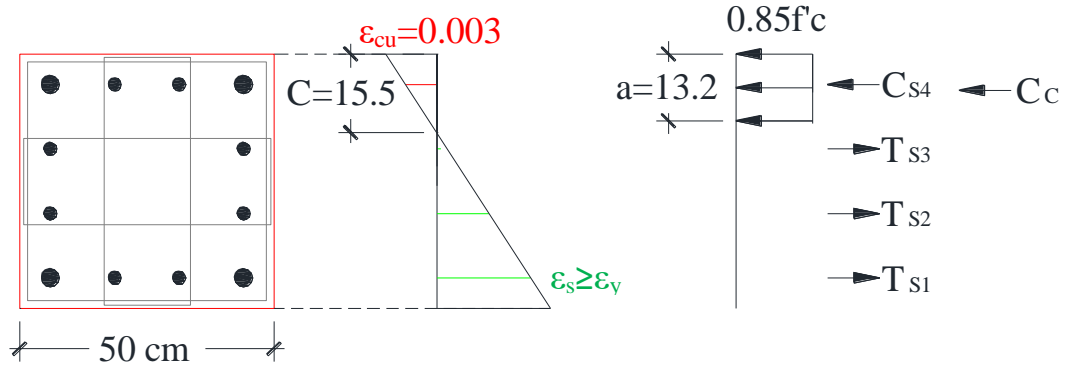


Figura 76. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.

$$\varepsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) 0.003$$

$$\varepsilon_{s4} = \left(\frac{c - d_4}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{15.47 - 6}{15.47} \right) 0.003 = 0.0018 \text{ u}$$

$$\varepsilon_{s3} = \left(\frac{c - d_3}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{15.47 - 18.67}{15.47} \right) 0.003 = -0.0006 \text{ u}$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{c - d_2}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{15.47 - 31.34}{15.47} \right) 0.003 = -0.0031 \text{ u}$$

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{15.47 - 44}{15.47} \right) 0.003 = -0.0055 \text{ u}$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.0018 * 2 * 10^6 = 3672.81 \rightarrow f_{s4} = 3672.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = -0.0006 * 2 * 10^6 = -1241.44 \rightarrow f_{s3} = -1241.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = -0.0031 * 2 * 10^6 = -6200.00 \rightarrow f_{s2} = -4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = -0.0055 * 2 * 10^6 = -11000 \rightarrow f_{s1} = -4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = f_s A_s$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = 3672.81 * 29.29 = 107591.39 \text{ kg} \rightarrow C_{s4} = 107591.39 \text{ kg}$$

$$F_{s3} = f_{s3} A_{s3} = -1241.44 * 10.13 = -12580.93 \text{ kg} \rightarrow T_{s3} = 12580.93 \text{ kg}$$

$$F_{s2} = f_{s2}A_{s2} = -4200.00 * 10.13 = -42563.43 \text{ kg} \rightarrow T_{s2} = 42563.43 \text{ kg}$$

$$F_{s1} = f_{s1}A_{s1} = -4200.00 * 29.29 = -123034.91 \text{ kg} \rightarrow T_{s1} = 123034.91 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85 * f'c * a * b$$

$$C_c = 0.85 * 350 * 13.15 * 50 = 195589.96 \text{ kg}$$

$$P_n = C_{s4} - T_{s3} - T_{s2} - T_{s1} + C_c$$

$$P_n = 123034.91 - 12580.93 - 42563.43 - 42563.43 + 195589.96 = 125 \text{ tn}$$

$$M_n = C_{s4} \left(\frac{h}{2} - d_4 \right) - T_{s3} \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) + T_{s2} \left(d_2 - \frac{h}{2} \right) + T_{s1} \left(d_1 - \frac{h}{2} \right) + C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 107591.39 \left(\frac{50}{2} - 6 \right) - 12580.93 \left(\frac{50}{2} - 18.67 \right) + 42563.43 \left(31.34 - \frac{50}{2} \right) + 123034.91 \left(44 - \frac{50}{2} \right) + 195589.96 \left(\frac{50}{2} - \frac{13.15}{2} \right) = 81.76 \text{ tn.m}$$

Punto cercano a la flexión pura (Punto 5) $\phi=0.9$; $\alpha=-5 \rightarrow \varepsilon_{s1}=-5\varepsilon_y$; $\varepsilon_y=0.0021$; $\varepsilon_{cu}=0.003$

(Ver figura 77)

$$C = \left(\frac{0.003}{0.003 + 5\varepsilon_y} \right) d_4 = \left(\frac{0.003}{0.003 + 5(0.0021)} \right) 44 = 9.78 \text{ cm}$$

Se obtiene $C=9.78 \text{ cm}$; $a=0.85C=8.31 \text{ cm}$

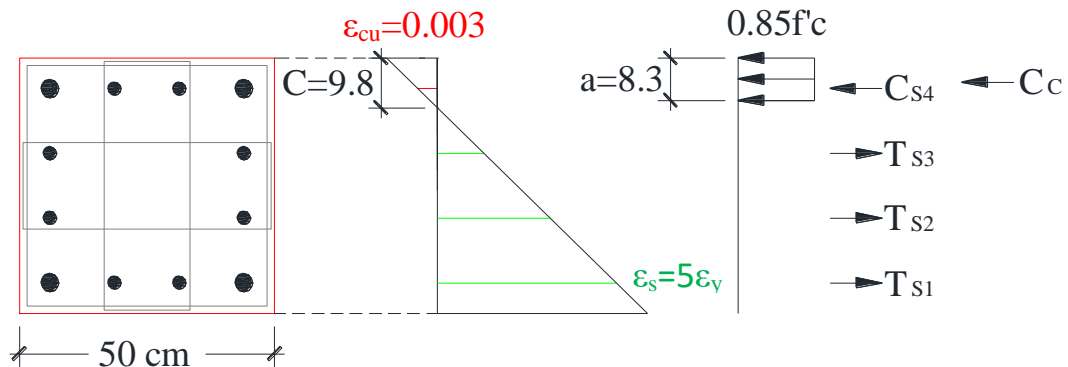


Figura 77. Deformaciones y esfuerzos en la sección de la columna.

$$\varepsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) 0.003$$

$$\varepsilon_{s4} = \left(\frac{c - d_4}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{9.78 - 6}{9.78} \right) 0.003 = 0.0012 \text{ u}$$

$$\varepsilon_{s3} = \left(\frac{c - d_3}{c}\right) 0.003 = \left(\frac{9.78 - 18.67}{9.78}\right) 0.003 = -0.0027 u$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{c - d_2}{c}\right) 0.003 = \left(\frac{9.78 - 31.34}{9.78}\right) 0.003 = -0.0066 u$$

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c}\right) 0.003 = \left(\frac{9.78 - 44}{9.78}\right) 0.003 = -0.0105 u$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.0012 * 2 * 10^6 = 2318.18 \rightarrow f_{s4} = 2318.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = -0.0027 * 2 * 10^6 = -5400.00 \rightarrow f_{s3} = -4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = -0.0066 * 2 * 10^6 = -13200.00 \rightarrow f_{s2} = -4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = -0.0105 * 2 * 10^6 = -21000 \rightarrow f_{s1} = -4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = f_s A_s$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = 2318.18 * 29.29 = 67908.88 \text{ kg} \rightarrow C_{s4} = 67908.88 \text{ kg}$$

$$F_{s3} = f_{s3} A_{s3} = -4200.00 * 10.13 = -4256.43 \text{ kg} \rightarrow T_{s3} = -4256.43 \text{ kg}$$

$$F_{s2} = f_{s2} A_{s2} = -4200.00 * 10.13 = -4256.43 \text{ kg} \rightarrow T_{s2} = 4256.43 \text{ kg}$$

$$F_{s1} = f_{s1} A_{s1} = -4200.00 * 29.29 = -123034.91 \text{ kg} \rightarrow T_{s1} = 123034.91 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85 * f'c * a * b$$

$$C_c = 0.85 * 350 * 8.31 * 50 = 123627.78 \text{ kg}$$

$$P_n = C_{s4} - T_{s3} - T_{s2} - T_{s1} + C_c$$

$$P_n = 67908.88 - 4256.43 - 4256.43 - 123034.91 + 123627.78 = -16.63 \text{ tn}$$

$$M_n = C_{s4} \left(\frac{h}{2} - d_4\right) - T_{s3} \left(\frac{h}{2} - d_3\right) + T_{s2} \left(d_2 - \frac{h}{2}\right) + T_{s1} \left(d_1 - \frac{h}{2}\right) + C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 67908.88 \left(\frac{50}{2} - 6\right) - 4256.43 \left(\frac{50}{2} - 18.67\right) + 4256.43 \left(31.34 - \frac{50}{2}\right) + 123034.91 \left(44 - \frac{50}{2}\right) + 123627.78 \left(\frac{50}{2} - \frac{8.31}{2}\right) = 62.05 \text{ tn.m}$$

Punto de Tracción Pura (Punto 6) $\phi=0.9$

$$T_0 = A_{st} * f_y = 78.86 * 4200 = 331.20 \text{ tn}; M_0 = 0 \text{ tn.m}$$

Con los valores de carga axial y momento mostrados en la tabla 14 se construye el diagrama de interacción en el que de manera gráfica se muestra en la figura 78 la capacidad nominal de la sección resistente a flexo-compresión, debido a que se realiza el Diseño por Resistencia, empleamos factores de reducción de resistencia cuyo valor varía ya que en compresión ϕ es igual a 0.7 y para valores cercanos a la Flexión pura y tracción pura ϕ es igual a 0.9.

Tabla 14. Cuadro de datos finales

PUNTO	C	ϕ	Pn	ϕPn	Mn	ϕMn
1	50.00	0.7	1051.49	736.04	0.00	0.00
2	44.00	0.7	764.94	535.46	57.43	40.20
3	25.88	0.7	331.37	231.96	94.45	66.12
4	15.47	0.7	125.00	112.50	81.76	73.58
5	9.78	0.9	-16.63	-14.96	62.05	55.85
6	0.00	0.9	-331.20	-298.08	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

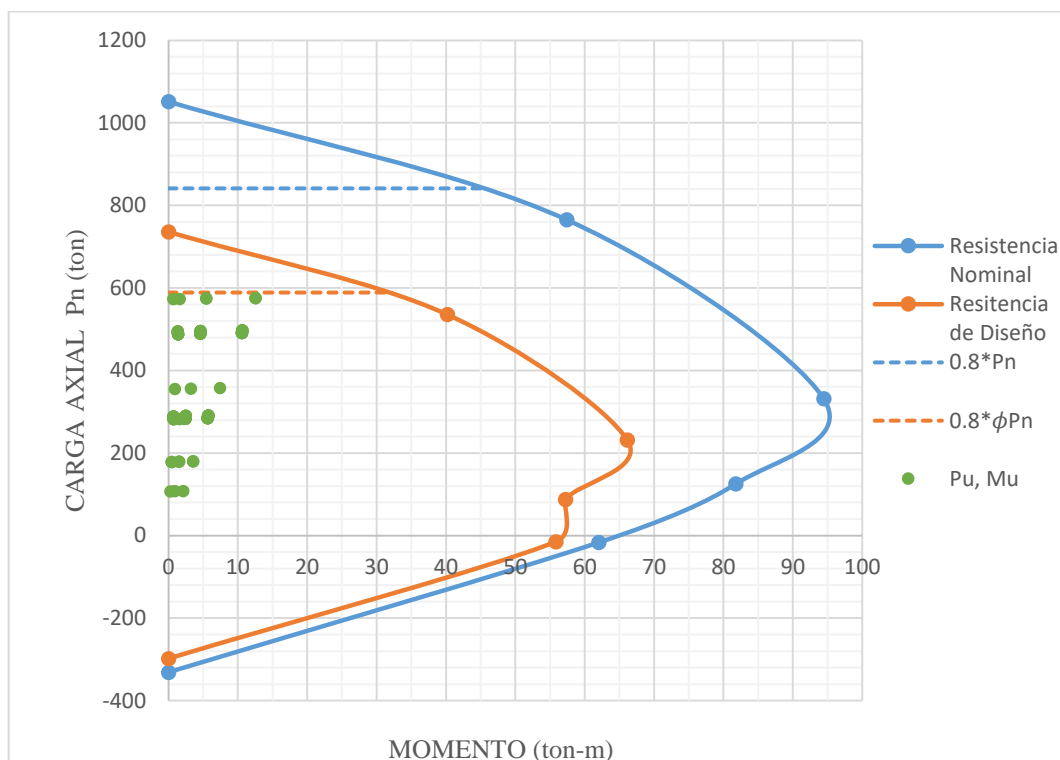


Figura 78. Diagrama de interacción de la columna.

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que la carga axial gobierna el diseño ya que no se presentan grandes demandas de momentos debido a que es una columna de sótano (tiene restricciones laterales), inicialmente la resistencia a compresión f'_c era de 280 kg/cm^2 , luego se incrementó a 350 kg/cm^2 para cumplir con los requerimientos.

4.4.3.2 Diseño del Refuerzo transversal

Para el refuerzo por confinamiento se emplearán los requisitos del Capítulo 21 de la Norma E.060, debido a que la columna presenta valores muy pequeños de fuerza cortante por ser columna de sótano y presentar restricciones laterales.

Zona de confinamiento:

Longitud de confinamiento (L_0) No deberá ser menor que el mayor entre:

$$\begin{array}{l} \text{➤ } (1/6)L = 46.67\text{cm} \\ \text{➤ } h = 50\text{ cm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{➤ } (1/6)L = 46.67\text{cm} \\ \text{➤ } h = 50\text{ cm} \end{array}} \right\} L_0=50\text{cm}$$

Espaciamiento dentro de zona de confinamiento (S_0): No deberá exceder al menor entre:

$$\begin{array}{l} \text{➤ } 6db = 15.24\text{ cm} \\ \text{➤ } (1/3)b = 16.67\text{ cm} \\ \text{➤ } 10\text{ cm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{➤ } 6db = 15.24\text{ cm} \\ \text{➤ } (1/3)b = 16.67\text{ cm} \\ \text{➤ } 10\text{ cm} \end{array}} \right\} S_0=10\text{cm}$$

Zona Central:

Fuera de la zona de confinamiento L_0 el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder al menor de:

$$\begin{array}{l} \text{➤ } 10db = 25.4\text{ cm} \\ \text{➤ } 25\text{ cm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{➤ } 10db = 25.4\text{ cm} \\ \text{➤ } 25\text{ cm} \end{array}} \right\} S=25\text{cm}$$

Zona del Nudo: El espaciamiento S no deberá exceder de 15 cm.

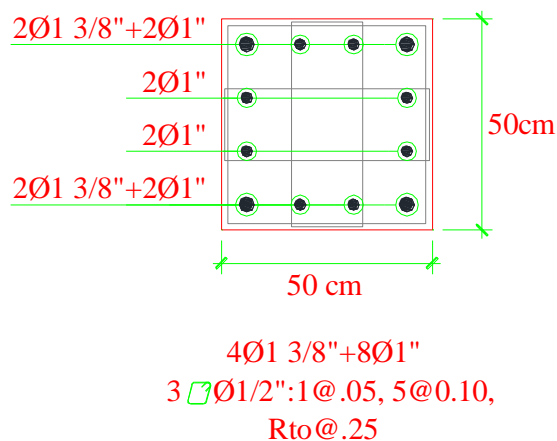


Figura 79. Diseño final de la columna

Fuente: Elaboración propia.

4.5. Diseño de la Sub Estructura

El diseño final de los elementos del sistema de aislación (Vigas del nivel de Aislación, capiteles) y sub estructura (cimentación) se realizó con Análisis Dinámico Modal Espectral empleando un coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas $R_0= 1$ (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico – 2018, Art. 27 Fuerzas y desplazamientos Laterales mínimos, 27.1.1)

4.5.1 Parámetros sísmicos para el diseño de la estructura debajo del sistema de aislamiento (Sub Estructura)

Cálculo del Espectro Pseudo Aceleraciones:

$Z=0.45$	Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4
$U=1.00$	Factor de Uso e Importancia: (Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico, Artículo 13; 13.6)
C:	Factor de amplificación sísmica ($T_P=0.4s$; $T_L=2.5s$)
	Para: $T < T_P \rightarrow C=2.5$
	Para: $T_P < T < T_L \rightarrow C=2.5*(T_P / T)$
	Para: $T > T_L \rightarrow C=2.5*(T_P* T_L/T^2)$
$S=1.00$	Factor de Suelo ($Z=0.45$; Tipo de suelo: Suelo tipo S_1). Valor asumido
$R_a=1$	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas para la estructura debajo del sistema de aislamiento. (Sub Estructura)

Se analizó la cimentación de acuerdo a las solicitudes indicadas en el Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico, Artículo 27;27.1.1 *“El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales deben ser diseñados usando todos los requerimientos apropiados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción”*:En la figura 80se muestra el espectro de pseudo aceleraciones empleado en el diseño de la sub estructura que comprende zapatas, losas de cimentación .

$$S_a= ZUCSg/R_a$$

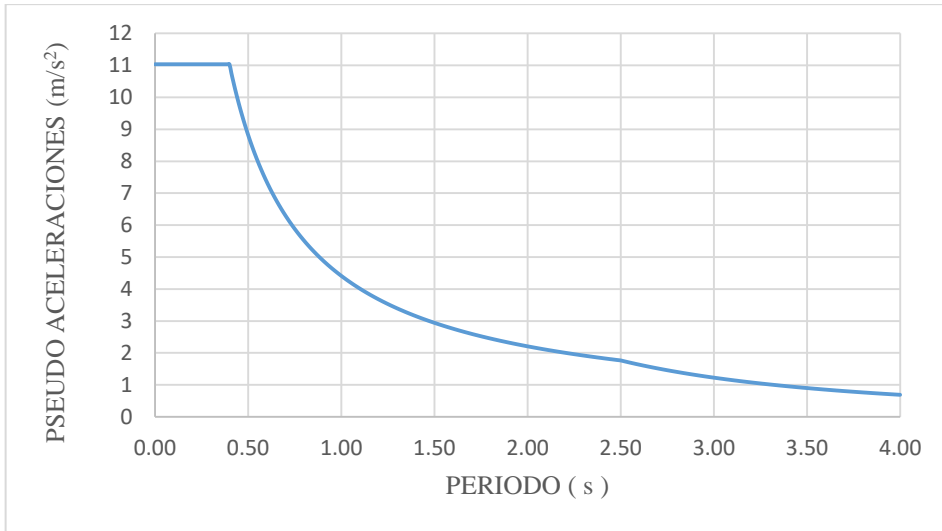


Figura 80. Espectro de Pseudo Aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia.

4.5.2 Diseño de la Cimentación

4.5.2.1 Diseño de Zapata Aislada

Las zapatas son elementos estructurales de concreto armado que tienen la función de transmitir las cargas de la estructura hacia el suelo. A continuación se presenta el diseño de la zapata correspondiente a la columna de la figura 81.

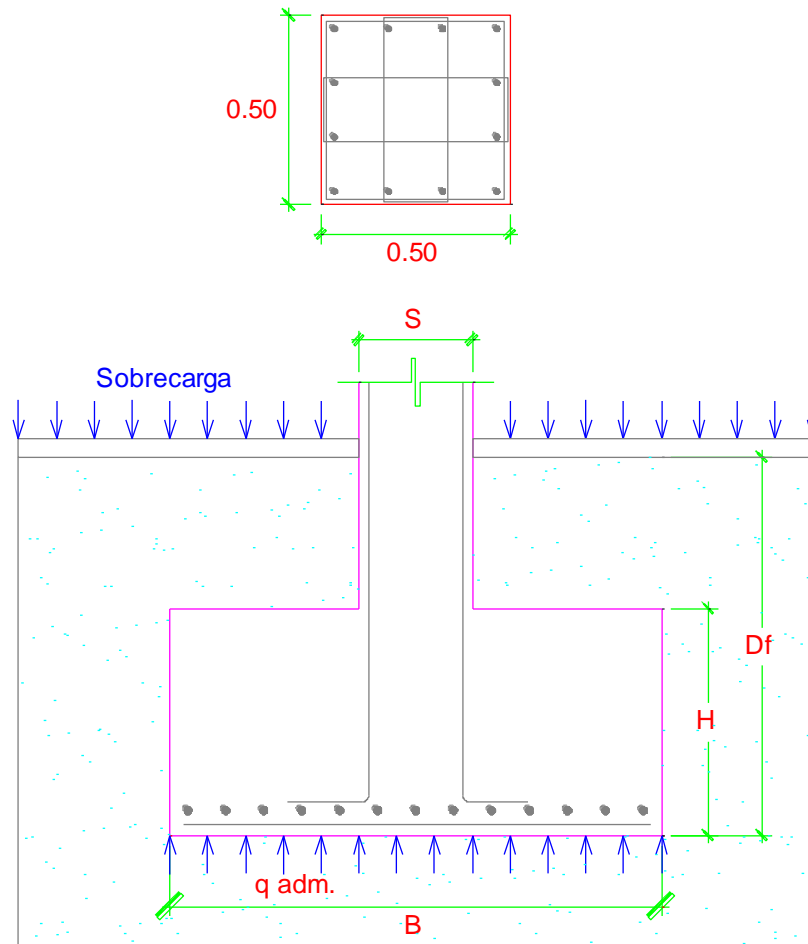


Figura 81. Diseño final de zapata aislada.

Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$\gamma_{\text{suelo}}=2.18 \text{ ton/m}^3$, $Q_{\text{adm}}=6.00 \text{ kg/cm}^2$, $D_f=1.8\text{m}$, Sobrecarga de piso= 0.50tn/m^2 , Sección de columna= $50 \times 50 \text{ cm}^2$ ($A_s=12\phi 1''$), $f'_c=280\text{kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

En la tabla 15 se muestran las cargas y momentos en servicio aplicadas a la zapata provenientes de columna P1 (50x50)

Tabla 15. Cargas en servicio aplicadas a la zapata

	P ton	M_{xx} ton-m	M_{yy} ton-m
CM	273.136	-2.161	2.100
CV	66.472	-0.672	0.523
SSX	0.938	0.004	0.032
SSY	2.402	0.013	0.005

Fuente: Elaboración propia. (ETABS 2016)

El predimensionamiento de la zapata consiste en brindar un área necesaria para transmitir esfuerzos menores al esfuerzo admisible del terreno. Si solamente se consideran cargas de gravedad, sin considerar cargas sísmicas (Meza J. , 2014):

$$\text{Área} = \frac{(P_{CM} + P_{CV})(1 + \%P_P)}{\sigma_{adm}}$$

Si consideramos cargas de gravedad y cargas sísmicas:

$$\text{Área} = \frac{(P_{CM} + P_{CV})(1 + \%P_P) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}}$$

Donde:

Para: σ_{adm} cercano a 4.0 kg/cm² (Suelo bueno) → %Pp=5.0%

Para: σ_{adm} cercano a 2.5 kg/cm² (Suelo intermedio) → %Pp=7.5%

Para: σ_{adm} cercano a 1.0 kg/cm² (Suelo malo) → %Pp=10%

Cálculo de la zapata

$$q_{neto} = q_{adm} - \gamma * D_f - \text{Sobrecarga}$$

$$q_{neto} = 60.0 \text{ tn/m}^2 - (2.18 \text{ tn/m}^3 * 1.8 \text{ m}) - 0.50 \text{ tn/m}^2$$

$$q_{neto} = 55.58 \text{ tn/m}^2 = 5.558 \text{ kg/cm}^2$$

Área requerida de la Zapata sin considerar Sismo:

Considerando el peso propio de la zapata como 5% de carga total debido a la alta capacidad admisible del terreno. (q neto= 5.558 kg/cm²)

$$A_{zap} = \frac{(P_{CM} + P_{CV})(1 + \%P_P)}{q_{neto}} = \frac{(273.136 \text{ tn} + 66.472 \text{ tn}) * (1 + 5\%)}{55.58 \text{ tn/m}^2} = 6.42 \text{ m}^2$$

Área requerida de la Zapata considerando Sismo:

$$A_{zap} = \frac{(P_{CM} + P_{CV})(1 + \%P_p) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}}$$

$$A_{zap} = \frac{(273.136 \text{ tn} + 66.472 \text{ tn})(1 + 5\%) + (0.938 \text{ tn} + 2.402 \text{ tn})}{1.3(55.58 \text{ tn/m}^2)} = 4.98 \text{ m}^2$$

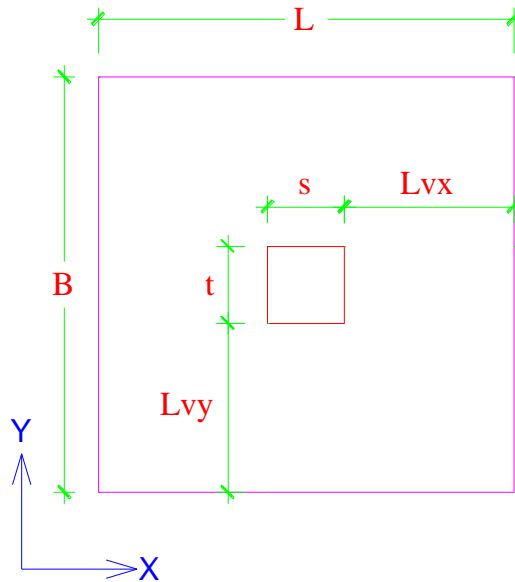


Figura 82. Denominación de longitudes, vista en Planta de la Zapata

Fuente: Elaboración propia.

$$A_{zap} = (s + 2L_{vx})(t + 2L_{vy}) \rightarrow L_{vx} = (\sqrt{A_{zap}}/2) - (s+t)/4 = (\sqrt{6.42}/2) - (0.5+0.5)/4 = 1.02 \text{ m}$$

Las dimensiones de las zapatas L y B son:

$$L = 2L_{vx} + s = (\sqrt{A_{zap}}) - (s-t)/2 + s \rightarrow L = 2L_{vx} + t = 2.54 \text{ m}$$

$$B = 2L_{vy} + t = (\sqrt{A_{zap}}) + (s-t)/2 + t \rightarrow B = 2L_{vy} + s = 2.54 \text{ m}$$

Se adopta conservadoramente la Zapata $2.70 \times 2.70 \text{ m}^2$ ($L=B=2.70 \text{ m}$; $L_{vx}=L_{vy}=1.10 \text{ m}$; $s=t=0.50 \text{ m}$)

4.5.2.1.1 Cálculo del peralte de la zapata. Longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión (E.060 12.3): Para varillas de columna = 1”

$$L_d = 0.08 * \frac{f_y * d_b}{\sqrt{f'_c}} = 0.08 * \frac{4200 \text{ kg/cm}^2 * (1)2.54 \text{ cm}}{\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}} = 51 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.004 * d_b * f_y = 0.004(1 * 2.54 \text{ cm}) * (4200 \text{ kg/cm}^2) = 42.67 \text{ cm}$$

$$L_d = 20 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo de barra a compresión es la mayor longitud entre 51cm, 42.67cm y 20cm, entonces $L_d=51\text{cm}$. Veremos a continuación que se toma una altura de zapata $H=0.80\text{m}$ mayor a la mayor longitud de desarrollo de la barra a compresión $L_d=0.51\text{m}$.

Cálculo del esfuerzo último del suelo (σ_u) (Altura de zapata $H=0.80\text{m}$)

$$\text{Peso de Zapata} = 2.7\text{m} * 2.7\text{m} * 0.80\text{m} * 2.4\text{ton/m}^3 = 14.00 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tierra} = ((1.8\text{m} - 0.80\text{m}) - ((2.7\text{m} * 2.7\text{m}) - (0.5\text{m} * 0.5\text{m}))) * 2.18\text{ton/m}^3 = 15.35 \text{ ton}$$

$$\text{Peso Total} = 12.25 \text{ ton} + 16.88 \text{ ton} = 29.34 \text{ ton}$$

CASO 1. Solo cargas de gravedad (Sin Sismo)

$$\Sigma P = (273.136 \text{ ton} + 66.472 \text{ ton}) + 29.34 \text{ ton} = 368.95 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_{xx} = -2.161 \text{ ton.m} - 0.672 \text{ ton.m} = -2.834 \text{ ton.m}$$

$$\Sigma M_{yy} = 2.100 \text{ ton.m} + 0.523 \text{ ton.m} = 2.623 \text{ ton.m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{xx}}{LB^2} \pm \frac{6M_{yy}}{L^2B} = \frac{368.95}{2.7 * 2.7} \pm \frac{6 * (-2.834)}{2.7 * 2.7^2} \pm \frac{6 * (2.623)}{2.7^2 * 2.7}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{368.95}{2.7 * 2.7} - \frac{6 * (-2.834)}{2.7 * 2.7^2} + \frac{6 * (2.623)}{2.7^2 * 2.7} = 52.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 55.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (OK)$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{368.95}{2.7 * 2.7} + \frac{6 * (-2.834)}{2.7 * 2.7^2} - \frac{6 * (2.623)}{2.7^2 * 2.7} = 48.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (OK)$$

Para hallar la respuesta del suelo en el caso sin sismo, se debería utilizar la respuesta a la combinación 1.4CM + 1.7CV, pero también es válido utilizar un factor equivalente de 1.55 para amplificar la presión del suelo calculada. (Morocho, 2016) Entonces tenemos:

$$\sigma_u = \sigma_{\text{máx}} * (1.55) = 81.02 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (\text{Esfuerzo último de diseño})$$

CASO 2. Considerando cargas de gravedad + Sismo X-X

Las cargas provenientes del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por ello deben de reducirse dividiendo su valor por 1.25 para pasar a condición de servicio. (Meza J. , 2014)

$$\Sigma P = 368.95 \text{ ton} + (0.938/1.25) \text{ ton} = 369.70 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_{xx} = -2.834 \text{ ton.m} + (0.004/1.25) \text{ ton.m} = -2.83 \text{ ton.m}$$

$$\Sigma M_{yy} = 2.623 \text{ ton.m} + (0.032/1.25) \text{ ton.m} = 2.65 \text{ ton.m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{xx}}{LB^2} \pm \frac{6M_{yy}}{L^2B} = \frac{369.70}{2.7 * 2.7} \pm \frac{6 * (-2.83)}{2.7 * 2.7^2} \pm \frac{6 * (2.65)}{2.7^2 * 2.7}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{369.70}{2.7 * 2.7} - \frac{6 * (-2.83)}{2.7 * 2.7^2} + \frac{6 * (2.65)}{2.7^2 * 2.7} = 52.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 55.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (OK)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{369.70}{2.7 * 2.7} + \frac{6 * (-2.83)}{2.7 * 2.7^2} - \frac{6 * (2.65)}{2.7^2 * 2.7} = 49.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (OK)$$

$$\sigma_u = \sigma_{m\acute{a}x} * (1.25) = 65.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (\text{Esfuerzo \acute{u}ltimo de dise\~{n}o})$$

CASO 3. Considerando cargas de gravedad + Sismo Y-Y

$$\Sigma P = 368.95 \text{ ton} + (2.402/1.25) \text{ ton} = 370.87 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_{xx} = -2.834 \text{ ton.m} + (0.013/1.25) \text{ ton.m} = -2.82 \text{ ton.m}$$

$$\Sigma M_{yy} = 2.623 \text{ ton.m} + (0.005/1.25) \text{ ton.m} = 2.63 \text{ ton.m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{xx}}{LB^2} \pm \frac{6M_{xy}}{L^2B} = \frac{370.87}{2.7 * 2.7} \pm \frac{6 * (-2.82)}{2.7 * 2.7^2} \pm \frac{6 * (2.63)}{2.7^2 * 2.7}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{370.87}{2.7 * 2.7} - \frac{6 * (-2.82)}{2.7 * 2.7^2} + \frac{6 * (2.63)}{2.7^2 * 2.7} = 52.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 55.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (OK)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{370.87}{2.7 * 2.7} + \frac{6 * (-2.82)}{2.7 * 2.7^2} - \frac{6 * (2.63)}{2.7^2 * 2.7} = 49.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (OK)$$

La respuesta del suelo para el caso de sismo resulta simplemente de amplificar la presi3n hallada en su hip3tesis por un factor de 1.25, (Morocho, 2016) Tendremos:

$$\sigma_u = \sigma_{m\acute{a}x} * (1.25) = 65.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots (\text{Esfuerzo \acute{u}ltimo de dise\~{n}o})$$

De los tres casos (Caso 1: $\sigma_u=81.02 \text{ ton/m}^2$; Caso 2: $\sigma_u=65.48 \text{ ton/m}^2$; Caso 3: $\sigma_u=65.67 \text{ ton/m}^2$) consideramos el mayor esfuerzo para el diseño de la zapata $\sigma_u=81.02 \text{ ton/m}^2$.

4.5.2.1.2 Verificación de Corte por Punzonamiento. Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c) (E.060 11.12.2.1)

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0)$$

Altura zapata (H)=0.80 m; Peralte de zapata (d)=0.7205 m ($\phi = 3/4$ "

$$A_0 = (t + d)(s + d) = (0.50 + 0.7205)(0.5 + 0.7205) = 1.49\text{m}^2$$

$$A_{total} = (B)(L) = (2.70 * 2.70) = 7.29\text{m}^2$$

$$V_u = 80.98\text{ton/m}^2 * (7.29\text{m}^2 - 1.49\text{m}^2) = 469.98 \text{ ton}$$

$$a) \phi V_c = 0.85 * 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} b_0 d \quad \beta = \frac{A}{B} = \frac{2.7}{2.7} = 1$$

$$b) \phi V_c = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) * \sqrt{f'c} b_0 d \quad \alpha_s = 40 \text{ (col. interior)}$$

$$c) \phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} b_0 d \quad b_0 = 2(t + s + 2d) = 448.19 \text{ cm}$$

$$a) \phi V_c = 0.85 * 0.53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{280} * 448.19 * 72.05 = 795431.64\text{kg} = 795.43 \text{ tn}$$

$$b) \phi V_c = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 72.05}{448.19} + 2\right) * \sqrt{280} * 448.19 * 72.05 = 1067.52 \text{ tn}$$

$$c) \phi V_c = 0.85 * 1.06 \sqrt{280} * 448.19 * 72.05 = 530.29 \text{ tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow 469.98 \text{ tn} \leq 530.29 \text{ tn} \dots (OK)$$

4.5.2.1.3 Verificación de Corte por Flexión (E.060 11.3.1.1)

Dirección X-X:

$$V_u = \sigma_u B(Lvx - d) = 81.02 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.7\text{m} * (1.1\text{m} - 0.70\text{m}) = 83.03 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 270 * 72.05 = 146641.36 \text{ kg} = 146.64 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow 83.03 \text{ tn} \leq 146.64 \text{ ton} \dots (OK)$$

Dirección Y-Y:

$$V_u = \sigma_u L(Lvy - d) = 81.02 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.7\text{m} * (1.1\text{m} - 0.70\text{m}) = 83.03 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * L * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 270 * 72.05 = 146641.36 \text{ kg} = 146.64 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow 83.03 \text{ ton} \leq 146.64 \text{ ton} \dots (OK)$$

4.5.2.1.4 Diseño por Flexión:

Dirección X-X (Acero Longitudinal):

$$M_u = \frac{\sigma_u * (Lvx)^2}{2}$$

$$M_u = \frac{81.02 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 1.10^2 \text{m}^2}{2} = 49.02 \frac{\text{ton} * \text{m}}{1\text{m de ancho}}$$

El ancho de diseño se realizó para $b=1\text{m}=100 \text{ cm}$. ($h=0.80\text{m}$, $d=0.7205\text{m}$.)

$$M_u = K_u * b * d^2 \rightarrow K_u = \frac{M_u}{b * d^2} = \frac{49.02 * 10^5}{100 * 72.05^2} = 9.44$$

De la tabla K_u (Ver Anexo, Tabla 50): Para $K_u=9.44 \rightarrow \rho=0.26\% > \rho_{\text{mín}}=0.18\%$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0026 * 100\text{cm} * 72.05\text{cm} = 18.42 \text{ cm}^2$$

Usar: $\phi=3/4''$, $A_{\phi 3/4''}=2.85 \text{ cm}^2$ $n=A_s/A_{\phi} = 18.42/2.85 \cong 6.46 \text{ var} = 7 \text{ var}$

$$s = \frac{B - 2\text{rec} - d_b}{n - 1} = \frac{100 - 2 * 7 - 0.75 * 2.54}{7 - 1} \cong 14.02 = 12.5 \text{ cm}$$

Distribución de Acero Longitudinal: $\phi 3/4'' @ 0.125\text{m}$

Dirección Y-Y (Acero Transversal):

$$M_u = \frac{\sigma_u * (Lvy)^2}{2}$$

Como la longitud de los volados $L_vx=L_vy=1.10\text{m}$ son iguales en ambas direcciones, y se emplea el mismo esfuerzo último $\sigma_u=81.02\text{ ton/m}^2$, los valores obtenidos son los mismos.

Distribución de Acero Transversal: $\phi 3/4''@0.125\text{m}$

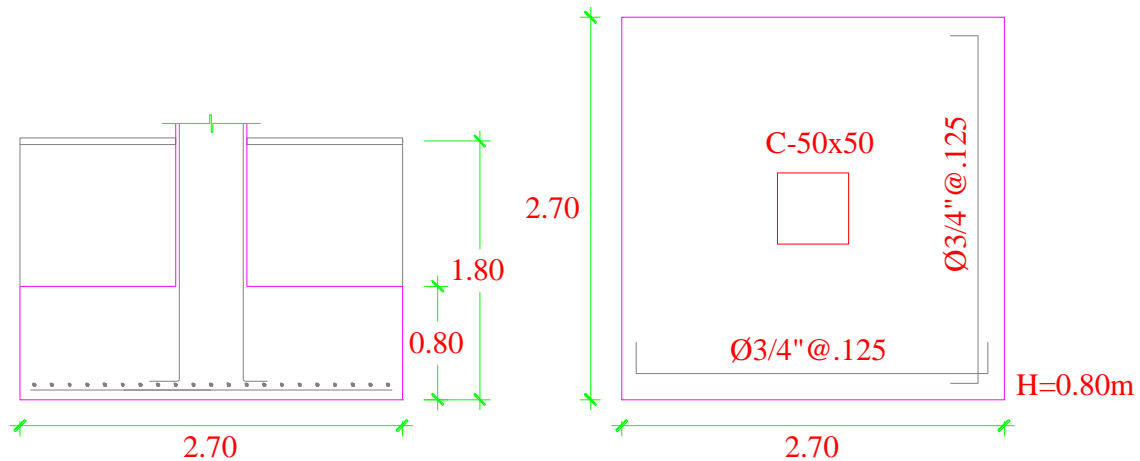


Figura 83. Diseño final de zapata aislada.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 83 se puede observar los detalles geométricos y de refuerzo de la zapata analizada, inicialmente se consideró como dimensión de peralte mínimo a la longitud mínima de desarrollo de barra a compresión proveniente de las barras longitudinales de la columna, luego se realizó la verificación de Corte por Flexión de la zapata para una altura de zapata $H=70\text{cm}$ y fue aceptable, luego se realizó la verificación de Corte por punzonamiento y se observó que la altura de zapata de 70 cm no fue suficiente, finalmente se consideró como altura de zapata $H=80\text{cm}$, se empleó barras de acero de diámetro $3/4''$.

El diseño global de la cimentación se realizó con el software de ingeniería SAFE 2016, la verificación de Corte por punzonamiento nos brinda valores de punzonamiento menores a 1 y se muestra en la figura 84, con lo cual se obtiene valores óptimos de altura de zapata y peralte efectivo. Con respecto a las presiones admisibles, el estudio de suelos indica que el terreno es bueno y que la capacidad admisible del terreno es de 6 kg/cm^2 , del análisis de la cimentación con el software SAFE se observa en la figura 85 que los valores de esfuerzo último alcanzados en las zapatas son menores al esfuerzo admisible del terreno, con lo cual se obtiene la cimentación final del proyecto. En la zona de ascensores y escaleras los tipos de cimentación son losas de cimentación.

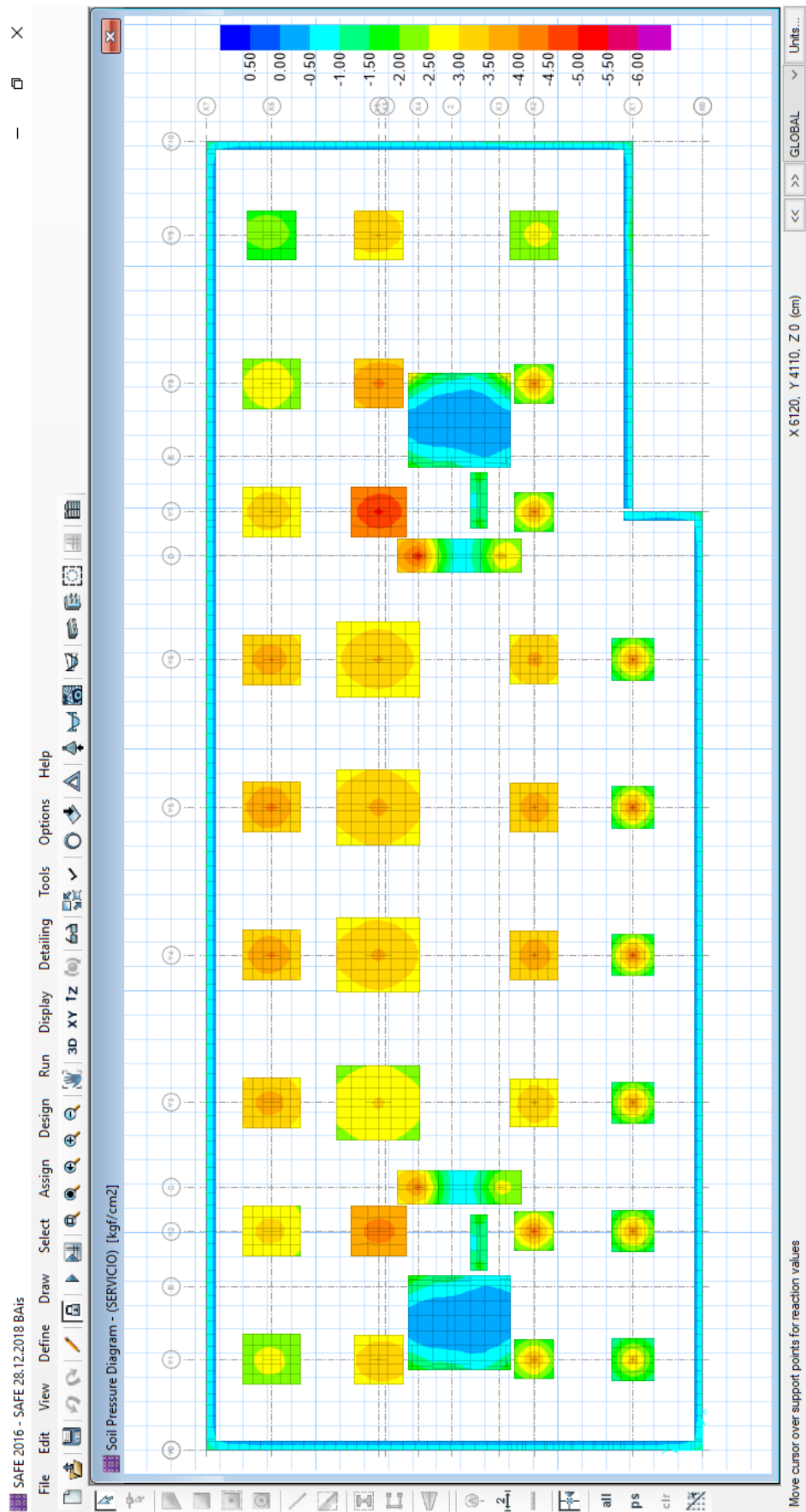


Figura 85. Diseño de cimentación - Verificación de presión admisible del suelo (kg/cm^2).

Fuente: Elaboración propia (SAFE 2016).

CAPÍTULO V. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE BASE FIJA

El diseño sísmico de nuevas estructuras tiene tres metas fundamentales: minimizar la amenaza a la vida de las personas, incrementar el desempeño de las estructuras y mejorar la capacidad de las instalaciones esenciales para que funcionen luego de un terremoto. Tradicionalmente, estos objetivos se han alcanzado mediante dos vías:

- Aumentando la capacidad elástica de los miembros (ASD, una alternativa costosa).
- Limitando la resistencia elástica de los miembros, tomando en cuenta la ductilidad (LRFD, una alternativa costosa). En este enfoque se aceptan daños a componentes estructurales, que pueden ser o no reparables. (Salinas, Torres, & Vallejos, 2014)
En el presente trabajo se empleó el segundo criterio.

5.1. Descripción de la edificación

Para el análisis comparativo entre la estructura aislada y no aislada, en el presente capítulo se propuso el diseño de una estructura de base fija, el análisis la estructura consta de 7 pisos y 3 sótanos, posee la categoría de Edificación Esencial por el uso de universidad. Está ubicado en el distrito de San Miguel, provincia de Lima, departamento de Lima.

La estructura está conformada por pórticos y placas de concreto armado, tanto en la dirección X como en la dirección Y, por ende posee un sistema dual. La edificación posee 4 placas de las cuales 2 placas en forma de C pertenecen a las cajas de los ascensores y las otras dos placas en forma de U pertenecen a las cajas de las escaleras. Para el techo se ha considerado losas aligeradas de 20 cm y losas macizas de 20cm en la zona contigua a la caja de escalera.

En la figura 86 se muestra el edificio en una vista 3D y en la figura 87 se muestra la ubicación de las placas en una vista en planta.

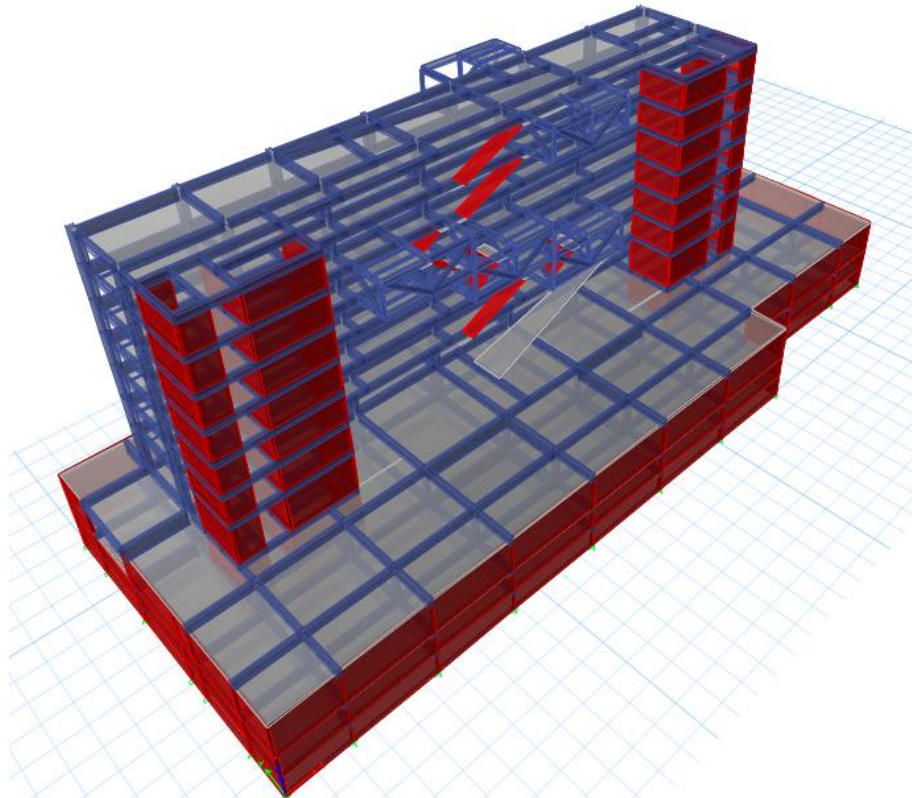


Figura 86. Vista en 3D de la edificación

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

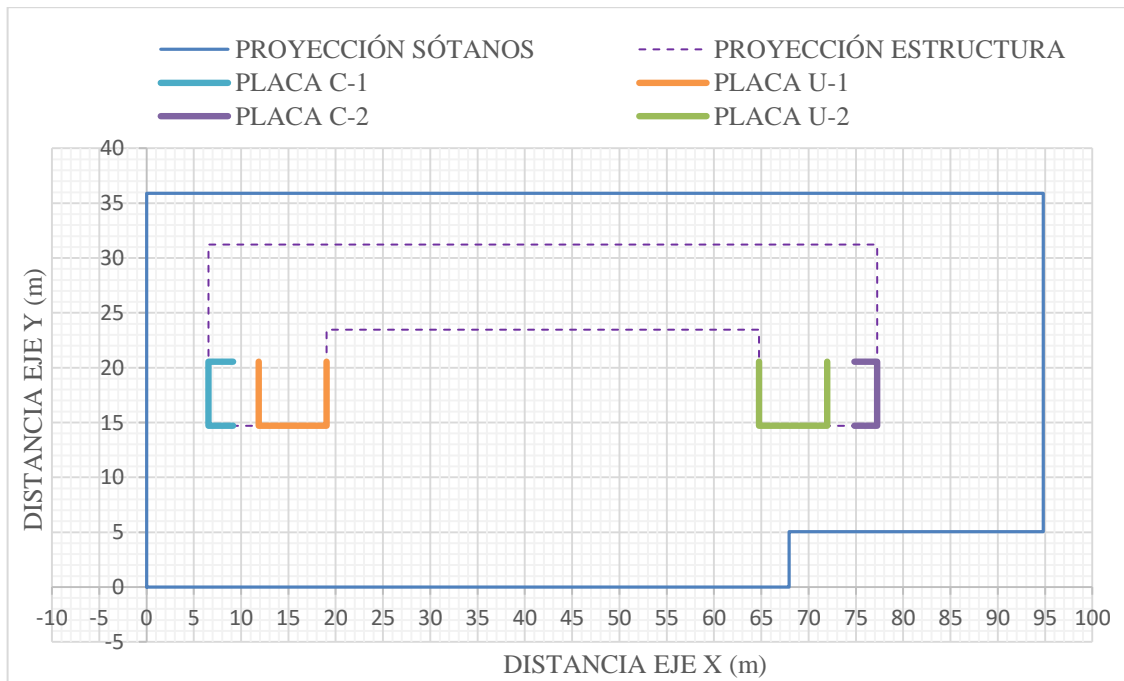


Figura 87. Vista en planta de las Placas

Fuente: Elaboración Propia.

5.2 Análisis Tiempo Historia

Debido a que se realizó una comparación de parámetros sísmicos entre la estructura de base fija y la estructura aislada, se ha creído conveniente realizar el Análisis Tiempo Historia en la estructura de base fija para poder comparar el cortante basal, distorsiones, desplazamientos y aceleraciones de entrepiso. Posteriormente para el diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas, losas, placas y cimentación, se empleó el Análisis Dinámico Modal Espectral.

Para el análisis se emplearon los mismos acelerogramas escalados en el Capítulo 4, estos registros son 7 y se muestran en la tabla 16, según la Norma E.030, al emplear más de 5 registros sísmicos, el resultado se calculará como el promedio de los máximos valores obtenidos.

Tabla 16. Registros Sísmicos.

N° de Registro	Registro (Año)	Fecha	Estación	Fuente
1	1951	31 de Enero	Parque de la Reserva	CISMID
2	1966	17 de Octubre	Parque de la Reserva	CISMID
3	1970	31 de Mayo	Parque de la Reserva	CISMID
4	1974	03 de Octubre	Parque de la Reserva	CISMID
5	2007	15 de Agosto	UNICA	CISMID
6	2011	24 de Agosto	Parque de la Reserva	CISMID
7	2014	25 de Agosto	Sencico, Arequipa	CISMID

Fuente: CISMID

Se observa gráficamente en la figura 88 que en la dirección X se tiene el valor máximo de distorsión de 0.004 en el Piso 3 y en la dirección Y se tiene un valor de 0.005 en el Piso 4, en ambas direcciones X e Y las distorsiones de entrepiso son menores a 0.007 por lo que se cumple el requisito de distorsión máxima permitida por el Reglamento Nacional de Edificaciones, E.030.

5.2.1 Resultado de Análisis Tiempo Historia

Tabla 17. Distorsiones de entrepiso en Ejes X e Y.

SISMO 1951			SISMO 1966			SISMO 1970		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Dist.(m/m)	Dist.(m/m)		Dist.(m/m)	Dist.(m/m)		Dist.(m/m)	Dist.(m/m)
10	0.0030	0.0034	10	0.0037	0.0049	10	0.0029	0.0042
9	0.0035	0.0041	9	0.0042	0.0046	9	0.0032	0.0053
8	0.0032	0.0039	8	0.0037	0.0050	8	0.0029	0.0050
7	0.0033	0.0038	7	0.0038	0.0050	7	0.0030	0.0048
6	0.0038	0.0038	6	0.0047	0.0045	6	0.0036	0.0046
5	0.0036	0.0033	5	0.0043	0.0039	5	0.0034	0.0040
4	0.0030	0.0024	4	0.0034	0.0028	4	0.0027	0.0029
3	0.0000	0.0000	3	0.0000	0.0000	3	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	2	0.0000	0.0000	2	0.0000	0.0000
1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000
SISMO 1974			SISMO 2007			SISMO 2011		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Dist.(m/m)	Dist.(m/m)		Dist.(m/m)	Dist.(m/m)		Dist.(m/m)	Dist.(m/m)
10	0.0032	0.0054	10	0.0029	0.0048	10	0.0026	0.0050
9	0.0035	0.0049	9	0.0036	0.0047	9	0.0033	0.0056
8	0.0032	0.0054	8	0.0033	0.0050	8	0.0031	0.0056
7	0.0034	0.0056	7	0.0034	0.0051	7	0.0032	0.0055
6	0.0041	0.0050	6	0.0041	0.0046	6	0.0039	0.0052
5	0.0040	0.0044	5	0.0040	0.0040	5	0.0037	0.0045
4	0.0033	0.0033	4	0.0032	0.0029	4	0.0030	0.0033
3	0.0000	0.0000	3	0.0000	0.0000	3	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	2	0.0000	0.0000	2	0.0000	0.0000
1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000	1	0.0000	0.0000
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000
SISMO 2014								
Nivel	EJE X	EJE Y						
	Dist.(m/m)	Dist.(m/m)						
10	0.0029	0.0053						
9	0.0032	0.0047						
8	0.0029	0.0053						
7	0.0030	0.0054						
6	0.0038	0.0049						
5	0.0036	0.0042						
4	0.0029	0.0031						
3	0.0000	0.0000						
2	0.0000	0.0000						
1	0.0000	0.0000						
0	0.0000	0.0000						

Fuente: Elaboración Propia (Etabs 2016)

En la tabla 17 se muestra el resultado de las distorsiones de entrepiso de los 7 pares de registros obtenidos del análisis Tiempo- Historia, en la tabla 18 se muestra el promedio

de los valores de distorsiones de entrepiso y en la figura 88 se muestra el resultado de los valores promedio de distorsiones.

Tabla 18. Distorsiones de entrepiso en Ejes X e Y.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Nivel	Story	Diaphragm	UX m/m	UY m/m
10	PISO 7	D10	3.01E-03	4.73E-03
9	PISO 6	D9	3.51E-03	4.85E-03
8	PISO 5	D8	3.17E-03	5.02E-03
7	PISO 4	D7	3.29E-03	5.03E-03
6	PISO 3	D6	4.00E-03	4.67E-03
5	PISO 2	D5	3.81E-03	4.03E-03
4	PISO 1	D4	3.07E-03	2.96E-03
3	SOTANO 1	D3	0.00E+00	0.00E+00
2	SOTANO 2	D2	0.00E+00	0.00E+00
1	SOTANO 3	D1	0.00E+00	0.00E+00
0	BASE	-	0.00E+00	0.00E+00

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

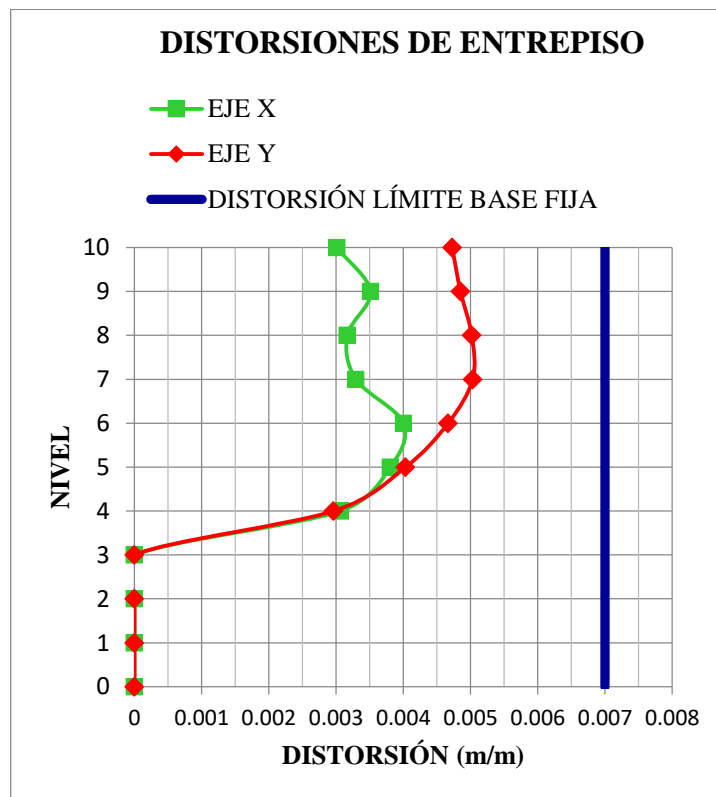


Figura 88. Gráfica de Distorsiones de entrepiso Ejes X e Y-Distorsión Límite para estructuras de base fija

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Desplazamientos de entrepiso en Ejes X e Y.

SISMO 1951			SISMO 1966			SISMO 1970		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)
10	8.94	9.41	10	10.63	11.59	10	8.29	11.63
9	7.85	8.15	9	9.29	9.79	9	7.24	10.08
8	6.56	6.64	8	7.74	8.10	8	6.05	8.14
7	5.40	5.21	7	6.37	6.29	7	5.00	6.31
6	4.21	3.82	6	4.97	4.45	6	3.91	4.57
5	2.81	2.43	5	3.28	2.81	5	2.60	2.88
4	1.48	1.22	4	1.72	1.40	4	1.36	1.43
3	0.00	0.00	3	0.00	0.00	3	0.00	0.00
2	0.00	0.00	2	0.00	0.00	2	0.00	0.00
1	0.00	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
SISMO 1974			SISMO 2007			SISMO 2011		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)
10	9.47	12.87	10	9.34	11.73	10	8.68	13.04
9	8.30	10.89	9	8.28	9.98	9	7.74	11.22
8	7.01	9.10	8	6.99	8.28	8	6.54	9.19
7	5.85	7.12	7	5.80	6.47	7	5.42	7.16
6	4.62	5.07	6	4.57	4.60	6	4.26	5.17
5	3.10	3.23	5	3.08	2.92	5	2.84	3.28
4	1.63	1.63	4	1.62	1.47	4	1.48	1.64
3	0.00	0.00	3	0.00	0.00	3	0.00	0.00
2	0.00	0.00	2	0.00	0.00	2	0.00	0.00
1	0.00	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
SISMO 2014								
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y			
	Despl.(cm)	Despl.(cm)		Despl.(cm)	Despl.(cm)			
10	8.53	12.48	10	8.53	12.48			
9	7.47	10.55	9	7.47	10.55			
8	6.30	8.81	8	6.30	8.81			
7	5.26	6.89	7	5.26	6.89			
6	4.15	4.91	6	4.15	4.91			
5	2.76	3.12	5	2.76	3.12			
4	1.45	1.57	4	1.45	1.57			
3	0.00	0.00	3	0.00	0.00			
2	0.00	0.00	2	0.00	0.00			
1	0.00	0.00	1	0.00	0.00			
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00			

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

En la tabla 19 se muestra el resultado de los desplazamientos de entrepiso de los 7 pares de registros obtenidos del análisis Tiempo- Historia, en la tabla 20 se muestra el promedio de los valores de distorsiones de entrepiso y en la figura 89 se muestra el resultado de los valores promedio de distorsiones.

Tabla 20. Desplazamientos de entrepiso en Ejes X e Y.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Nivel	Story	Diaphragm	UX cm	UY cm
10	PISO 7	D10	9.12	11.82
9	PISO 6	D9	8.02	10.10
8	PISO 5	D8	6.74	8.32
7	PISO 4	D7	5.59	6.49
6	PISO 3	D6	4.38	4.66
5	PISO 2	D5	2.92	2.95
4	PISO 1	D4	1.53	1.48
3	SOTANO 1	D3	0.00	0.00
2	SOTANO 2	D2	0.00	0.00
1	SOTANO 3	D1	0.00	0.00
0	BASE	-	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

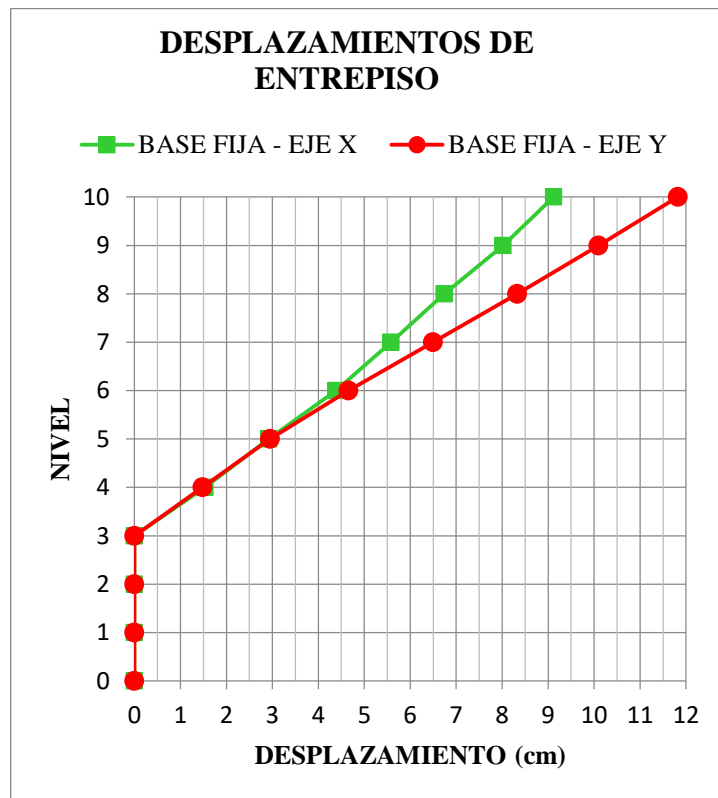


Figura 89. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso Ejes X e Y

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Aceleraciones de entrepiso en Ejes X e Y.

SISMO 1951			SISMO 1966			SISMO 1970		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Desplaz.(cm)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)
10	23.32	33.49	10	30.78	31.84	10	22.88	33.02
9	19.37	28.85	9	24.17	25.31	9	18.36	24.87
8	14.66	23.86	8	16.85	20.24	8	14.37	19.41
7	12.42	19.53	7	16.50	17.73	7	12.25	17.05
6	11.68	14.89	6	15.18	14.56	6	11.43	15.04
5	10.37	10.59	5	12.23	10.73	5	9.44	11.82
4	9.72	8.45	4	8.36	7.37	4	7.45	8.18
3	8.35	5.73	3	6.48	6.56	3	6.49	7.60
2	8.35	5.73	2	6.48	6.56	2	6.49	7.60
1	8.35	5.73	1	6.48	6.56	1	6.49	7.60
0	8.35	5.73	0	6.48	6.56	0	6.49	7.60
SISMO 1974			SISMO 2007			SISMO 2011		
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y
	Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)
10	23.60	41.08	10	23.68	34.59	10	21.92	33.93
9	19.17	34.31	9	18.12	28.80	9	18.07	27.62
8	16.38	27.01	8	15.55	26.82	8	15.41	23.66
7	14.80	21.83	7	13.31	23.99	7	12.96	19.62
6	12.07	16.89	6	12.72	19.74	6	10.45	15.90
5	10.95	12.09	5	11.28	14.12	5	10.22	12.63
4	8.99	8.78	4	8.93	10.46	4	7.86	9.20
3	6.81	6.87	3	7.36	7.12	3	7.20	9.68
2	6.81	6.87	2	7.36	7.12	2	7.20	9.68
1	6.81	6.87	1	7.36	7.12	1	7.20	9.68
0	6.81	6.87	0	7.36	7.12	0	7.20	9.68
SISMO 2014			SISMO 2014					
Nivel	EJE X	EJE Y	Nivel	EJE X	EJE Y			
	Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)		Acel.(m/s ²)	Acel.(m/s ²)			
10	20.14	28.28	10	20.14	28.28			
9	17.44	23.51	9	17.44	23.51			
8	15.43	20.06	8	15.43	20.06			
7	13.15	16.79	7	13.15	16.79			
6	11.77	13.11	6	11.77	13.11			
5	10.13	10.30	5	10.13	10.30			
4	7.64	7.81	4	7.64	7.81			
3	5.93	6.87	3	5.93	6.87			
2	5.93	6.87	2	5.93	6.87			
1	5.93	6.87	1	5.93	6.87			
0	5.93	6.87	0	5.93	6.87			

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

En la tabla 21 se muestra el resultado de las aceleraciones de entrepiso de los 7 pares de registros obtenidos del análisis Tiempo- Historia, en la tabla 22 se muestra el promedio de los valores de aceleraciones de entrepiso y en la figura 90 se muestra el resultado de los valores promedio de aceleraciones.

Tabla 22. Aceleraciones de entrepiso en Ejes X e Y.

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements				
Nivel	Story	Diaphragm	UX m/s ²	UY m/s ²
10	PISO 7	D10	23.76	33.75
9	PISO 6	D9	19.24	27.61
8	PISO 5	D8	15.52	23.01
7	PISO 4	D7	13.63	19.51
6	PISO 3	D6	12.18	15.73
5	PISO 2	D5	10.66	11.75
4	PISO 1	D4	8.42	8.61
3	SOTANO 1	D3	6.95	7.20
2	SOTANO 2	D2	6.95	7.20
1	SOTANO 3	D1	6.95	7.20
0	BASE	-	6.95	7.20

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

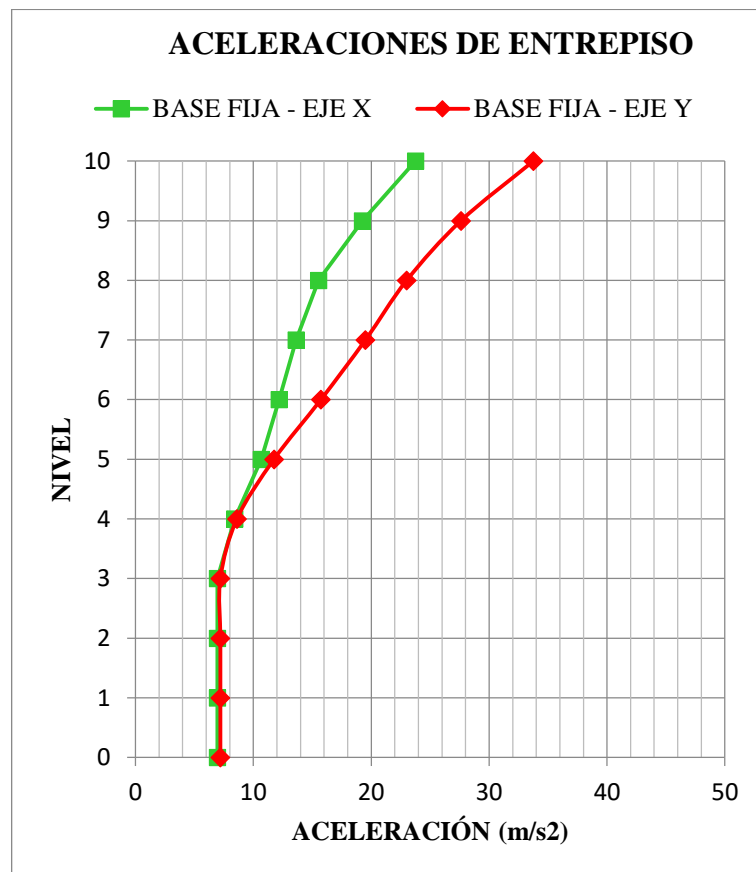


Figura 90. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso Ejes X e Y

Fuente: Elaboración propia. (Etabs 2016)

5.2.3. Reacciones en la base y Fuerza cortante mínima

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, para cada dirección X e Y la fuerza cortante en la base del Análisis Dinámico no podrá ser menor que el 90% del valor del cortante basal del Análisis Estático en estructuras irregulares.

Tabla 23. Valores de Cortante Basal de Análisis Estático y Dinámico.

<p style="text-align: center;">ANÁLISIS ESTÁTICO</p> <p style="text-align: center;">TABLE: Base Reactions</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Load Case/Com</th> <th style="text-align: center;">FX tonf</th> <th style="text-align: center;">FY tonf</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">SX</td> <td style="text-align: center;">219.65</td> <td style="text-align: center;">6.10</td> </tr> </tbody> </table>	Load Case/Com	FX tonf	FY tonf	SX	219.65	6.10	<p style="text-align: center;">ANÁLISIS ESTÁTICO</p> <p style="text-align: center;">TABLE: Base Reactions</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Load Case/Com</th> <th style="text-align: center;">FX tonf</th> <th style="text-align: center;">FY tonf</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">SY</td> <td style="text-align: center;">22.24</td> <td style="text-align: center;">408.00</td> </tr> </tbody> </table>	Load Case/Com	FX tonf	FY tonf	SY	22.24	408.00																												
Load Case/Com	FX tonf	FY tonf																																							
SX	219.65	6.10																																							
Load Case/Com	FX tonf	FY tonf																																							
SY	22.24	408.00																																							
<p style="text-align: center;">ANÁLISIS DINÁMICO</p> <p style="text-align: center;">TABLE: Base Reactions</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Load Case/Com</th> <th style="text-align: center;">FX tonf</th> <th style="text-align: center;">FY tonf</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">SSX Max</td> <td style="text-align: center;">198.04</td> <td style="text-align: center;">15.93</td> </tr> </tbody> </table>	Load Case/Com	FX tonf	FY tonf	SSX Max	198.04	15.93	<p style="text-align: center;">ANÁLISIS DINÁMICO</p> <p style="text-align: center;">TABLE: Base Reactions</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Load Case/Com</th> <th style="text-align: center;">FX tonf</th> <th style="text-align: center;">FY tonf</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">SSY Max</td> <td style="text-align: center;">19.03</td> <td style="text-align: center;">368.92</td> </tr> </tbody> </table>	Load Case/Com	FX tonf	FY tonf	SSY Max	19.03	368.92																												
Load Case/Com	FX tonf	FY tonf																																							
SSX Max	198.04	15.93																																							
Load Case/Com	FX tonf	FY tonf																																							
SSY Max	19.03	368.92																																							
<p style="text-align: center;">CORTANTEBASAL - EJEX</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">VDx</th> <th style="text-align: center;">></th> <th style="text-align: center;">90% VEx</th> <th style="text-align: center;">Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">198.04</td> <td style="text-align: center;">></td> <td style="text-align: center;">197.69</td> <td style="text-align: center;">--</td> </tr> <tr> <td colspan="3"></td> <td style="text-align: center;">1.00</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">CUMPLIMIENTO DE CORTANTES - X</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">VDx</th> <th style="text-align: center;">></th> <th style="text-align: center;">90% VEx</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">198.04</td> <td style="text-align: center;">></td> <td style="text-align: center;">197.69</td> <td style="text-align: center;">CUMPLE</td> </tr> </tbody> </table>	VDx	>	90% VEx	Factor	198.04	>	197.69	--				1.00	VDx	>	90% VEx		198.04	>	197.69	CUMPLE	<p style="text-align: center;">CORTANTEBASAL - EJEY</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">VDy</th> <th style="text-align: center;">></th> <th style="text-align: center;">90% VEy</th> <th style="text-align: center;">Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">368.92</td> <td style="text-align: center;">></td> <td style="text-align: center;">367.20</td> <td style="text-align: center;">--</td> </tr> <tr> <td colspan="3"></td> <td style="text-align: center;">1.00</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">CUMPLIMIENTO DE CORTANTES - Y</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">VDy</th> <th style="text-align: center;">></th> <th style="text-align: center;">90% VEy</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">368.92</td> <td style="text-align: center;">></td> <td style="text-align: center;">367.20</td> <td style="text-align: center;">CUMPLE</td> </tr> </tbody> </table>	VDy	>	90% VEy	Factor	368.92	>	367.20	--				1.00	VDy	>	90% VEy		368.92	>	367.20	CUMPLE
VDx	>	90% VEx	Factor																																						
198.04	>	197.69	--																																						
			1.00																																						
VDx	>	90% VEx																																							
198.04	>	197.69	CUMPLE																																						
VDy	>	90% VEy	Factor																																						
368.92	>	367.20	--																																						
			1.00																																						
VDy	>	90% VEy																																							
368.92	>	367.20	CUMPLE																																						

Fuente: Elaboración propia.

EJE X:

Cortante Basal (Análisis Dinámico) \geq 90% Cortante Basal (Análisis Estático)

$$198.04 \text{ ton} \geq 197.69 \text{ ton}$$

EJE Y:

Cortante Basal (Análisis Dinámico) \geq 90% Cortante Basal (Análisis Estático)

$$368.92 \text{ ton} \geq 367.20 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar en la tabla 23, las fuerzas de Cortantes Basal del Análisis Dinámico son mayores que el 90% de las fuerzas cortantes basales del Análisis Estáticos (para estructuras irregulares en las direcciones X e Y).

5.3 Análisis Sismorresistente

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el Análisis Dinámico Modal Espectral.

5.3.1 Carga muerta

Se considerará el peso real de los materiales que conforman la estructura y de los que deberá soportar la edificación, calculados en base a los siguientes pesos unitarios.

Concreto Armado : 2400 kg/m^3

Piso Terminado : 100 kg/m^2

Tabiquería : 100 kg/m^2

5.3.2 Carga viva

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos y otros elementos móviles soportados por la edificación.

La carga viva de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.020) es:

Sobrecarga (Oficinas): 250 kg/m^2

Escaleras: 500 kg/m^2

5.3.3 Parámetros Sísmicos

Para realizar el análisis sísmico a la estructura descrita debemos de tener los parámetros sísmicos según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Los cuales son:

Z: Factor que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. En la tabla 24 se puede ver los valores que tiene el factor Z según la Norma E. 030 Diseño Sismorresistente.

Según la ubicación del proyecto, se utilizó una Zona 4 y un factor de zona $Z=0.45$

Tabla 24. Valores de Z.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

Categoría de la edificación y factor U: Según el uso para Universidad de la edificación se tiene una Categoría de Edificación Esencial y un factor U igual a 1.5 (Ver Tabla 25).

Tabla 25. U: Coeficiente de uso e importancia. Se define según la tabla 2.2.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

C: Factor de amplificación sísmica. Se define por la siguiente expresión:

$$C=2.5* (Tp/T); C\leq 2.5$$

S: Factor suelo. Se define según el tipo de suelo donde está ubicada la estructura. El valor de S, se define según la Tabla 26:

Tabla 26. Factor de suelo S=1 para un Suelo tipo S₁ y Z₄

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

En la tabla 27 se observan los valores de T_P y T_L correspondientes al tipo de suelo S₁.

Tabla 27. T_P=0.4 y T_L=2.5 para un perfil de suelo S₁.

Tabla N° 4 PERÍODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

R: Coeficiente de reducción sísmica. Se define el sistema estructural de la edificación. En caso que la estructura sea irregular, el factor debe ser multiplicado por 0.75. Los valores de R se obtienen de la tabla 28.

Tabla 28. Valor de R=7 para un Sistema Dual de concreto armado.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

Para la edificación, se tiene los siguientes parámetros:

Z= 0.45 (Zona 4, Lima)

U= 1.5 (Uso de Universidad)

S= 1.0 (Roca o suelos muy rígidos)

R_x= 7 (Concreto Armado: Dual)

R_y= 7 (Concreto Armado: Dual)

5.3.4. Análisis Dinámico Modal Espectral

Se analizó la estructura mediante un espectro de respuesta según como indica la Norma E.030:

$$S_a = ZUCSg/R$$

El espectro va a ser el mismo para ambas direcciones ya que el coeficiente “R” es el mismo para la dirección X e Y.

En la Tabla 29 se ha obteniendo el valor del espectro de respuesta (S_a) según la variación del periodo (T) y en la figura 91 se puede ver la gráfica del espectro S_a ya elaborado.

Tabla 29. Valores de Aceleración Espectral (S_a), Ejes X e Y.

T (s)	S_{ax} (m/s²)	S_{ay} (m/s²)
0.00	3.5036	3.5036
0.10	3.5036	3.5036
0.20	3.5036	3.5036
0.30	3.5036	3.5036
0.40	3.5036	3.5036
0.50	2.8029	2.8029
0.60	2.3357	2.3357
0.70	2.0020	2.0020
0.80	1.7518	1.7518
0.90	1.5571	1.5571
1.00	1.4014	1.4014
1.50	0.9343	0.9343
2.00	0.7007	0.7007
2.50	0.5606	0.5606
3.00	0.3893	0.3893
3.50	0.2860	0.2860
4.00	0.2190	0.2190

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

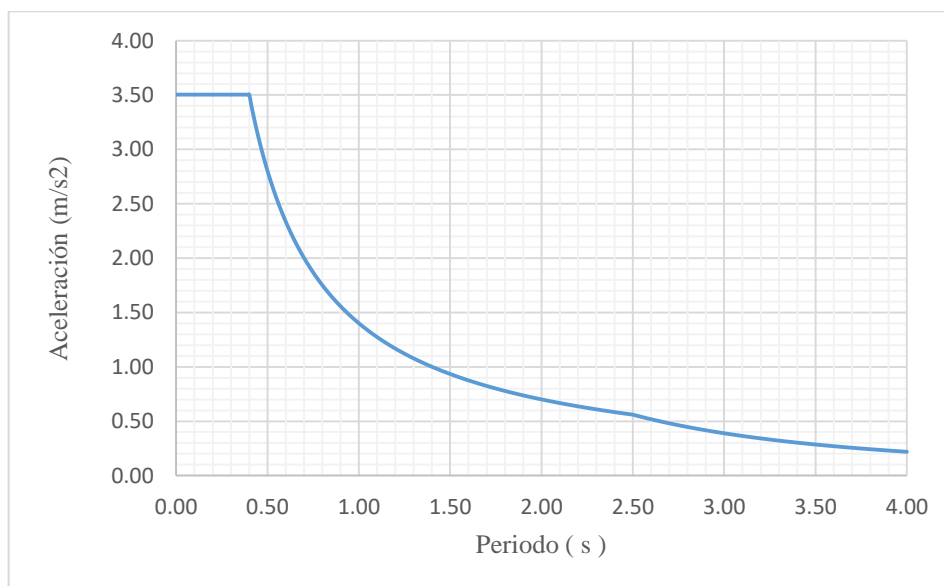


Figura 91. Espectro de aceleraciones de la edificación.

Fuente: Elaboración propia, según Norma E.030 Diseño Sismorresistente

5.4 Resultados de Análisis Sísmico

El análisis de la edificación se realizó con el software ETABS 2016 y se obtuvieron los resultados de los periodos de vibración, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y cortante basal.

5.4.1. Periodos de vibración

Para el análisis se consideraron 30 modos de vibración, ya que es una estructura que consta de 7 pisos y 3 sótanos (3 modos de vibración por nivel).

Los periodos de la estructura se identifican según la distribución de masas de la estructura. Estos son los periodos según la dirección indicada:

$$T_X = 0.57 \text{ s}; T_Y = 0.75 \text{ s}$$

5.4.2 Desplazamientos y Distorsiones

Según el análisis Tiempo Historia, las máximas distorsiones de entrepiso obtenidas en las direcciones X e Y son menores a 0.007 (Ver tabla 30), cumpliéndose el requisito de la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Tabla 30. Distorsiones Máximas de entrepiso permitidas (Norma E.030)

Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

En el presente capítulo se ha considerado mostrar solamente el diseño de las placas debido a que en el análisis de la estructura con Base aislada, las placas son los componentes estructurales importantes, además se muestra la cimentación global con el software SAFE 2016.

5.5 Diseño de Placas

Las placas son elementos estructurales que resisten cargas horizontales paralelas a su plano o cara de muro. También conocidas como muros de corte debido a que las cargas horizontales generan esfuerzos cortantes y son resistidos por el mismo. Generalmente están sometidas a cargas distribuidas en toda su longitud. En el presente proyecto se plantean cuatro placas que inicia en el sótano 3 (nivel más bajo de la edificación) y se desarrolla hasta el nivel 7 (nivel más alto), dos placas en C correspondientes a las cajas de ascensores (C-1; C-2) y dos placas en U correspondientes a las cajas de escaleras (U-1; U-2). Para el diseño de las placas se crearon 4 bloques de diseño debido a que las demandas son diferentes debido a que los niveles cambian, por lo que la cuantía de acero y las dimensiones varían de un bloque de diseño a otro.

- Primer bloque de Diseño → (Sótano 3, Sótano 2 y Sótano 1)
- Segundo bloque de Diseño → (Piso 1 y Piso 2)
- Tercer bloque de Diseño → (Piso 3 y Piso 4)
- Cuarto bloque de Diseño → (Piso 5 y Piso 7)

A continuación se presenta como ejemplo el diseño de una placa en U para caja de escaleras, correspondiente al primer y segundo bloque de diseño (Sótano 03, Sótano 02, Sótano 01, Piso 01 y piso 02), los cuales presentan las mismas dimensiones y refuerzo, como se muestra en la figura 92.

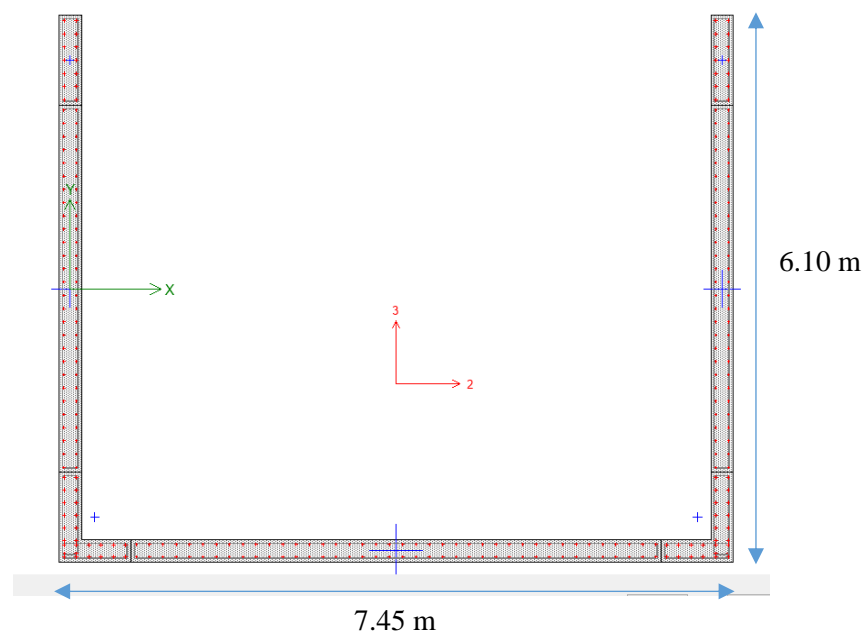


Figura 92. Vista en planta de placa U-1

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

5.5.1 Diseño por Flexo-compresión

El diseño por Flexo-compresión es similar al empleado para el diseño de columnas, pero de acuerdo a la esbeltez del elemento, su comportamiento por flexión es variable, por ello se pueden clasificar a los muros según su esbeltez (relación H/L) en dos tipos:

Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)

En muros esbeltos el comportamiento es similar al de las columnas, donde las fallas más probables son del tipo dúctil, debido a la formación de rótulas plásticas en la base.

Muros bajos ($H/L < 1$)

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento debido a que la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento se asemeja al de una viga de gran peralte.

$$\frac{H}{L} = \frac{36.75 \text{ m}}{7.45 \text{ m}} = 4.93 \geq 1$$

Al analizar muro y considerando solo la longitud del alma se observa que es un muro esbelto, así se analice la longitud total contando con las alas se obtendrá el mismo resultado, el tipo de falla probable para este tipo de placa será de tipo dúctil.

5.5.1.1 Elementos de borde en muros estructurales:

Los muros deben ser confinados con elementos de borde cuando (E.060 – 21.9.7.4):

$$C \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{d_u}{h_m} \right)} \rightarrow \text{Necesita confinamiento}$$

C : Profundidad del eje neutro

l_m : Longitud del muro en el plano horizontal

δ_u : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro

h_m : Altura del muro

Los muros que no satisfagan este requisito deben ser diseñados usando 21.9.7.5. de la Norma E.060 Concreto Armado.

En la figura 93 se muestra gráficamente las condiciones de una placa para llevar o no confinamiento en sus bordes.

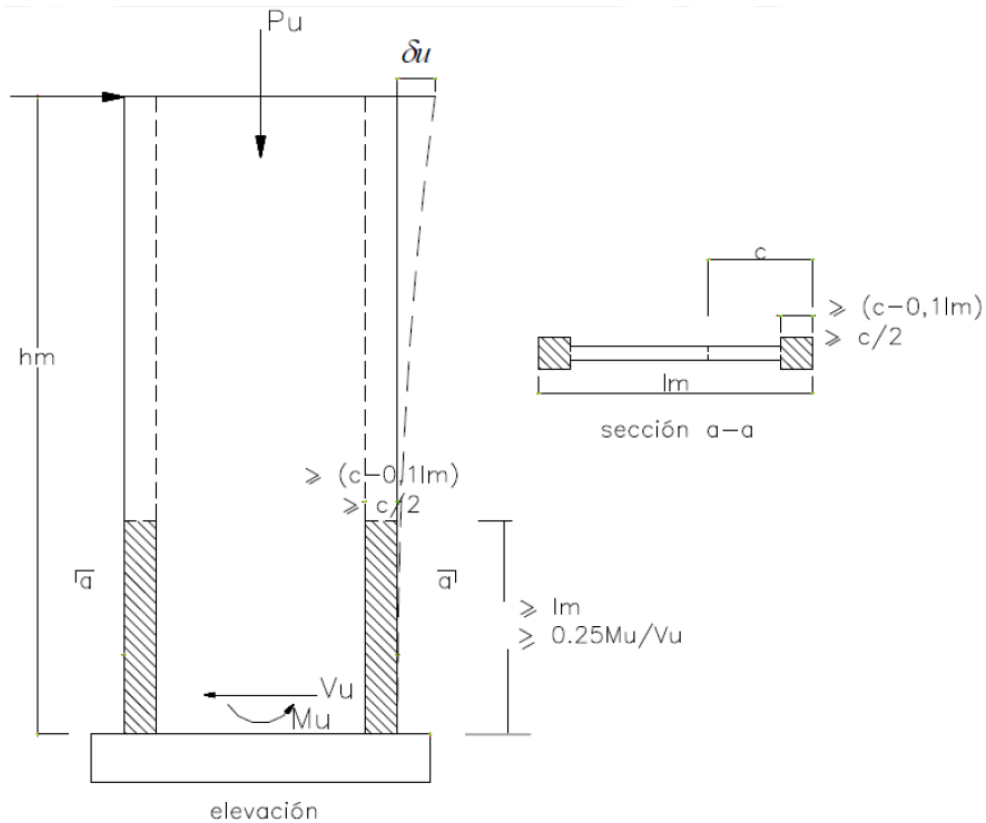


Figura 93. Elementos de borde en placas

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente – 21.9.7.4

Como se trata de una Placa en forma de U, se analizó el requerimiento de elementos de borde tanto en las alas (Eje Y) y en el alma (Eje X). Los valores de C (Profundidad del eje neutro) y δu (Desplazamiento lateral inelástico) para ambas direcciones se obtuvieron del programa Etabs 2016.

Eje X:

$$150.62 \text{ cm} \leq \frac{720 \text{ cm}}{600 \left(\frac{0.13 \text{ cm}}{3675 \text{ cm}} \right)} = 240 \text{ cm} \rightarrow \text{No necesita confinamiento}$$

Eje Y

$$159.19 \text{ cm} \leq \frac{585 \text{ cm}}{600 \left(\frac{0.32 \text{ cm}}{3675 \text{ cm}} \right)} = 195 \text{ cm} \rightarrow \text{No necesita confinamiento}$$

Según este criterio no se necesita confinamiento, ante la necesidad de confinamiento por ser una estructura ubicada en zona altamente sísmica se emplea el siguiente criterio:

Los muros deben ser confinados con elementos de borde cuando el esfuerzo en la placa es mayor al 20% del esfuerzo a compresión del concreto (E.060 – 21.9.7.5):

$$Si: \sigma = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \frac{L_w}{2}}{I} > 0.2f'c \rightarrow \text{Necesita confinamiento}$$

- Pu : Carga axila última
 Ag : Área bruta de la sección
 Mu : Momento último de la placa
 Lw : Longitud del muro
 I : Inercia de la sección

Para el alma de la placa con Pu y Mu tomados del análisis, Área bruta (Ag)=18625 cm², Longitud de Muro=745 cm, Inercia eje X (I22)=1.894E+09cm⁴ y una resistencia a la compresión f'c=350kg/cm² se obtiene mediante el criterio de esfuerzos que la placa requiere confinamiento en la dirección X y se muestra en la tablas 31 y 32.

Tabla 31. Necesidad de confinamiento en el plano del Eje X.

COMBINACIÓN DE CARGAS	σ (kg/cm ²)		0.2f'c(kg/cm ²)	CONFINAMIENTO
1) 1.4CM+1.7CV	137.55	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
2) 1.25(CM+CV)	120.60	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
3) 0.9CM	79.42	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSX Max	111.65	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSX Min	164.92	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSX Max	111.65	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSX Min	164.92	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSY Max	124.20	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSY Min	175.08	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSY Max	124.20	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSY Min	175.08	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM+SSX Max	70.47	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM+SSX Min	128.06	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSY Max	83.01	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSY Min	138.22	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSX Max	70.47	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSX Min	128.06	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM+SSY Max	83.01	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM+SSY Min	138.22	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

Longitud de elementos de borde en muros estructurales (E.060 – 21.9.6)

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } C-0.1L_m = 78.62 \text{ cm} \\ \text{➤ } C/2 = 75.31 \text{ cm} \end{array} \right\} L_{\text{Confinamiento}}=80\text{cm}$$

La longitud de confinamiento en el plano del eje X es de 80 cm y se asume en ambos extremos.

Para el ala de la placa con P_u y M_u tomados del análisis, Área bruta (A_g)=15250cm², Longitud de Muro=610 cm, Inercia eje Y (I_{33})=4.7E+09cm⁴ y una resistencia a la compresión $f'_c=350\text{kg/cm}^2$ se obtiene mediante el criterio de esfuerzos que la placa requiere confinamiento en la dirección X.

Tabla 32. Necesidad de confinamiento en el plano del Eje Y

COMBINACIÓN DE CARGAS	σ (kg/cm ²)		$0.2f'_c$ (kg/cm ²)	CONFINAMIENTO
1) 1.4CM+1.7CV	161.99	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
2) 1.25(CM+CV)	142.21	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
3) 0.9CM	94.32	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSX Max	130.90	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSX Min	206.12	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSX Max	130.90	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSX Min	206.12	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSY Max	113.07	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)+SSY Min	185.37	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSY Max	113.07	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
4) 1.25(CM+CV)-SSY Min	185.37	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM+SSX Max	82.96	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM+SSX Min	158.74	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSY Max	65.13	>	70	NO NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSY Min	137.99	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5) 0.9CM-SSX Max	82.96	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5-SSX) 0.9CM-SSX Min	158.74	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO
5+SSY) 0.9CM+SSY Max	65.13	>	70	NO NECESITA CONFINAMIENTO
5+SSY) 0.9CM+SSY Min	137.99	>	70	NECESITA CONFINAMIENTO

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

Longitud de elementos de borde en muros estructurales (E.060 – 21.9.6)

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } C-0.1L_m = 100 \text{ cm} \\ \text{➤ } C/2 = 79.60 \text{ cm} \end{array} \right\} L_{\text{Confinamiento}}=100\text{cm}$$

La longitud de confinamiento en el plano del eje Y es de 100 cm y se asume en ambos extremos, como se observa en la figura 94.

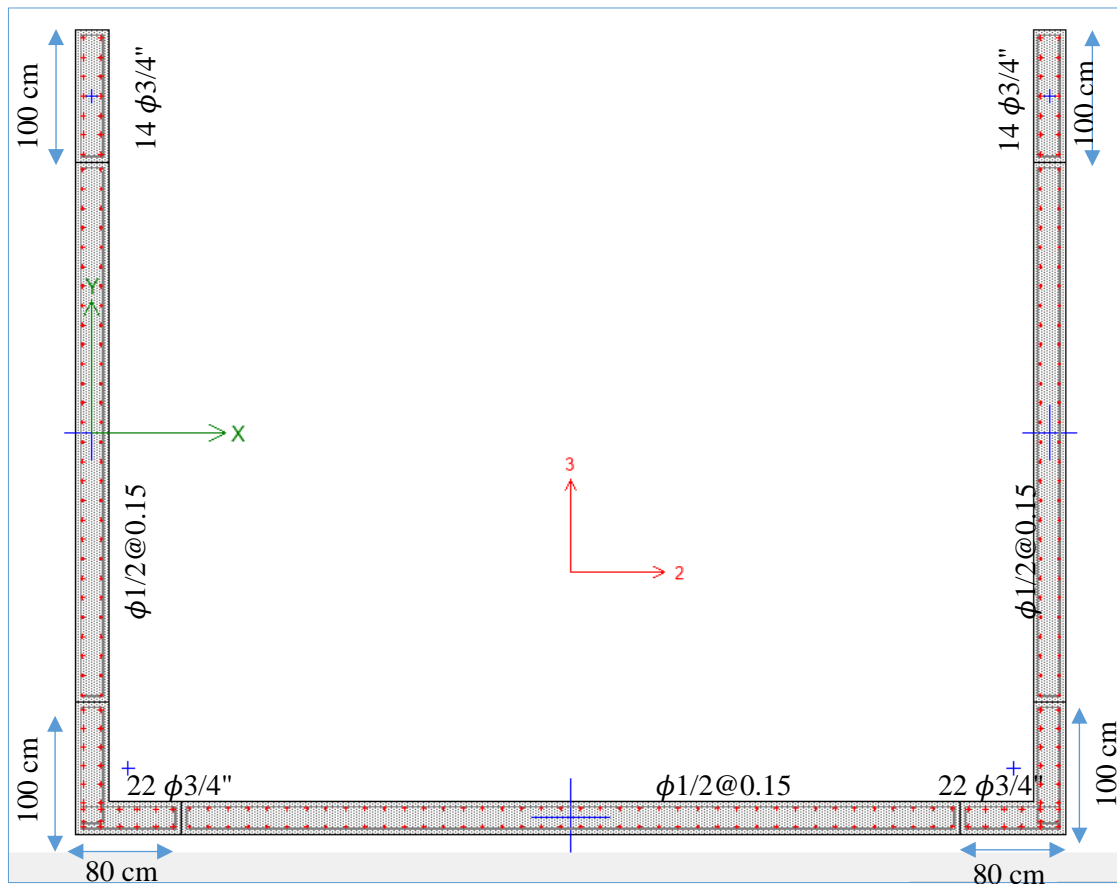


Figura 94. Ejes locales de la placa U (Eje 2=Eje X / Eje 3=Eje Y) y Longitudes de Confinamiento.

Fuente: Elaboración Propia (Section Designer - Etabs 2016)

Para la construcción del diagrama de interacción se utilizó como centro de reducción el centroide del concreto sin considerar las armaduras de refuerzo, además por la asimetría de la sección se construyó el diagrama completo, tanto para el eje X como para el eje Y. Se puede observar que alrededor del eje 2 la sección es asimétrica, por consiguiente su diagrama de interacción también es asimétrico. Alrededor del eje Y la sección es simétrica, por ende el diagrama de interacción es simétrico.

En las figuras 95 y 96 se muestran los diagramas de interacción de la placa con el refuerzo longitudinal mostrado en la figura 94. El refuerzo longitudinal se realizó empleando la herramienta Section designer del programa Etabs 2016 a través de repetidas iteraciones para cumplir el criterio del Diseño por Resistencia. De los diagramas de interacción se puede observar que la placa posee una gran capacidad de carga axial, pero debido a los grandes momentos que se generan en el cambio de interfaces entre el sótano 1 y el primer piso, debido a ello se genera una gran demanda de acero longitudinal y transversal.

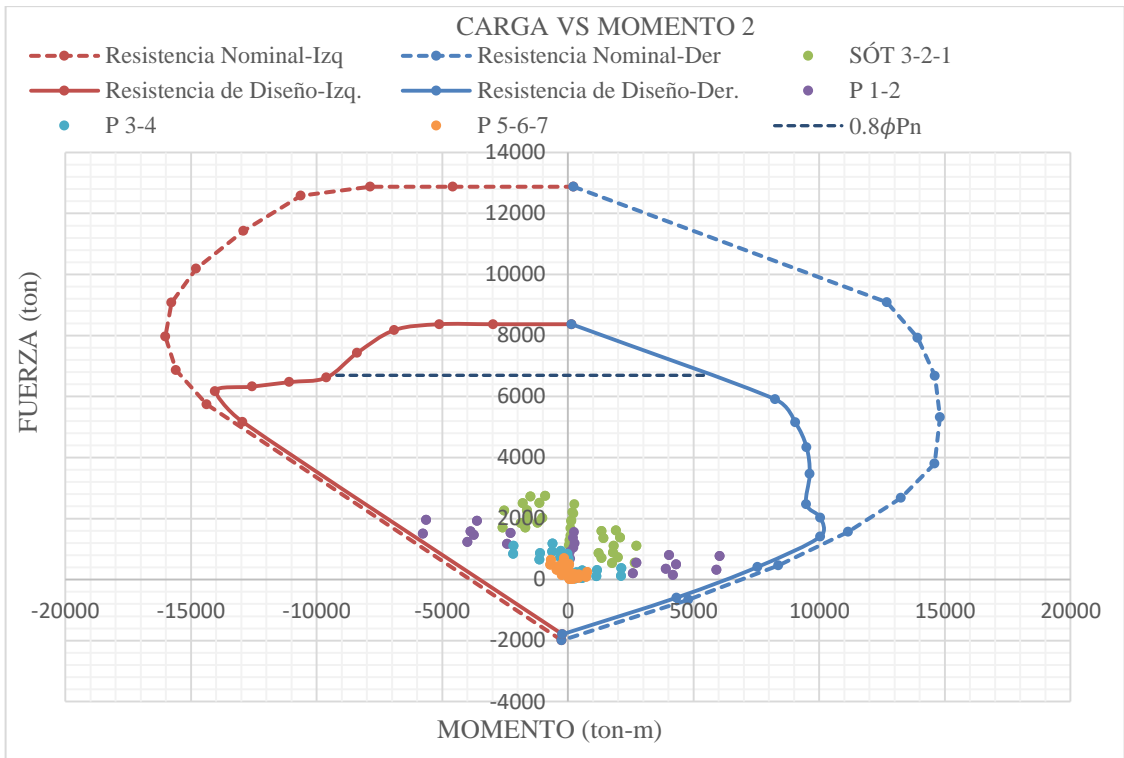


Figura 95. Diagrama de interacción de placa U al rededor del Eje X (Eje 2)

Fuente: Elaboración propia

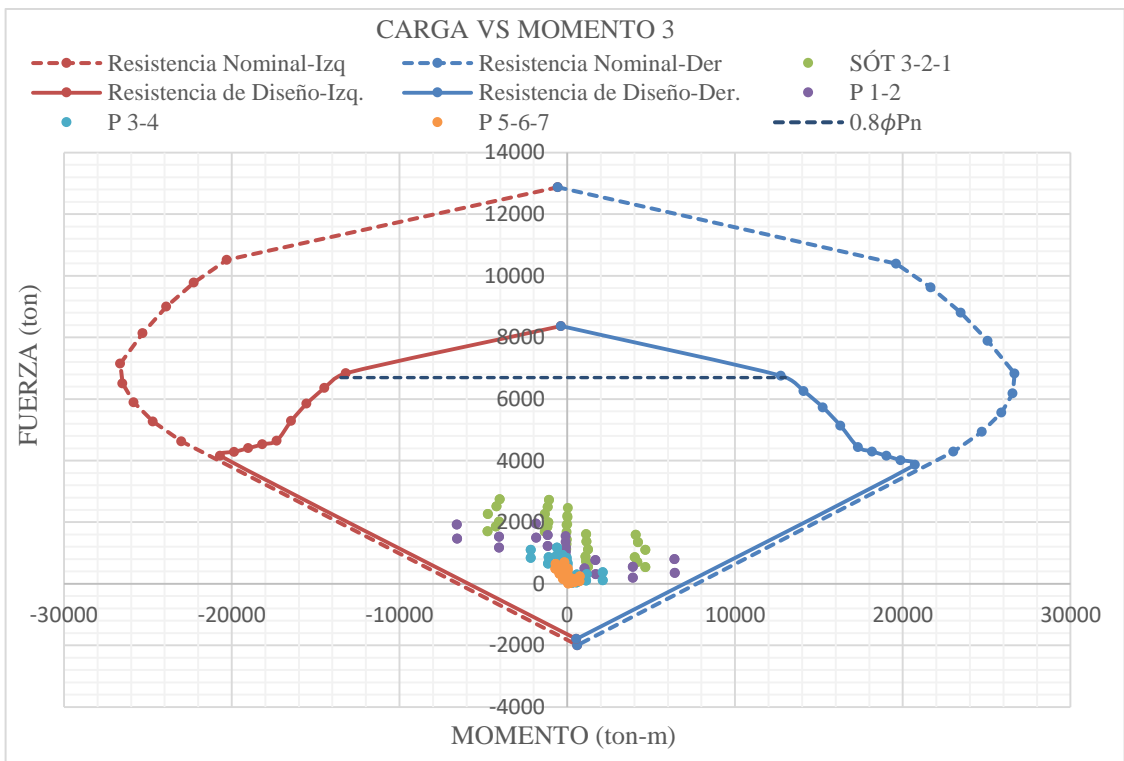


Figura 96. Diagrama de interacción de placa U al rededor del Eje Y (Eje 3).

Fuente: Elaboración propia

5.5.2 Diseño por Corte

En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad \dots (E.060 21.9.5.3, 2009)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculados con acero realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales del sismo. Considerando la altura media desde la base equivalente a la longitud del muro l_m , $M_u/(4V_u)$ ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor. (E.030 – 21.9.5.3)

El refuerzo horizontal y vertical en las alas del muro se calcula del diagrama de interacción Carga-Momento 2, del cual se obtienen los siguientes datos:

$V_{ua} (V_2)=543.76 \text{ ton}$; $M_{ua} (M_3)=4723.79 \text{ ton}\cdot\text{m}$; $R_0=7$; $I_a=0.75$; $I_p=0.9 \rightarrow R=4.725$

$M_n=1400/0.7=20000 \text{ ton}\cdot\text{m}$, dividido por 0.7 (Amplificado) debido a que fue tomado del diagrama de interacción con Resistencia de Diseño calculado con el acero realmente colocado. (Se redujo la Resistencia Nominal por $\phi=0.7$ para pasar a Resistencia de Diseño)

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = 4.23 \leq R \rightarrow \frac{20000 \text{ ton}\cdot\text{m}}{4723.79 \text{ ton}\cdot\text{m}} = 4.23 \leq 4.725$$

$$V_u = 543.76 \text{ ton} \left(\frac{20000 \text{ ton}\cdot\text{m}}{4723.79 \text{ ton}\cdot\text{m}} \right) = 2302.22 \text{ ton}$$

5.5.2.1 Resistencia al cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \dots (E.060 11.3.1.1, 2009)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{350} * (745 * 25) = 184.67 \text{ ton}$$

Así mismo, se proponen los siguientes límites para las resistencias calculadas:

$$V_c \leq A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad \dots (E.060 11.10.5, 2009)$$

$$\text{Si: } \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.80; \quad \text{Si: } \frac{hm}{lm} \geq 2.0 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{36.75 \text{ m}}{7.45 \text{ m}} = 4.9 \geq 2.0 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$V_c \leq (7.45 * 0.25)(0.53\sqrt{350}) = 184.67 \text{ ton}$$

5.5.2.2 Resistencia al corte del Acero ($\phi=0.85$ para Cortante y torsión):

$$V_u \leq \phi V_n \quad y \quad V_n = V_c + V_s \quad \rightarrow \quad \frac{V_u}{\phi} \leq V_c + V_s$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \rightarrow \quad V_s = \frac{2302.22 \text{ ton}}{0.85} - 184.67 \text{ ton} = 2523.82 \text{ ton}$$

5.5.2.3 Cortante máximo del Acero (E.060 - 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar V_s mayor que:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} * bw * d \quad \rightarrow \quad V_s \leq 2.1\sqrt{350} * 25 * 745 = 731.73 \text{ ton}$$

Por lo tanto se empleará: $V_s=731.73 \text{ ton}$

5.5.2.4 Número de Capas (E.060-21.9.4.3) En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

a) El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm

b) Cuando la fuerza cortante V_u exceda $0.53Acv\sqrt{f'c} \rightarrow 2302.22 \geq 184.67$

Se emplearán dos capas de acero.

5.5.2.5 Acero mínimo (11.10.7):

$$\text{Si: } V_u < 0.27\sqrt{f'c} * Acw \rightarrow \text{As mínimo} \quad \dots \text{ (E.060 11.10.7, 2009)}$$

$$\text{Si: } V_u > 0.27\sqrt{f'c} * Acw \rightarrow V_s = Acw * \rho_h * f_y \quad \dots \text{ (E.060 11.10.8, 2009)}$$

$$2302.22 \text{ ton} > 0.27\sqrt{350} * 745 * 25 = 94.17 \text{ ton}$$

$$V_s = Acw * \rho_h * f_y \quad \dots \text{ (E.060 11.10.10.1, 2009)} \quad \rightarrow \quad \rho_h = \frac{V_s}{Acw * f_y}$$

$$\rho_h = \frac{731.73 * 1000 \text{ kg}}{745 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0094$$

5.5.2.6 Refuerzo Horizontal: Para $\phi=1/2''$; $A_{1\phi 1/2''}=1.27\text{cm}^2$

$$\rho_h = \frac{2 * A_b}{e_m * S_H} \rightarrow S_h = \frac{2 * A_b}{e_m * \rho_h}$$

$$S_h = \frac{2 * 1.27 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 0.0094} \cong 10.8\text{cm} \rightarrow S_h = 10\text{cm}$$

Refuerzo Horizontal en dos capas: $\phi 1/2''@0.10 \text{ m}$

5.5.2.7 Refuerzo Vertical:

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (E.060 \text{ 11.10.10.3, 2009})$$

Pero no necesita ser mayor que el valor de ρ_h requerido por 11.10.10.1. Donde h_m es la altura total del muro y l_m es la longitud total del muro.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{36.75 \text{ m}}{7.45 \text{ m}} \right) (0.0094 - 0.0025) = -0.0058 \leq 0.0025$$

Por lo tanto: $\rho_v = 0.0025$

Refuerzo Vertical: Para $\phi=1/2''$; $A_{1\phi 1/2''}=1.27\text{cm}^2$

$$\rho_v = \frac{2 * A_b}{e_m * S_v} \rightarrow S_v = \frac{2 * A_b}{e_m * \rho_v}$$

$$S_v = \frac{2 * 1.27 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 0.0025} \cong 40.64 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

El refuerzo vertical del muro no debe exceder tres veces el espesor del muro ni 400 mm. (E.060 - 11.10.10.4) Como el refuerzo vertical por Flexo-compresión es $\phi 1/2''@0.15 \text{ m}$ y el refuerzo vertical por Corte es $\phi 1/2''@0.40$, se concluye que el Diseño por Flexo-compresión gobierna el diseño.

Refuerzo Vertical en dos capas: $\phi 1/2''@0.15 \text{ m}$

El refuerzo horizontal y vertical en las alas del muro (Eje Y) se calcula del diagrama de interacción Carga-Momento 3, del cual se obtienen los siguientes datos:

$$V_{ua} (V3)=39.53 \text{ ton}; \quad M_{ua} (M3)=43.21 \text{ ton-m} \rightarrow M_n=9500/0.7=13571.43 \text{ ton-m}$$

Empleando el mismo proceso se obtienen los resultados de refuerzo:

Refuerzo Horizontal en dos capas: $\phi 1/2'' @ 0.10$ m

Refuerzo Vertical en dos capas: $\phi 1/2'' @ 0.15$ m

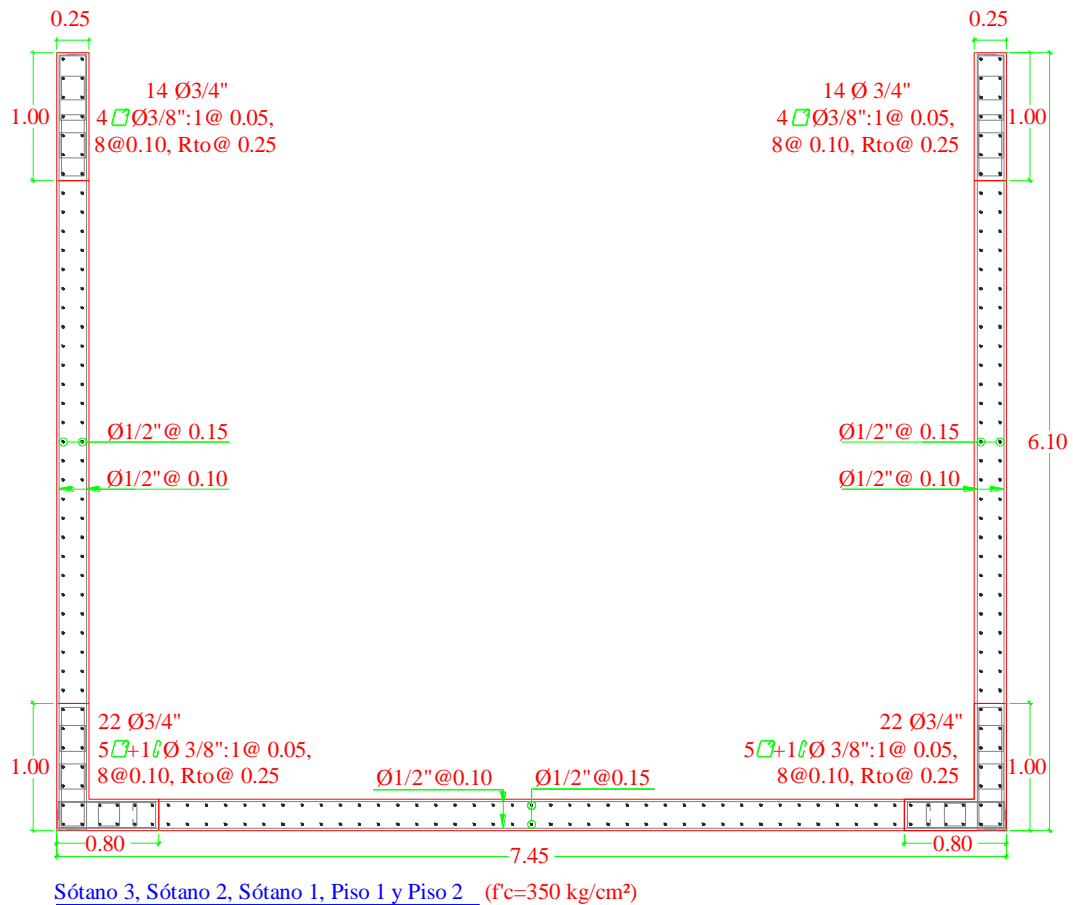


Figura 97. Diseño final de Placa U-1.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 98 se muestra el diseño final de la placa U-1, para pisos superiores se reducen las demandas sísmicas y con ello se reducen también las dimensiones y el refuerzo.

En la figura 98 se muestra el diseño global de la estructura de base fija en el software SAFE 2016, también se pueden apreciar que las placas C-1, C-2, U-1 y U-2 llegan a una losa de cimentación, se muestran los valores de punzonamiento menores a 1 en todas las zapatas y losas de cimentación, con lo cual se corroboran valores óptimos de peralte de zapata previamente calculados. En la figura 99 se observa la verificación de presiones admisibles del terreno, los esfuerzos debidos a las cargas de gravedad y sísmicas son menores a 6 kg/cm², valor que es la presión admisible del terreno, por ello se da conformidad las dimensiones y diseño de la cimentación, según el estudio de suelos, el asentamiento máximo admisible es de 0.8 cm, valor que no fue superado por los asentamientos del análisis.

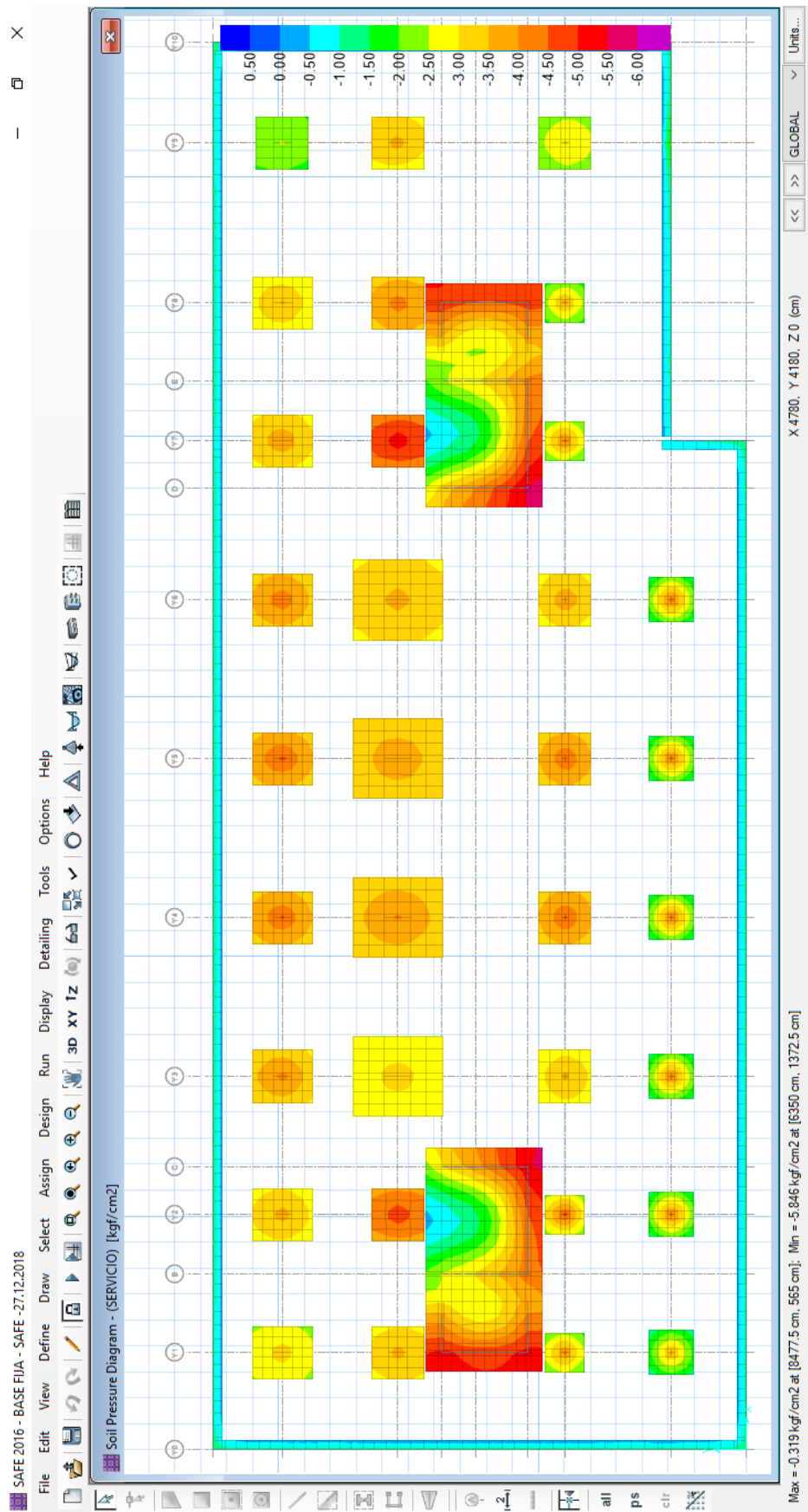


Figura 99. Diseño de cimentación - Verificación de presión admisible del terreno (kg/cm²).

Fuente: Elaboración propia (SAFE 2016).

CAPÍTULO VI. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS Y COSTOS

6.1. Comparación y discusión de resultados

En los edificios convencionales la estructura vibra y la deformación produce daño debido a que la aceleración no cambia. En los edificios con aisladores elásticos los aisladores reducen la aceleración, vibración y deformación del edificio. Durante un sismo, el aislador se deforma de un lado al otro gracias a la flexibilidad de las capas de caucho y acero, separando y absorbiendo la energía sísmica de la edificación. (CDV, 2016).

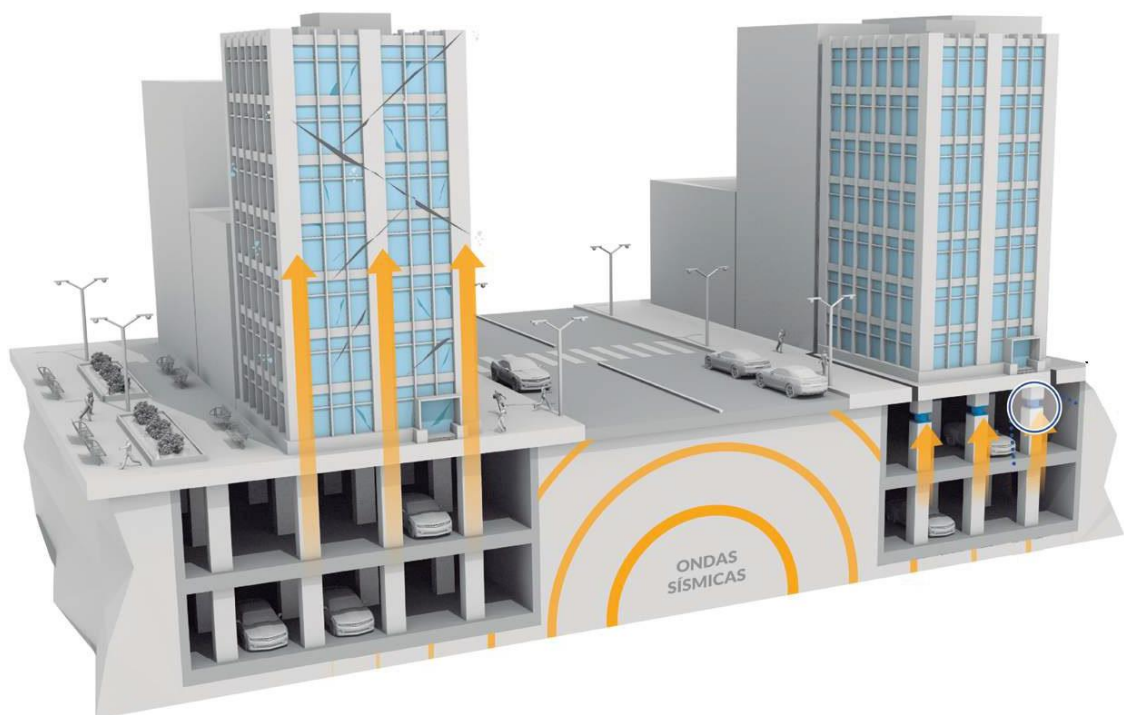


Figura 100. Sistema de base fija y Sistema de aislamiento sísmico. (CDV, 2016)

Fuente:<http://cdvperu.com/wp-content/uploads/2014/06/Aisladores-Final-01.jpg>

En la figura 100 se observa la comparación de las demandas sísmicas entre la estructura de base fija y la estructura aislada.

En las tablas 33 y 34 se muestran los valores de las fuerzas cortantes en los edificios de base fija y base aislada, al comparar los resultados nos damos cuenta que se produce una gran diferencia en los valores de fuerza cortante entre los edificios de base fija y base aislada.

Tabla 33. Fuerza cortante de Edificio de Base Fija.

BASE FIJA - EJE X			BASE FIJA - EJE Y		
TABLE: Base Reactions			TABLE: Base Reactions		
Load	FX	FY	Load	FX	FY
Case/Combo	tonf	tonf	Case/Combo	tonf	tonf
SSX Max	198.04	15.93	SSY Max	19.03	368.92

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34. Fuerza cortante de Edificio de Base Aislada.

BASE AISLADA - EJE X			BASE AISLADA - EJE Y		
TABLE: Base Reactions			TABLE: Base Reactions		
Load	FX	FY	Load	FX	FY
Case/Combo	tonf	tonf	Case/Combo	tonf	tonf
SXX Max	189.57	0.54	SYY Max	0.54	185.65

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 101 se puede apreciar que existe una reducción de cortante basal de 4.27% entre la estructura de base fija y la estructura aislada con respecto a la base fija del eje X, además en la figura 102 se muestra una reducción de 49.68% de fuerza cortante con respecto a la base fija de la dirección Y.

En el eje X no hubo una reducción considerable de cortante, por otra parte en el eje Y hubo una reducción del 50% de fuerza cortante. Consideramos que la reducción tan variable en ambas direcciones se debe a las irregularidades en planta y altura, así como también a la esbeltez existente en la estructura.

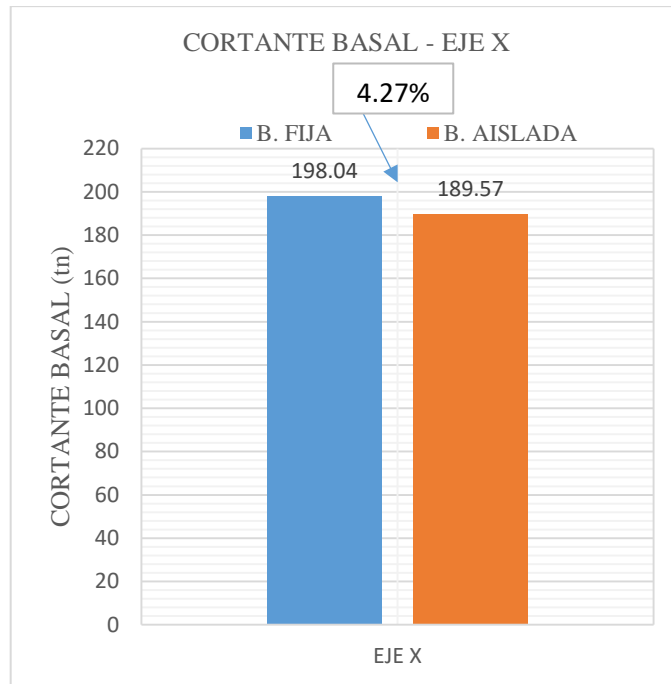


Figura 101. Diferencia de reducción de Fuerza Cortante Basal entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje X.

Fuente: Elaboración propia.

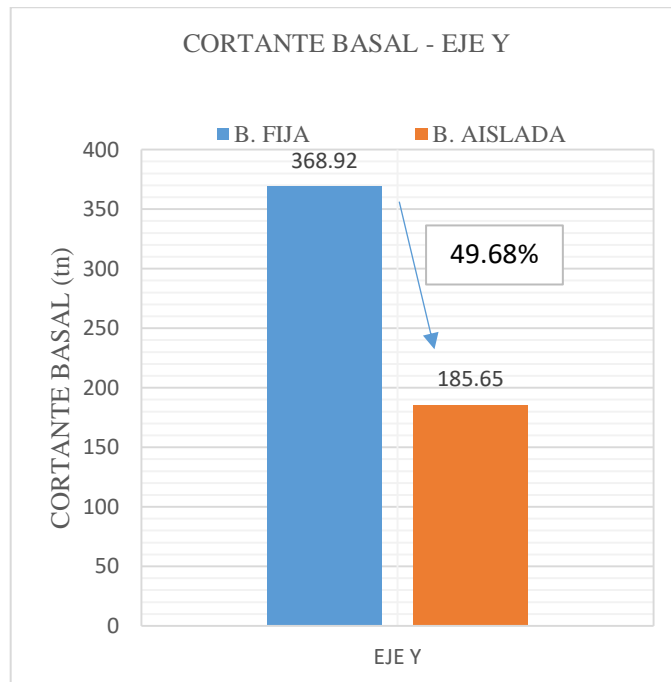


Figura 102. Diferencia de reducción de Fuerza Cortante Basal entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje Y.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de Distorsiones obtenidos del análisis para la estructura de base aislada (mostradas en la tabla 35 y figura 103) no superaron el valor de límite máximo permitido

por el Proyecto de Norma Aislación sísmica, cuya distorsión límite es 0.005, en consecuencia se cumple con el Proyecto de Norma.

Los valores de Distorsiones obtenidos del análisis para la estructura de base fija (mostradas en la tabla 35 y figura 103) no superaron el valor límite permitido por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, cuya distorsión límite es 0.007 para estructuras de Concreto Armado, en consecuencia se cumple con la normativa.

Si comparamos los Drifts o distorsiones de entrepiso correspondientes al último nivel de la estructura, entre la estructura aislada y la estructura de base fija en direcciones X (mostradas en la tabla 35 y figura 103) e Y (mostradas en la tabla 36 y figura 104) , observaremos que en el Eje X se han generado reducciones de 93.33% en la base aislada con respecto a la Base Fija y en el Eje Y una reducción de 93.62% en la Base Aislada con respecto a la Base Fija, las distorsiones están relacionadas con el daño estructural frente a un evento sísmico.

Si comparamos los Desplazamiento de entrepiso entre la Estructura Aislada y la Estructura de Base Fija en dirección X (mostradas en la tabla 37 y figura 105) e Y (mostradas en la tabla 38 y figura 106), sin considerar el desplazamiento de los aisladores en el nivel del Sótano 3, observaremos que se han generado reducciones de 84.54% en el Eje X y 80.03% en el Eje Y en el último nivel de la estructura (Eje X), sabemos que los desplazamientos también están relacionados directamente con el daño estructural de la estructura en un evento sísmico.

Si comparamos las aceleraciones de entrepiso entre la Estructura Aislada y la Estructura de Base Fija en dirección X (mostradas en la tabla 39 y figura 107) e Y(mostradas en la tabla 40 y figura 108), observaremos que se han generado reducciones de 95.08% en el Eje X y 96.35% en el Eje Y en el último nivel de la estructura (Eje X), sabemos que las distorsiones están relacionadas con la percepción de inseguridad al interior de la estructura en un evento sísmico.

Tabla 35. Diferencia de reducción de Drift o distorsión de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje X.

Nivel	Story	Diaphragm	BASE AISLADA	BASE FIJA
			UX (m/m)	UX (m/m)
10	PISO 7	D10	0.0003	0.0030
9	PISO 6	D9	0.0005	0.0035
8	PISO 5	D8	0.0004	0.0032
7	PISO 4	D7	0.0004	0.0033
6	PISO 3	D6	0.0009	0.0040
5	PISO 2	D5	0.0013	0.0038
4	PISO 1	D4	0.0015	0.0031
3	SOTANO 1	D3	0.0010	0.0000
2	SOTANO 2	D2	0.0008	0.0000
1	SOTANO 3	D1	0.0000	0.0000
0	BASE	-	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

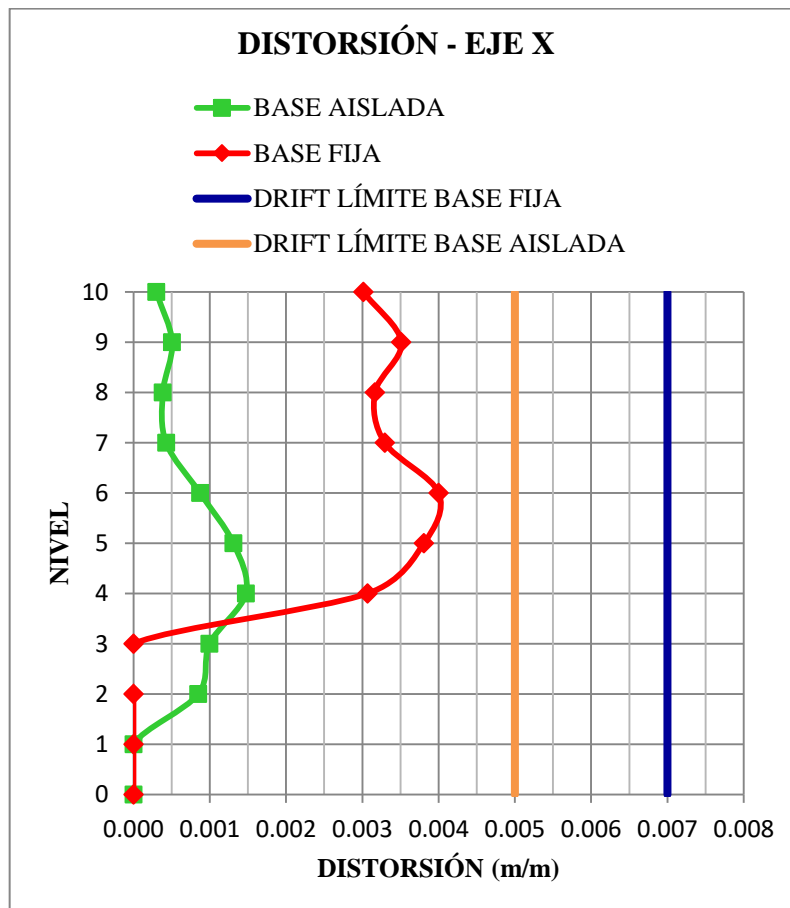


Figura 103. Gráfica de Distorsiones de entrepiso - Ejes X.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36. Diferencia de reducción de Drift o distorsiones de entrepiso entre la estructura de base fija y base aislada en el Eje Y.

Nivel	Story	Diaphragm	BASE AISLADA	BASE FIJA
			UY (m/m)	UY (m/m)
10	PISO 7	D10	0.0006	0.0047
9	PISO 6	D9	0.0009	0.0049
8	PISO 5	D8	0.0011	0.0050
7	PISO 4	D7	0.0012	0.0050
6	PISO 3	D6	0.0014	0.0047
5	PISO 2	D5	0.0016	0.0040
4	PISO 1	D4	0.0017	0.0030
3	SOTANO 1	D3	0.0011	0.0000
2	SOTANO 2	D2	0.0010	0.0000
1	SOTANO 3	D1	0.0000	0.0000
0	BASE	-	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

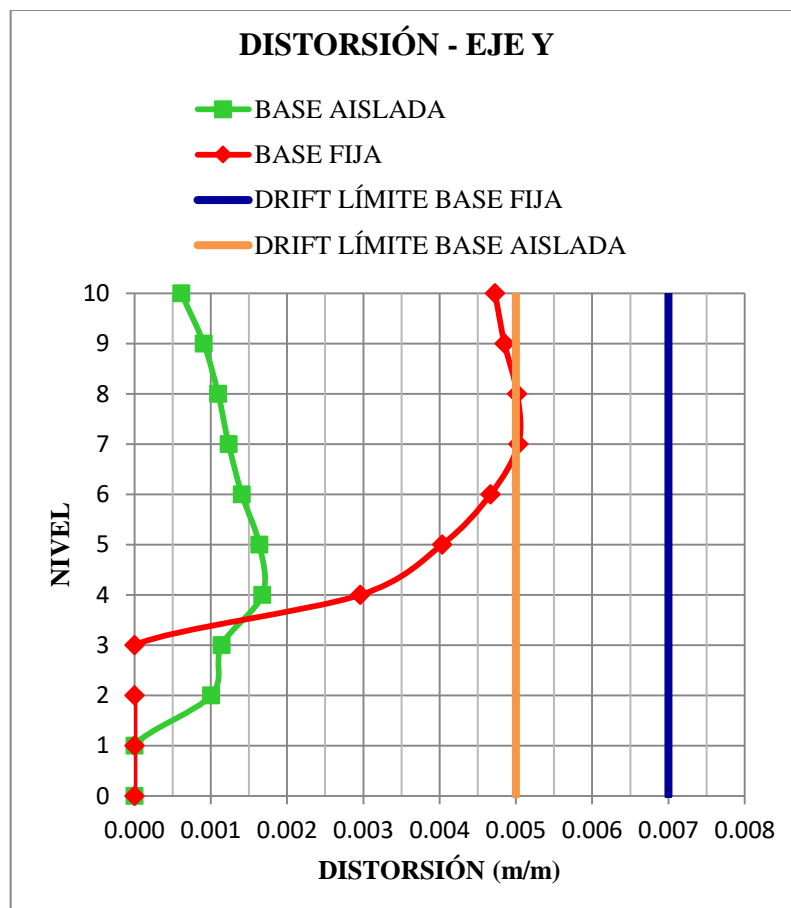


Figura 104. Gráfica de Distorsiones de entrepiso - Ejes Y.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37. Diferencia de reducción de desplazamiento de entrepiso entre la estructura de base fija y base aislada en el Eje X.

Nivel	Story	Diaphragm	BASE AISLADA	BASE FIJA
			UX (m)	UX (cm)
10	PISO 7	D10	12.52	9.12
9	PISO 6	D9	12.41	8.02
8	PISO 5	D8	12.22	6.74
7	PISO 4	D7	12.08	5.59
6	PISO 3	D6	11.93	4.38
5	PISO 2	D5	11.61	2.92
4	PISO 1	D4	11.13	1.53
3	SOTANO 1	D3	10.39	0.00
2	SOTANO 2	D2	9.97	0.00
1	SOTANO 3	D1	9.73	0.00
0	BASE	-	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

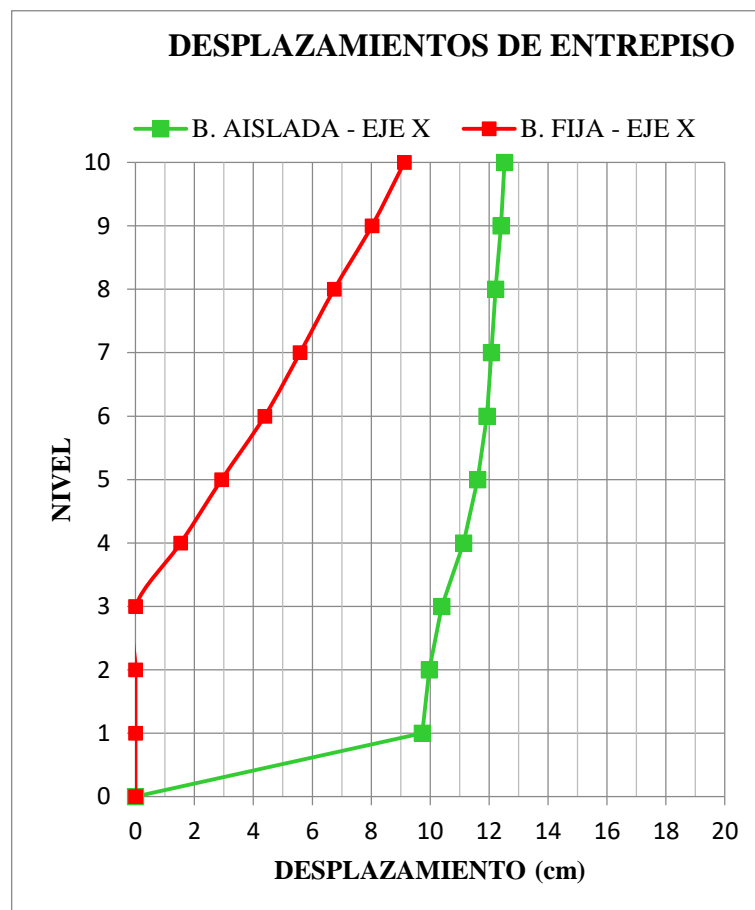


Figura 105. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso - Ejes X.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38. Diferencia de reducción de desplazamiento de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje Y.

Nivel	Story	Diaphragm	BASE AISLADA	BASE FIJA
			UY (m)	UY (cm)
10	PISO 7	D10	14.72	11.82
9	PISO 6	D9	14.50	10.10
8	PISO 5	D8	14.17	8.32
7	PISO 4	D7	13.77	6.49
6	PISO 3	D6	13.32	4.66
5	PISO 2	D5	12.80	2.95
4	PISO 1	D4	12.21	1.48
3	SOTANO 1	D3	11.37	0.00
2	SOTANO 2	D2	10.88	0.00
1	SOTANO 3	D1	10.60	0.00
0	BASE	-	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

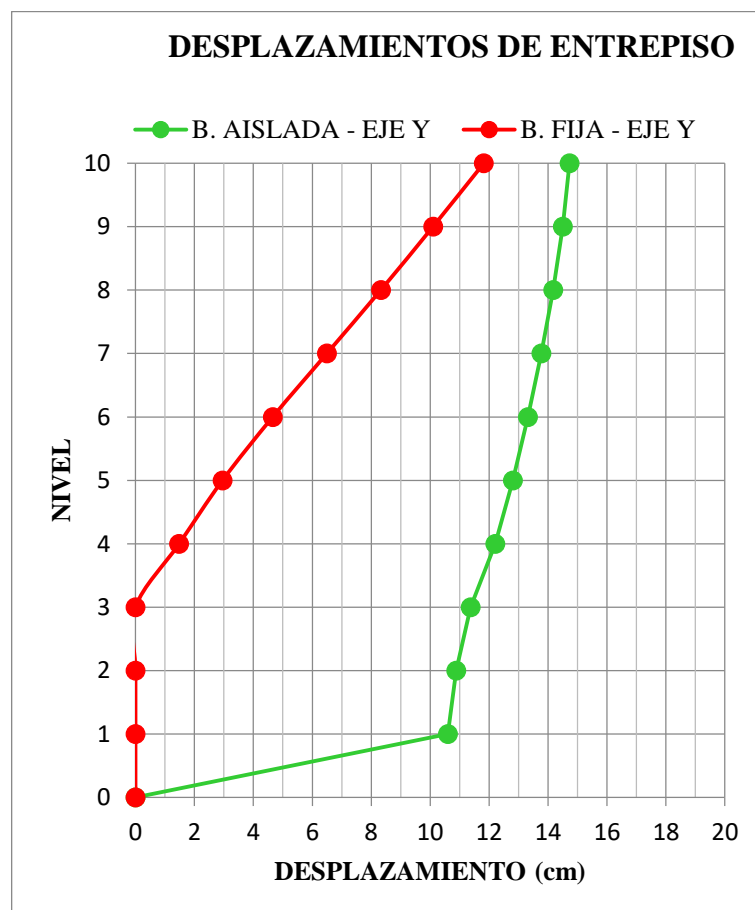


Figura 106. Gráfica de Desplazamientos de entrepiso - Eje Y.

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39. Diferencia de reducción de aceleraciones de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje X.

Nivel	Story	Diaphragm	BASE AISLADA	BASE FIJA
			UX (m/s ²)	UX (m/s ²)
10	PISO 7	D10	1.58	23.76
9	PISO 6	D9	1.53	19.24
8	PISO 5	D8	1.50	15.52
7	PISO 4	D7	1.48	13.63
6	PISO 3	D6	1.46	12.18
5	PISO 2	D5	1.46	10.66
4	PISO 1	D4	1.58	8.42
3	SOTANO 1	D3	1.91	6.95
2	SOTANO 2	D2	2.11	6.95
1	SOTANO 3	D1	2.19	6.95
0	BASE	-	12.75	6.95

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

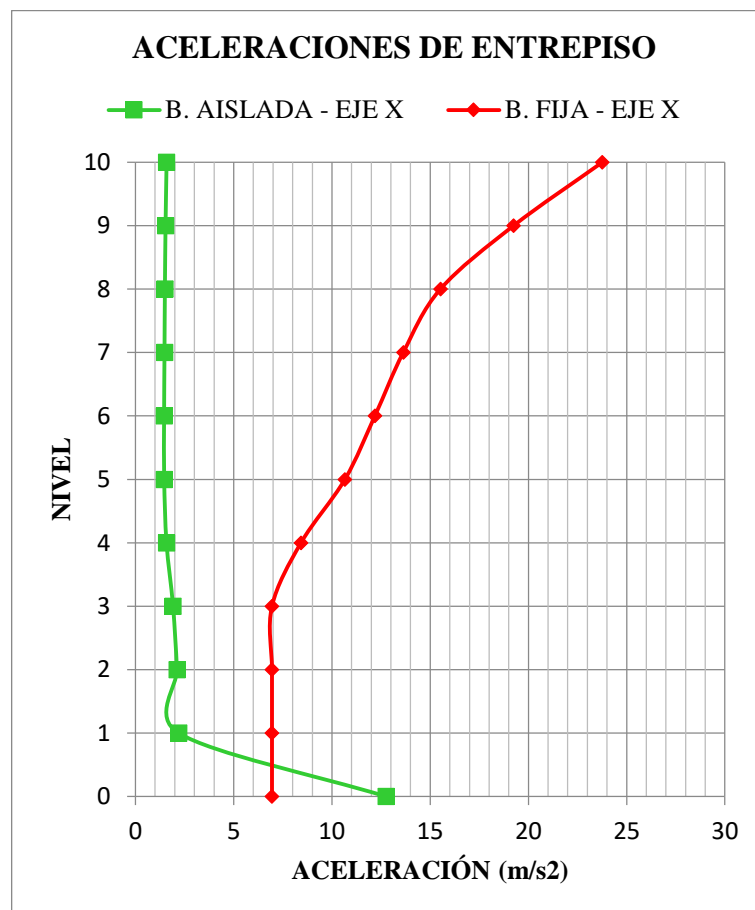


Figura 107. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso - Eje X.

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40. Diferencia de reducción de aceleración de entrepiso entre la estructura de Base Fija y Base Aislada en el Eje Y.

Nivel	Story	Diaphragm	BASE AISLADA	BASE FIJA
			UY (m/s ²)	UY (m/s ²)
10	PISO 7	D10	1.99	33.75
9	PISO 6	D9	1.85	27.61
8	PISO 5	D8	1.72	23.01
7	PISO 4	D7	1.64	19.51
6	PISO 3	D6	1.77	15.73
5	PISO 2	D5	2.08	11.75
4	PISO 1	D4	2.35	8.61
3	SOTANO 1	D3	2.71	7.20
2	SOTANO 2	D2	3.04	7.20
1	SOTANO 3	D1	3.12	7.20
0	BASE	-	14.58	7.20

Fuente: Elaboración propia (Etabs 2016)

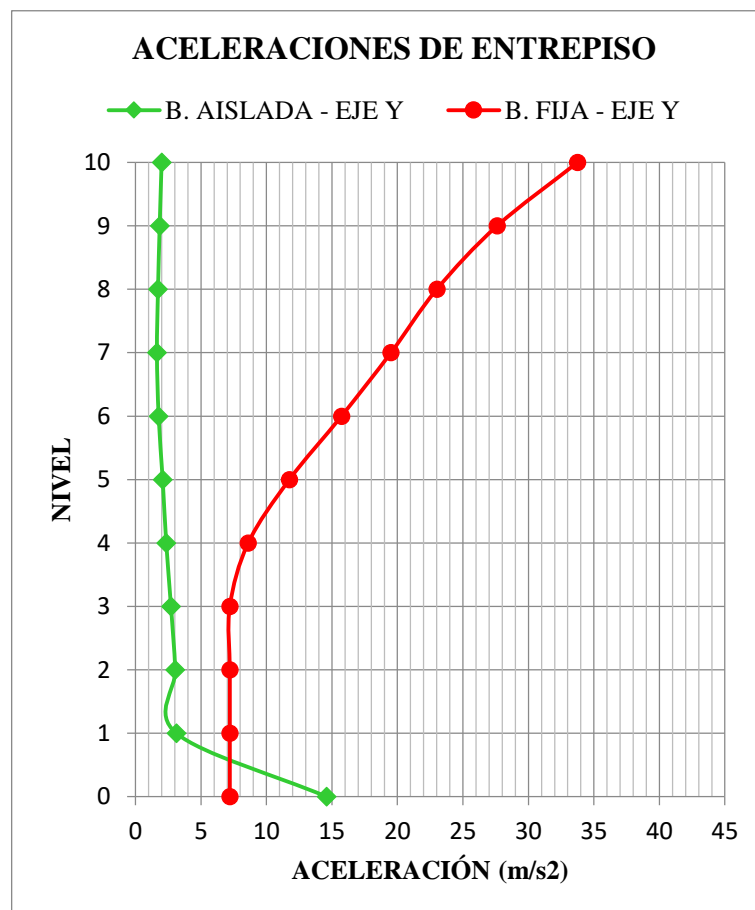


Figura 108. Gráfica de Aceleraciones de entrepiso - Eje Y.

Fuente: Elaboración Propia

6.2. Comparación de costos

En este capítulo se realizó el análisis comparativo de costos de la construcción del proyecto Aulario PUCP con un sistema de base fija (Alternativa convencional) versus un sistema de aislamiento sísmico (alternativa moderna), se realizó el metrado de ambos sistemas y se homogenizó a nivel de costos para poder estimar el costo porcentual comparativo del sistema aislado y de base fija. El análisis comparativo de la edificación se realizó a nivel de costos directos en la sub estructura (Cimentación) y súper estructura (elementos verticales y horizontales de concreto armado) denominados casco de obra para ambos sistemas que engloban la parte gruesa de la obra como proceso constructivo.

6.2.1 Costos Directos de la construcción

El análisis de costos directos hace referencia a la cuantificación del metrado de la obra gruesa (Casco de obra a nivel de sub estructura y súper estructura) no se incluyeron los sistemas de acabados, eléctricos, sanitarios, mecánicos, agua contra incendios y ascensores ya que son parte complementaria del equipamiento que se da en ambos casos constructivos (base fija y base aislada) que generan un costo aproximado. Para el sistema de aislación sísmica no se cuantificaron los componentes complementarios de instalación (machina y ángulos de soporte) para el aislador sísmico por no tener una incidencia representativa a nivel de costos en el sistema de aislación.

Los costos directos de análisis en ambos sistemas fueron estudiados a nivel de obra gruesa (Casco de obra a nivel de sub estructura y súper estructura) en las siguientes partidas de las Tablas N° 42 y 43. Así mismo se hace mención que los costos indicados que son materia de análisis incluyen material, mano de obra y equipos para la construcción en ambos sistemas. En todos los casos el indicativo de medición homogéneo se representará a nivel de costos en Nuevos Soles (S/.), dicho indicativo de costos fue tomado de acuerdo al año de construcción de la edificación (2013).

Tabla 41. Cuadro de Partidas de Análisis y unidades de Medición.

PARTIDA DE ANÁLISIS	UNIDAD DE MEDIDA POR PARTIDA	UNIDAD DE MEDICION HOMOGENEA
1. EXCAVACIÓN	m ³	S/.
2. CIMENTACIÓN	m ² , kg, m ³	S/.
3. CASCO (Sub Estructura y Super Estructura)	m ² , kg, m ³	S/.
4. Aisladores Sísmicos	Und.	S/.

Fuente: Elaboración propia.

6.2.2 Estimación de costos Directos del Edificio de Base Fija Versus Edificio de Base Aislada

Para la evaluación de costos de cada sistema se realizó la cuantificación del metrado de cada partida. A continuación, se muestra los resultados de la medición (metrado) del sistema de aislación y base fija.

En la Tabla 42 se muestra el metrado de cada sub partida analizada para ambos sistemas planteados.

Tabla 42. Resumen de metrado por sub partida de obra gruesa del sistema de aislación y base fija

PARTIDA	SUB PARTIDA	UNID.	SISTEMA DE AISLACIÓN (METRADO)	SISTEMA DE BASE FIJA (METRADO)
MOVIMIENTO DE TIERRA	EXCAVACIÓN MACIVA	m3	35,800.00	35,800.00
	EXCAVACIÓN LOCALIZADA	m3	1,476.40	1,653.57
CIMENTACIÓN	Acero	kg	28,253.71	23,155.00
	Encofrado	m2	552.61	415.04
	Concreto 280 kg/cm2	m3	481.60	427.26
CASCO (SUB Y SUPER ESTRUCTURA)	Acero	kg	232,326.62	297,657.62
	Encofrado	m2	13,191.27	15,991.40
	f'c 210 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	1,987.27	2,120.20
	Placas de f'c 280 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	138.20	229.74
	Placas de f'c 350 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	751.08	895.94
AISLADORES SÍSMICOS	Aislador LRB con núcleo de Plomo	Und	30.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 43 se presentan los costos de cada sub partida para el sistema de base fija y base aislada, dichos costos de precios unitarios corresponden al año de construcción (2013); el precio de los aisladores se obtuvo de la cotización del mismo proveedor.

Tabla 43. Resumen de precios unitarios del sistema de aislación y base fija

PARTIDA	SUB PARTIDA	UNID.	PRECIO UNITARIO (S/.)
MOVIMIENTO DE TIERRA	EXCAVACIÓN MACIVA	m3	S/22.25
	EXCAVACIÓN LOCALIZADA	m3	S/29.11
CIMENTACIÓN	Acero	kg	S/3.35
	Encofrado	m2	S/37.31
	Concreto 280 kg/cm2	m3	S/319.52
CASCO (SUB Y SUPER ESTRUCTURA)	Acero	kg	S/3.35
	Encofrado	m2	S/37.31
	f'c 210 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	S/288.03
	Placas de f'c 280 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	S/319.52
	Placas de f'c 350 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	S/363.21
AISLADORES SÍSMICOS	Aislador LRB con núcleo de Plomo	Und	S/20,813.07

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 44 se muestra el resumen de costos directos la estructura con sistema de aislación y la estructura de base fija.

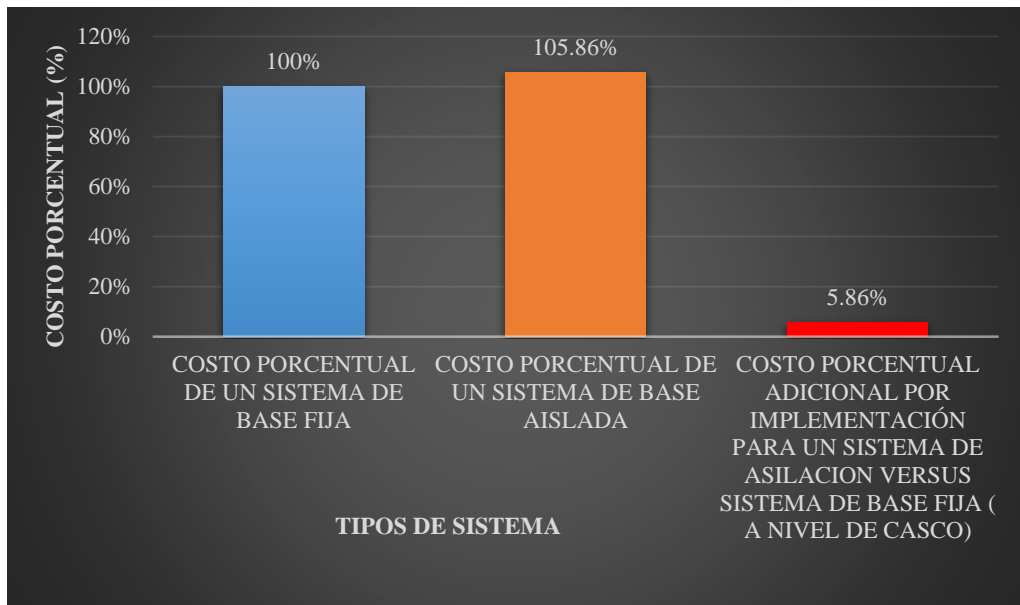
Tabla 44. Cuadro Resumen de Costos Directos del Sistema de Aislación Versus Base Fija.

PARTIDA	SUB PARTIDA	UNID.	SISTEMA DE AISLACIÓN (METRADO)	SISTEMA DE BASE FIJA (METRADO)	PRECIO UNITARIO (S/.)	COSTO TOTAL (S/.) - SISTEMA DE AISLACIÓN POR SUB PARTIDAS	COSTO TOTAL (S/.) - SISTEMA DE BASE FIJA	COSTO TOTAL (S/.) - SISTEMA DE BASE FIJA POR SUB PARTIDAS
MOVIMIENTO DE TIERRA	EXCAVACIÓN MACIVA	m3	35,800.00	35,800.00	S/22.25	S/796,550.00	S/796,550.00	S/844,685.36
	EXCAVACIÓN LOCALIZADA	m3	1,476.40	1,653.57	S/29.11	S/42,978.00	S/48,135.36	
CIMENTACIÓN	Acero	kg	28,253.71	23,155.00	S/3.35	S/94,649.93	S/77,569.25	
	Encofrado	m2	552.61	415.04	S/37.31	S/20,617.88	S/15,485.14	
	Concreto 280 kg/cm2	m3	481.60	427.26	S/319.52	S/153,880.83	S/136,518.12	S/229,572.51
	Acero	kg	232,326.62	297,657.62	S/3.35	S/778,294.18	S/997,153.03	
CASCO (SUB Y SUPER ESTRUCTURA)	Encofrado	m2	13,191.27	15,991.40	S/37.31	S/492,166.28	S/596,639.13	
	f'c 210 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	1,987.27	2,120.20	S/288.03	S/572,393.38	S/610,681.21	
	Placas de f'c 280 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	138.20	229.74	S/319.52	S/44,157.66	S/73,406.52	S/2,603,294.26
ASLADORES SÍSMICOS	Placas de f'c 350 kg/cm2 (Placas, Columnas, Vigas y Losas)	m3	751.08	895.94	S/363.21	S/272,799.77	S/325,414.37	
	Aislador LRB con nucleo de Plomo	Und	30.00	0.00	S/20,813.07	S/624,392.10	S/0.00	S/0.00
TOTAL (S/.)						S/3,892,880.01	S/3,677,552.13	S/3,677,552.13

Fuente: Elaboración propia.

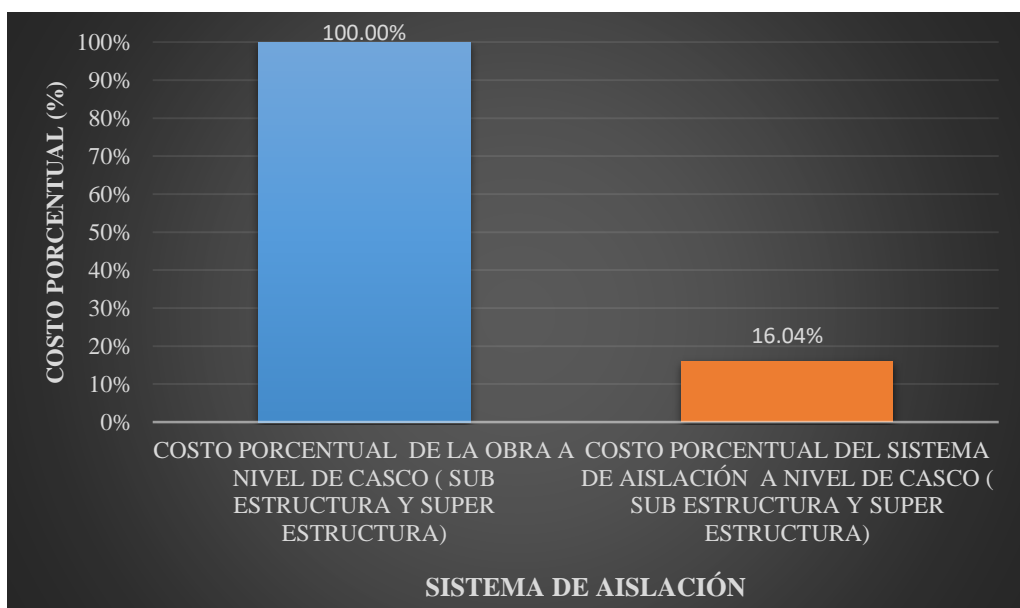
De los resultados obtenidos de la tabla 44 se puede apreciar que el costo directo del Sistema de aislación es superior al sistema de base fija en un 5.86 % más a nivel de inversión, además podemos notar que para el sistema aislado el costo de los aisladores sísmicos representa un aproximado de 16.04 % (porcentaje representativo a nivel de casco de la sub estructura y súper estructura). A continuación, se muestra un análisis gráfico a nivel porcentual de costos de inversión para un sistema aislado y de base fija.

Tabla 45. Comparación porcentual de costos en un sistema de Base Fija y Aislación Sísmica



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46. Comparación porcentual del costo del sistema de aislación frente al total de la obra

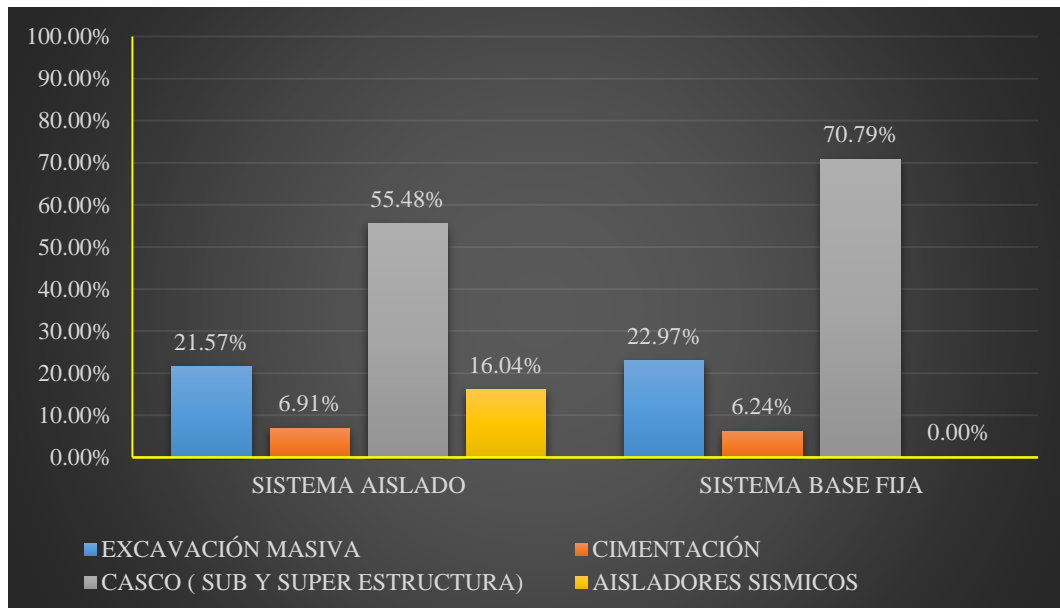


Fuente: Elaboración propia.

En tabla 45 se muestra el porcentaje adicional de costos para la implementación de un sistema de aislación, siendo este un 5.86 % más en costos frente un sistema de base fija.

En la tabla 46 se muestra que el porcentaje para la implementación de sistema de aislación de un 16.04 % para la implementación de un sistema de aislación sísmica (Caso representativo a nivel de casco de la sub estructura y súper estructura).

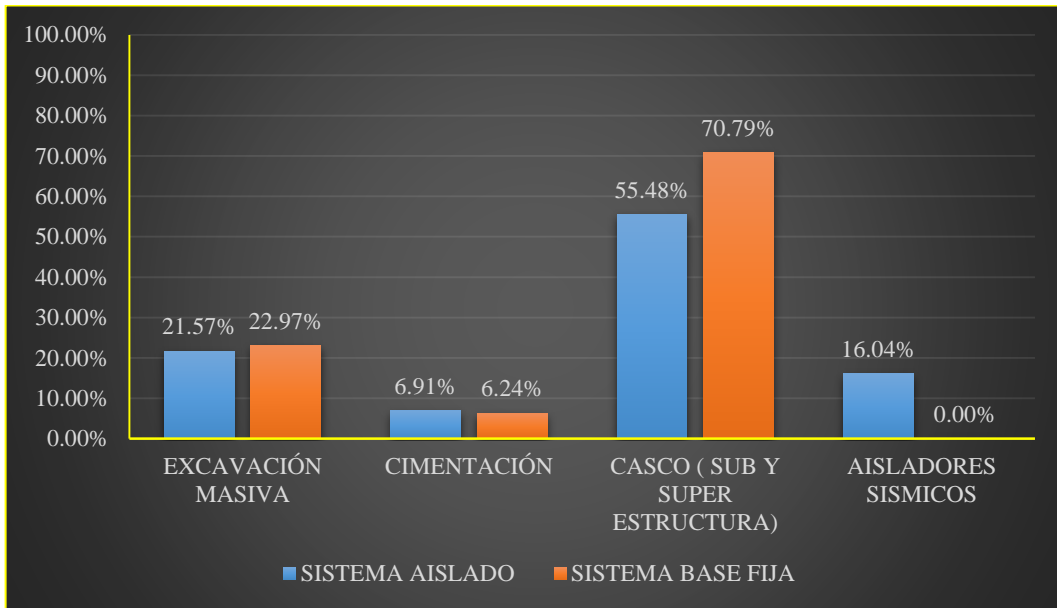
Tabla 47. Resumen Porcentual de Partidas del Sistema Aislado Vs Base Fija.



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 47 se muestra la diferencia de partidas para cada sistema (Base aislada y base fija), notándose la diferencia marcada a nivel de casco, dicha diferencia se debe a la introducción de placas de concreto para el sistema de base fija. Para el caso de Excavación y cimentación no se observa una mayor diferencia a nivel de costos.

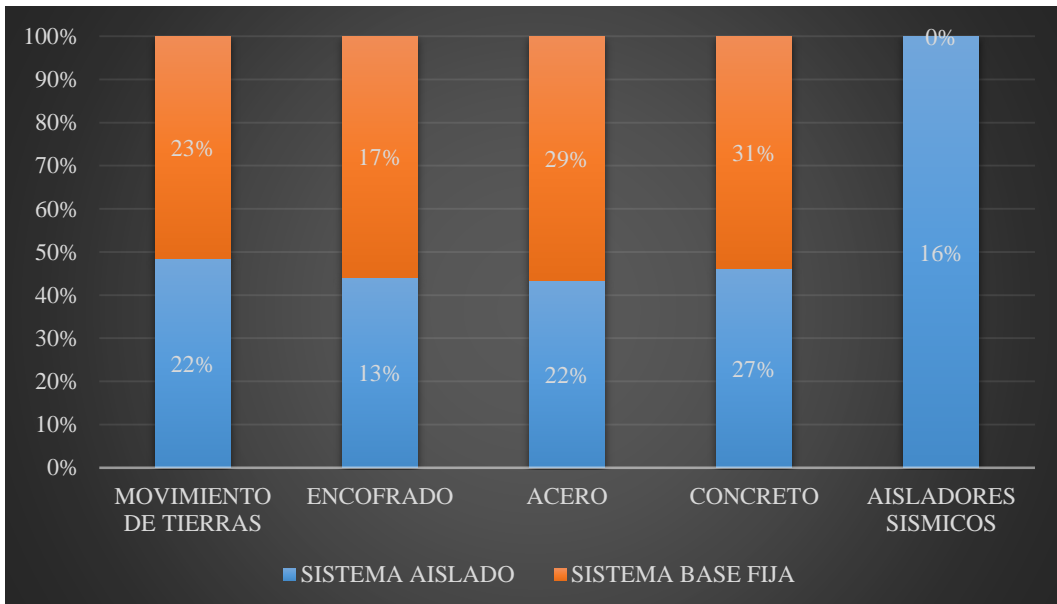
Tabla 48. Resumen Porcentual de Partidas del Sistema Aislado Vs. Base Fija



Fuente: Elaboración propia.

En tabla 48 se muestra la diferencia porcentual agrupados por partidas para cada sistema a nivel de casco (Base Aislada y Base Fija), así mismo se puede notar que el porcentaje en costo del sistema de fija frente a la base aislada en el casco es superior debido a la presencia de placas de concreto.

Tabla 49. Resumen Porcentual de Sub Partidas del Sistema Aislado Vs. Base Fija



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 49 se muestra la diferencia porcentual en costos agrupados por sub partidas para cada sistema (Base Aislada y Base Fija), así mismo se puede resaltar el costo porcentual de las sub partidas en encofrado, acero y concreto son superiores en el sistema de base fija debido a la presencia de placas de concreto.

En la figura 109 se muestra (en un gráfico de tipo circular) el costo porcentual a nivel de partidas para el sistema de aislación, notándose una incidencia de costo porcentual de 16% con respecto al 100% del costo en la estructura de base aislada (Caso representativo a nivel de casco de la sub estructura y súper estructura).

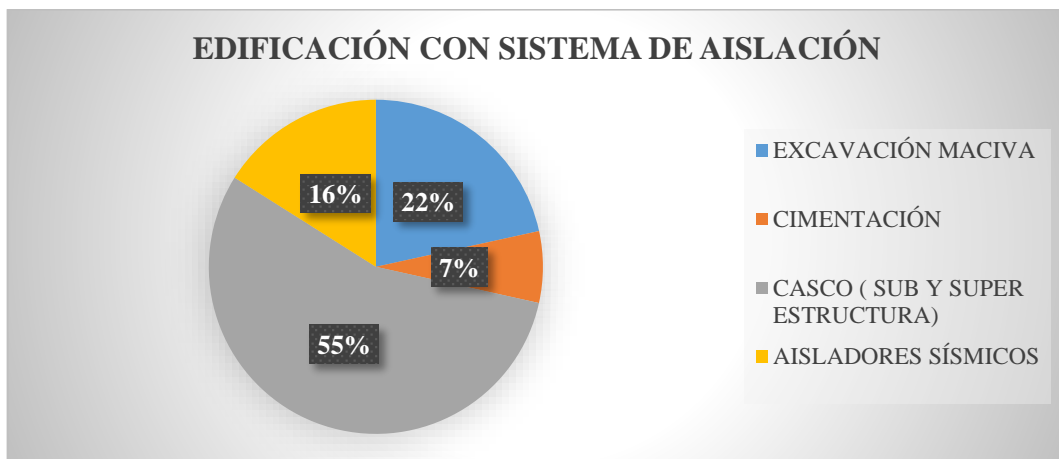


Figura 109. Edificación con sistema de Aislamiento

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 110 se muestra (en un gráfico de tipo circular) el costo porcentual a nivel de partidas para el sistema de aislación, notándose el incremento porcentual a nivel de casco (Placas de concreto Armado) y cero costo debido a los aisladores sísmicos.

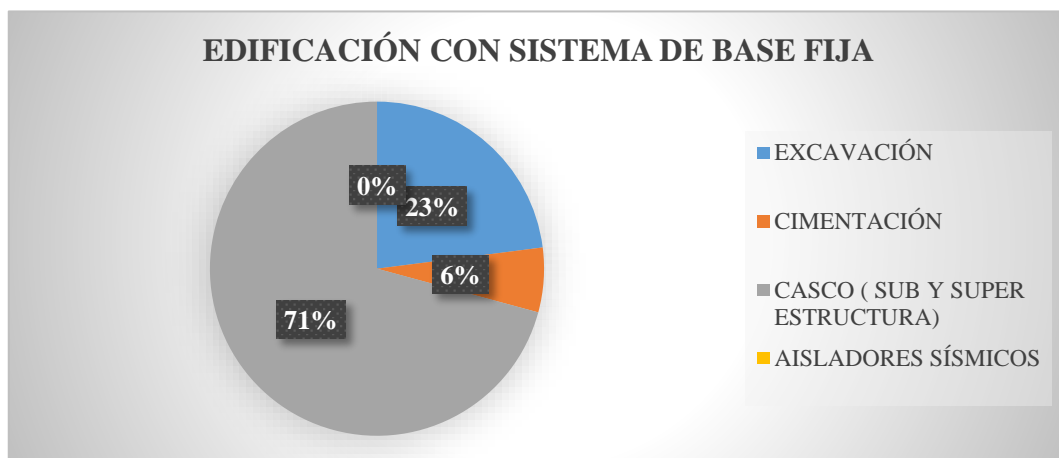


Figura 110. Edificación con Sistema de Base Fija

Fuente: Elaboración propia.

De la figura 111 y 112 se muestra (en un gráfico de tipo circular) a nivel de sub partidas que el concreto de la base fija (31%) es mayor frente a la base aislada (27%) en un 4%.

También podemos observar la diferencia en costo porcentual del acero entre el sistema de base fija (29%) y base aislada (22%) siendo la diferencia de 7% a nivel de costos.

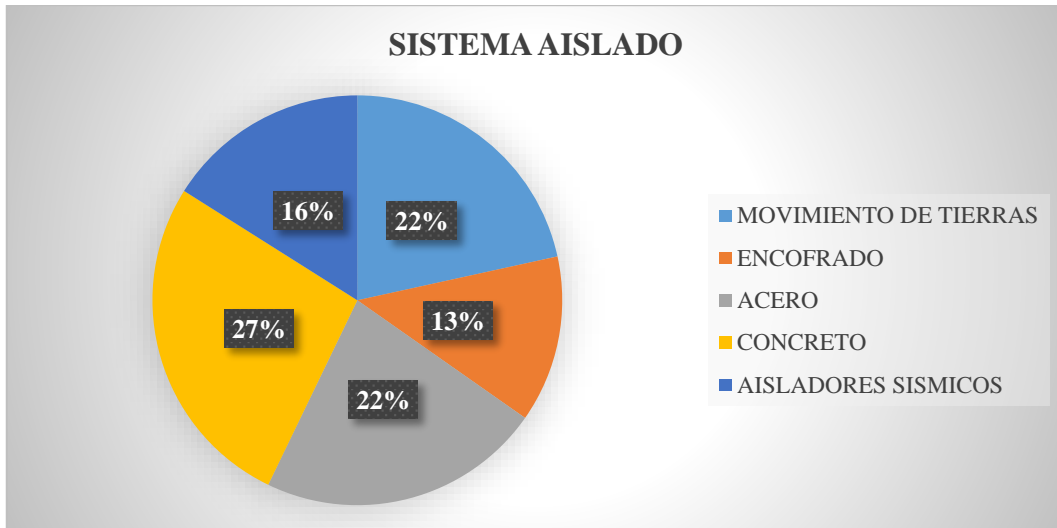


Figura 111. Sistema Aislado

Fuente: Elaboración propia.

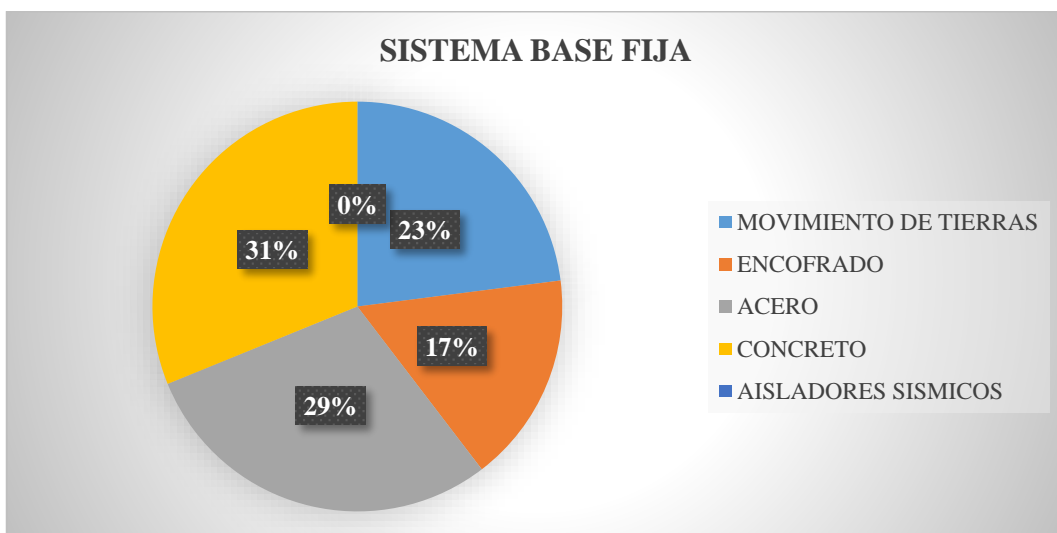


Figura 112. Sistema de Base Fija

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VII. PROTOCOLO CONSTRUCTIVO DE AISLADORES

El protocolo constructivo de aisladores debe ser empleado como un complemento al proyecto de norma de aislamiento sísmico, procedimientos de trabajo internos, a las recomendaciones especificadas por proyectista estructural y a los detalles indicados en los planos para la ejecución del proyecto.

Una característica importante es la localización del nivel de aislamiento, normalmente se encuentra debajo del primer nivel de la estructura, como se muestra en la siguiente figura.

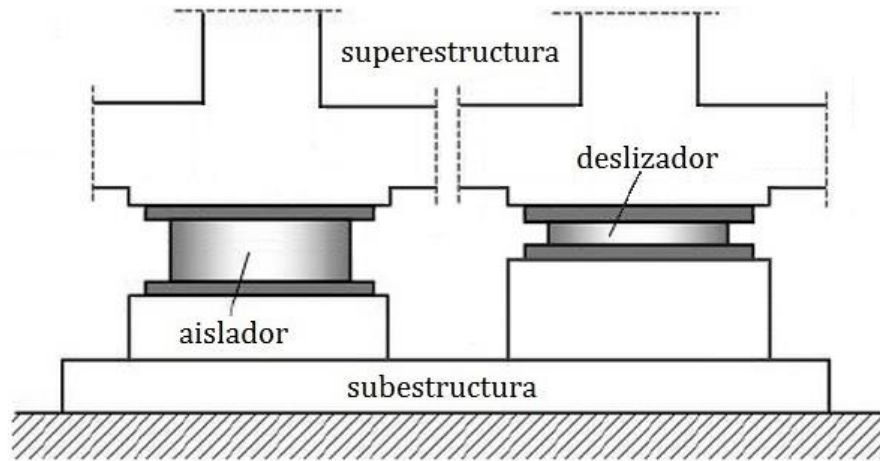


Figura 113. Diferencia de altura entre aislador y deslizador con nivel de aislación debajo del primer nivel de la estructura sin presencia de sótanos.

Fuente: Elaboración propia.

El aislador también puede localizarse en un entrepiso. En edificaciones donde se tienen sótanos y ascensores lo más práctico es tener dos niveles de aislación, el primer nivel de aislación en el último sótano (usualmente debajo de la caja de PIT de ascensores) y el segundo nivel de aislación entre el primer sótano y el primer nivel de la estructura (un ejemplo de esta configuración con doble nivel de aislamiento es el proyecto Aulario PUCP).

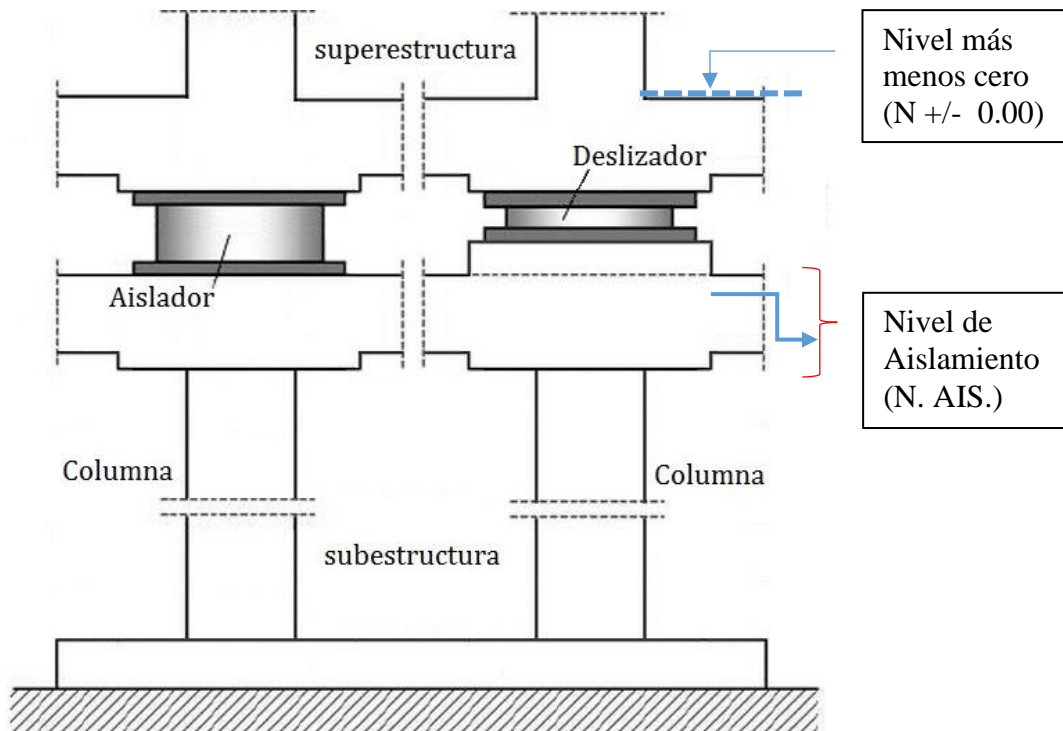


Figura 114. Diferencia de altura entre aislador y deslizador con nivel de aislamiento en un entrepiso con presencia de sótanos.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 113 y 114 se muestran las diferencias esquemáticas para un sistema de aislamiento sísmico sin presencia de sótanos y con presencia de sótanos respectivamente, en este último se muestra a una estructura aislada donde se diferencian el Nivel de Aislamiento (N. AIS.) y el Nivel terreno natural o Nivel más menos cero (N +/- 0.00) en un nivel superior, así mismo la estructura debajo del nivel de aislamiento corresponde a sótanos y sobre este nivel de aislamiento se encuentra en el nivel N +/- 0.00 donde nacen los elementos verticales (columnas) que corresponden a la superestructura.

En la figura 115 y 116 se muestra un sistema de aislamiento sísmico sin presencia de sótanos y con presencia de sótanos respectivamente.



Figura 115. Aislador debajo del primer nivel de la estructura sin presencia de sótanos.

Fuente: <http://www.edicionesespeciales.elmercurio.com/fotorama/index.asp?idnoticia=201605312234700&orden=1>



Figura 116. Nivel de aislación en un entrepiso, Edificio Aprendizaje Autónomo con presencia de sótanos. Universidad Católica del Maule - Chile.

Fuente: <http://rba-global.com/proyectos/edificio-aprendizaje-autonomo/>

El protocolo descrito será aplicable solamente si se cumplen con las siguientes características que deberán ser verificadas por los ingenieros de campo, ingeniero de calidad y supervisión de obra de ser el caso, con experiencia y conocimiento del tema:

- La resistencia a la compresión del concreto empleado será igual o mayor a 210 kg/cm² o según se indique en las especificaciones técnicas por parte del proyectista estructural.
- La resistencia a la compresión del grout sin contracción empleado será de 50 Mpa (500kg/cm²), se recomienda el uso de Sika Grout 328, Sika Grout 212, Sika Grout 212HP, Sika grout 212SR o similar.
- El confinamiento de los dispositivos (tanto por encima y por debajo) se hará con el empleo de capiteles o pedestales de concreto armado.

En la figura 117 y 118 se puede observar los componentes para la instalación de un aislador sísmico.

Componentes:

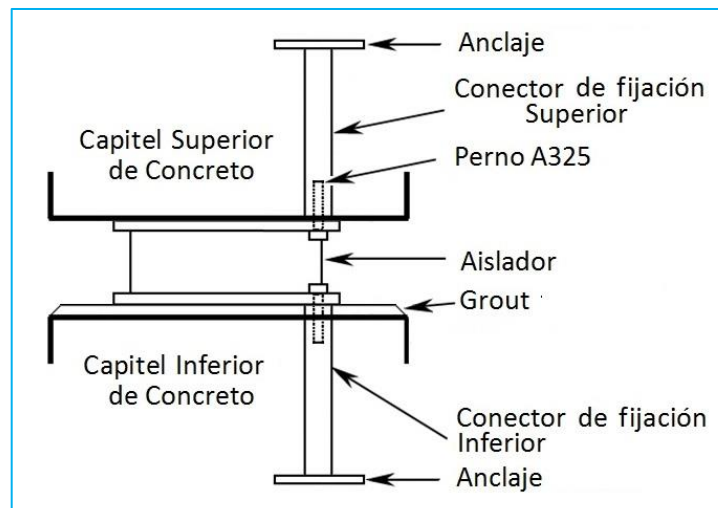


Figura 117. Esquema de elementos para la instalación de aislador y deslizador.

Fuente: (Weir Minerals, 2014)

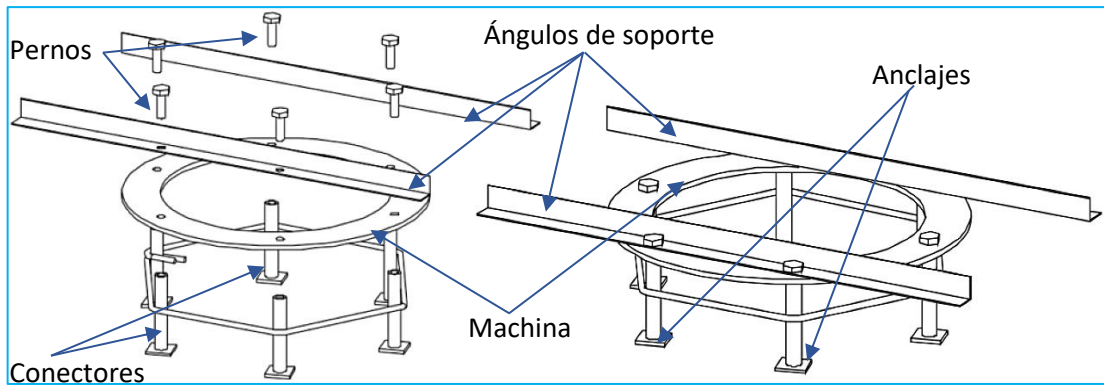


Figura 118. Armado del sistema de anclaje con la plantilla.

Fuente: (Weir Minerals, 2014)

- Aislador: dispositivo de aislación sísmica
- Anclaje: (superior e inferior): ASTM F1554 Gr. 105 o equivalente.
- Capitel de concreto (superior e inferior): Concreto mínimo de $f'c=210\text{kg/cm}^2$.
- Conector de fijación (superior e inferior): Acopladores de acero diseñados para desarrollar toda la fuerza de los pernos A325.
- Perno A325: Pernos A325 o equivalente.
- Grout: Mortero que no presente contracción.
- Machina o Plantilla: Plancha de acero de 10 a 12 mm de espesor, se usa como plantilla con perforaciones que coincidan con los orificios de los pernos del aislador. Se empleara momentáneamente para fines de ubicación y nivelación de los conectores de fijación.
- Ángulos de soporte: sistema empleado para ajustar la posición del sistema de anclaje de los conectores y pernos.

El desarrollo de este capítulo se divide en tres grupos, Pre Montaje, Montaje y Post Montaje y se muestra a continuación:

7.1. Pre- Montaje

7.1.1. Transporte de aisladores a obra

El transporte de los aisladores debe realizarse de manera cuidadosa, las cajas en las que se transportan los aisladores deben de estar protegidos con materiales como topes o separadores (Poli estireno o madera) que le brinden protección ante golpes o impactos.

En la figura 119 se muestra la carga y descarga de los dispositivos de aislación de taller hacia el vehículo de transporte, se emplea comúnmente un montacargas que eleva a velocidad constante y coloca los dispositivos protegidos en sus cajas al vehículo de transporte, para esta actividad es recomendable que se emplee una rampa móvil de carga.



Figura 119. Transporte de dispositivos de aislación.

Fuente: <http://www.directindustry.fr/prod/butt/product-25290-116284.html>

Es importante que tanto el operador del montacargas como el chofer del vehículo de transporte y el personal de apoyo tenga conocimiento que los dispositivos que se están cargando, transportando y descargando no deben de sufrir impactos o golpes que puedan alterar su ideal funcionamiento. Se recomienda que la velocidad máxima de los vehículos que transportan los dispositivos de aislación debe de ser de 60km/h.

7.1.2. Verificación de estado del aislador

En la figura 120 se observa la verificación del estado de la llegada de los aisladores a obra ya que es un punto importante donde se examinará si los dispositivos sísmicos presentan algún daño o se encuentran en óptimo estado para su correcto funcionamiento en el sistema de aislación. En caso el dispositivo se encuentre dañado (ya sea el caucho o las planchas de acero) y presente fallas de fabricación, se recomienda contactar con el proveedor y solicitar el cambio del dispositivo en cuestión.



Figura 120. Verificación del estado de los dispositivos (deslizadores).

Fuente: Propia

El lugar de almacenaje de los dispositivos de aislación debe ser seco, ventilado y poseer una temperatura ambiente, para no alterar las propiedades del material con el que están fabricados, es recomendable colocar una protección a la superficie de goma de los aisladores, con la finalidad de evitar cortes, golpes en esta zona. En la figura 121 se observa un almacenaje adecuado de los aisladores sísmicos.



Figura 121. Almacenamiento de aisladores.

Fuente: <https://www.alibaba.com/showroom/seismic-isolation.html>

7.2. Montaje

7.2.1. Inspección Previa a la instalación (Capitel Inferior)

7.2.1.1. Correcta ubicación según plano

Es importante que en esta etapa se pueda tener identificada la ubicación de los dispositivos antes de dar marcha al izaje.

Una vez identificada la ubicación del dispositivo a ser colocado, el ingeniero a cargo deberá coordinar y hacer seguimiento con el operador de la grúa el desplazamiento del dispositivo hasta la ubicación identificada.

7.2.1.2. Habilidad de Acero para Capitel Inferior

En la figura 122 y 123 se muestra la habilidad del acero para el capitel inferior en todo su perímetro y el emplantillado de la machina, por la parte interior del capitel atraviesan los fierros longitudinales de las vigas de aislamiento.



Figura 122. Habilitación de acero para capitel inferior y emplantillado de machina (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia



Figura 123. Habilitación de acero para capitel inferior y emplantillado de machina (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia

7.2.1.3. Ensamblaje de machina y conectores de fijación

Los conectores de fijación son largos y poseen una base de anclaje, no presenta pernos de anclaje.



Figura 124. Ensamblaje de machina y conectores.

Fuente: Propia.

La machina se coloca sobre los conectores de fijación, los pernos A-325 se emplean para asegurar la machina a los conectores de fijación. (Cabe mencionar que en la misma esquina de la machina puede distribuirse más de un perno, dependiendo del diseño), finalmente los soportes nivelantes de encofrado se empernan a la machina. (Los soportes nivelantes de encofrado son dos ángulos que se empernan a la machina y tienen la función de nivelar el ensamblaje de la machina y los conectores de fijación por medio del encofrado nivelante). En la figura 124 se observa el correcto ensamblaje de la machina y conectores para su instalación.

7.2.1.4. Correcto acople del ensamblaje de machina y conectores de fijación al encofrado

Después de haber habilitado el acero para vigas de aislación y acero para capitel inferior se procede a instalar el ensamblaje de machina y conectores de fijación en el interior de los aceros del capitel. La machina es una plantilla que sirve para fijar la correcta ubicación de los pernos inferiores de anclaje con la plancha de acero del aislador.



Figura 125. Acople de machina y conectores a los aceros del capitel (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

Se procede a encofrar el capitel, el encofrado hace las veces de nivelante, ya que encima del encofrado nivelante se sientan los angulos de soporte para una mayor fijación nivelante. En la Figura 125 y 126 se observa el encofrado y sus componentes de un capitel inferior para el caso del nivel de aislamiento y PIT de ascensores respectivamente.



Figura 126. Encofrado de capitel inferior (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

7.2.1.5. Verificación de nivelación (tolerancia 1.5mm)

En esta etapa se debe nivelar el sistema ensamblado (con ayuda del nivel de ingeniero y estará a cargo del ingeniero supervisor) de manera que quede completamente horizontal, permitiéndose una tolerancia máxima de 1.5 mm de desfase vertical entre las esquinas de la machina o plantilla. En la figura 127 se observa la utilización de un nivel de ingeniero para el aseguramiento de la nivelación.



Figura 127. Nivelación de capitel inferior (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

7.2.1.6. Vaciado monolítico de las vigas de aislamiento y capitel inferior.

Después de la nivelación del capitel inferior con la ayuda del encofrado se procede al vaciado monolítico de las vigas de aislamiento y el capitel hasta un nivel inferior al de la machina, con un espacio de separación entre 35 y 50 mm (1.5 a 2 pulgadas)



Figura 128. Vaciado de capitel (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

En esta etapa la machina sufre movimientos abruptos debido a la caída del concreto, para que la nivelación no sufra modificaciones se procede a nivelar manualmente la machina por medio de los ángulos que se apoyan en el encofrado. Una vez fraguado el concreto se deberá a saturar con agua la superficie superior del capitel (antes de la colocación del grout) para evitar que el concreto absorba el agua del grout. En la figura 128 y 129 se observa el uso de un balde de concreto para el vaciado cuidadoso del capitel inferior y desencofrado de dicho capitel respectivamente.



Figura 129. Fraguado de capitel inferior (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

7.2.1.7. Vaciado de Grout

Cuando el concreto haya fraguado se retiran los pernos superiores A-325 para extraer la machina y se procede a rellenar el espacio (de 35 a 50 mm entre el nivel del concreto y la machina) con Grout, se recomienda utilizar Grout que no presente contracción en consistencia líquida, se recomienda Sika Grout 328 CL (VULCO), Sika Grout 212, Sika Grout 212HP, Sika Grout 212SR (DIS) o similar. El grout deberá estar completamente nivelado con la superficie superior de los conectores de fijación.

En las figuras 130 se observa el vaciado del grout para un capitel inferior y en las figuras 131 y 132 se observa el acabado final del vaciado con grout en el caso de la zona de PIT de ascensores y nivel de aislamiento respectivamente.



Figura 130. Colocación del grout (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.



Figura 131. Fraguado de grout (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.



Figura 132. Fraguado de capitel inferior en nivel de aislación en entrepiso
(Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

7.2.1.8. Alcances:

7.2.1.8.1. Grout por debajo del Conector de fijación: En los casos donde el tope superior del conector está 3mm o menos sobre el nivel del grout, es posible rebajar el conector con un esmeril angular hasta llevarlo a ras con la superficie del grout. Esto bajo el supuesto de que la superficie del grout se encuentra plano y uniforme, sin zonas hundidas donde la placa del hormigón no quede en contacto. En caso contrario, debe demolerse el grout y efectuarse nuevamente hasta el nivel del conector más bajo.

7.2.1.8.2. Mangos por debajo del grout: En casos donde sea 1 conector el que se encuentre bajo el nivel del grout, se puede realizar una perforación local en la zona del conector en cuestión y colocar una arandela que supla la diferencia de nivel y permita transmisión directa de la fuerza desde la placa del aislador al mango. Este trabajo se debe realizar cuidadosamente y se deben tomar fotografías para la aprobación por parte de supervisión. Por otro lado, si hay 2 o más conectores en los cuales se produzca esta situación, se debe demoler el grout y ejecutarlo nuevamente, cuidando llegar hasta el nivel del conector más bajo.

7.2.1.8.3. **Inclinación de los mangos:** La inclinación máxima permitida para el mango es de 0.01 rad, de manera que para un mango de 300 mm de longitud, la máxima desviación con respecto a la vertical debe ser de 3mm. En cualquier otro caso si hay inclinaciones mayores del conector se debe verificar obligatoriamente que el perno pueda instalarse y desinstalarse al estar colocada la placa de 20mm del aislador (o una placa de las mismas dimensiones que simule la del aislador), ya que si el perno queda trabado se imposibilita el reemplazo del aislador.

7.2.1.8.4. **Dosificación del grout:** Se recomienda la dosificación del grout de 6 kg por cada 30 Lts. de agua, y la preparación se debe efectuar usando un mezclador mecánico.

7.2.2. Inspección después de la colocación del grout

7.2.2.1. Curado después del grout.

El curado del grout se debe iniciar cuando empieza a fraguar el grout, mínimamente una semana (07 días), antes de colocar el aislador se deberá esperar como mínimo 24 horas de fraguado del grout o lo que especifique el fabricante.

7.2.2.2. Verificación de nivelación (tolerancia 1.5mm)

La nivelación se realizará con ayuda de equipo topográfico, nivel de ingeniero, y estará a cargo del ingeniero de campo, calidad y supervisor de obra.

7.2.2.3. Limpieza en zona de aisladores

Se deberá tener en cuenta la limpieza de la zona donde se colocará el aislador ya que cualquier partícula presente en esta zona puede variar el funcionamiento normal del dispositivo de aislación debido a una mala distribución de esfuerzos por abrupta superficie de contacto.

7.2.3. Inspección previa a la colocación del aislador

7.2.3.1. Limpieza de la superficie superior del capitel

Se debe limpiar la superficie superior del capitel de cualquier material que evite el contacto perfecto entre la plancha de acero del aislador y la superficie del capitel con los conectores de fijación.

7.2.3.2. Colocación de grasa antigripante en tapa inferior

Se debe untar con grasa antigripante la superficie de las planchas metálicas del aislador, para que no haya un contacto directo entre el dispositivo y la superficie del grout, esto debido a que cuando se requiera futuramente cambiar de dispositivo debido a reemplazo por daños de uso ante un evento sísmico o mantenimiento, se extraiga de manera simple y no se complique la extracción debido a la adherencia entre el dispositivo y la superficie del concreto.

7.2.3.3. Tipo de aislador y N° de serie del aislador:

Se debe verificar el número de serie del aislador que corresponda a su ubicación correcta, debido a que en un mismo proyecto puede haber más de un tipo de aislador, de características de funcionamiento distinto. En la figura 133 se puede observar un aislador sísmico y su codificación.



Figura 133. Tipo de aislador y número de serie.

Fuente: Propia.

7.2.3.4. Geometría de dimensiones

Se debe tener en cuenta que si bien en un proyecto existe el mismo tipo de aislador, no todos los aisladores tienen el mismo tamaño, depende mucho de la configuración estructural y del área tributaria donde funcionará, si el dispositivo posee mayor área de acción entonces tendrá mayores dimensiones.

7.2.4. Izaje y colocación de aisladores (ubicación según plano)

7.2.4.1. Alcances:

7.2.4.1.1. El ingeniero a cargo deberá capacitar a su personal sobre el correcto procedimiento de colocación del dispositivo para un funcionamiento correcto del sistema de aislación. La colocación del dispositivo deberá estar avalado por un protocolo de calidad y las firmas de los responsables de obra.



Figura 134. Inspección de aisladores para montaje.

Fuente: Propia.

En la figura 134 se observa la inspección de los dispositivos de aislación.

7.2.4.1.2. Para retirar los aisladores de las cajas o del camión se recomienda el uso de maquinarias como torre grúa y herramientas adecuadas de izaje, es decir cáncamos cerrados y cadenas adecuadas al peso del aislador, para el movimiento aéreo. En la figura 135 se muestra la colocación del instrumento de anclaje para el izaje con una torre grúa.

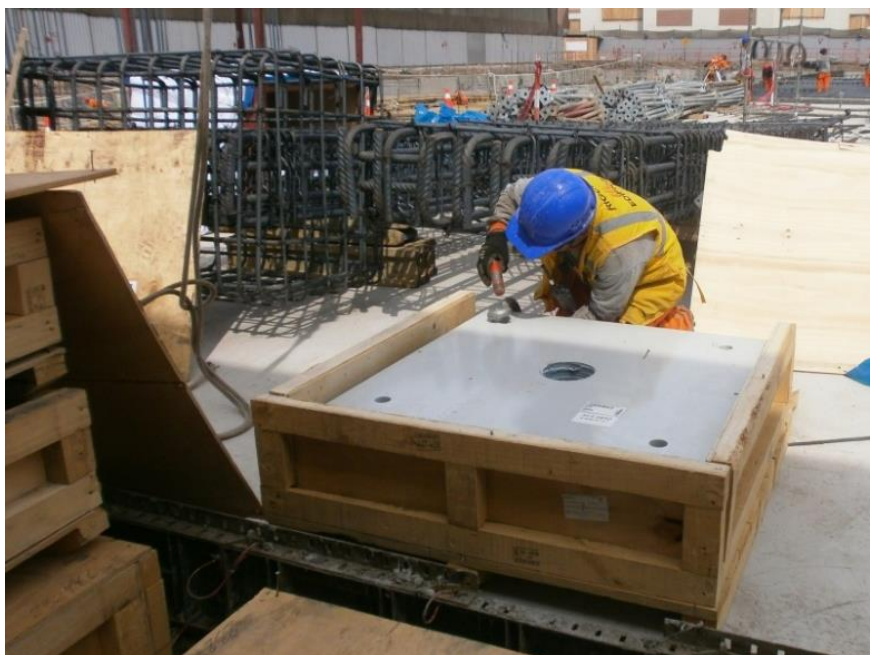


Figura 135. Colocación de instrumentos de izaje (cáncamos cerrados).

Fuente: Propia.

7.2.4.1.3. Antes de transportar los aisladores (del almacén a obra o punto de acopio de dispositivos) es recomendable colocar una protección a la superficie de goma, con la finalidad de evitar cortes, golpes en la superficie de la caucho.

Se realiza generalmente con la ayuda de una pluma o torre grúa, para el izaje se utilizan cadenas o eslingas y grilletes U de anclaje, se debe tener en cuenta el estado en el que se encuentran estos accesorios de izaje y el equipo, ya que al estar deteriorados por el continuo uso puede haber el riesgo de que en pleno izaje fallen estos accesorios y los dispositivos de aislamiento sufran golpes, impactos o soltarse y caer, que puedan deteriorar el correcto funcionamiento durante la vida útil o pueda afectar el funcionamiento estructural de los dispositivos de aislación.

7.2.4.1.4. Es importante que el operador de la pluma tenga conocimiento que los dispositivos con los que está trabajando no pueden sufrir golpes o impactos, además la colocación en su respectivo lugar debe ser acompañada por topografía para ver la nivelación del respectivo dispositivo. En la figura 136 y 137 se muestra el izaje del aislador sísmico hacia el punto de montaje.



Figura 136. Izaje de dispositivos.

Fuente: Propia.

7.2.4.1.5. En el momento de anclaje del dispositivo a la torre grúa se amarran dos cuerdas de 2 metros cada una a las cadenas de izaje, con el objetivo de que al momento de descarga, los operarios sujeten las cuerdas y faciliten la descarga y colocación.



Figura 137. Izaje y colocación de aisladores (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

7.2.4.2. Procedimiento:

7.2.4.2.1. Se colocan unos soportes de madera en la superficie superior del capitel (Medida Referencial: tablas de 2"x2"x0.5m de largo en forma paralela y separadas a 30cm), estas tablas servirán como soporte de amortiguación para recibir el dispositivo.

7.2.4.2.2. A continuación se realiza el izaje de los aisladores, previamente se localiza el punto de montaje donde se encuentran dos operarios capacitados para recepcionar el dispositivo. En la figura 138 se muestra el correcto izaje del aislador sísmico.



Figura 138. Colocación de aisladores (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

7.2.4.2.3. Seguidamente se transporta el dispositivo hasta su ubicación correcta a la zona de montaje, se empieza a descender el dispositivo lentamente, cuando el dispositivo este suspendido a una altura de 2 metros, los dos operarios cogen las cuerdas que les ayudará a desplazar horizontalmente el dispositivo de forma manual. En la figura 139 se muestra la colocación del aislador sísmico.



Figura 139. Colocación de aisladores (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

7.2.4.2.4. Desciende el dispositivo que descansará sobre los dos soportes de madera, una vez fijado el dispositivo se procederá al desanclaje de los grilletes U de izaje. Se introducen los pernos estructurales A325 para la fijación del dispositivo al capitel, luego se retiran los soportes de madera. En la figura 140 se muestra la colocación del aislador sísmico sobre el capitel inferior.



Figura 140. Colocación de tacos de madera para amortiguamiento (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

7.2.4.2.5. Finalmente se procederá a conectar la plancha base del aislador con los conectores de fijación sobre el capitel mediante pernos estructurales A325 de diámetro según diseño. En la figura 141 y 142 se muestra el ajuste manual de pernos del aislador sísmico.



Figura 141. Ajuste manual de pernos inferiores (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.



Figura 142. Ajuste manual de pernos inferiores (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

7.2.5. Ajuste de pernos A325 en plancha inferior del aislador (Para fijación)

7.2.5.1. Tipo de perno

Antes de iniciar el ajuste de pernos se deberá a verificar que el tipo de perno a instalar sea el solicitado de acuerdo al proyectista estructural, en este caso se utilizan pernos de alta resistencia A325.

7.2.5.2. Diámetro del Perno y dimensión de agujeros

Se debe verificar el estado de los hilos de la rosca, (tanto de los pernos y de los agujeros) si están desgastados o si existe un potencial de corrosión. Luego de revisar el tipo de perno se deberá verificar las dimensiones de los agujeros donde se insertarán los pernos, normalmente tiene mayor diámetro que del perno a instalar, esto es 1/16" o 1/8" mayor al diámetro nominal del perno.



Figura 143. Armado de conectores de anclaje y pernos.

Fuente: Propia.

En la figura 143 se observa el conector de anclaje y perno de fijación.

7.2.5.3. Torque manual de pernos

El torque inicial que se le aplicará será manual hasta donde se pueda, luego se procederá a realizar el ajuste con ayuda de equipo electrónico. En la figura 144 se observa la utilización del instrumento para el torque manual.



Figura 144. Ajuste de pernos manuales (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

7.2.5.4. Torque máximo

El torque final no se podrá realizar antes de 7 días de vaciado el capitel, el torque máximo que se empleará está descrito en la memoria de cálculo o en las especificaciones del proyecto, esto depende del diseño de los aisladores y de las propiedades del material de los aisladores y se realiza con equipo electrónico. En la figura 145 se observa la utilización del instrumento para el torque mecánico.



Figura 145. Ajuste de pernos con equipo electrónico (Caso en zona de PIT de ascensores)

Fuente: Propia.

Así mismo el torque máximo se realizara progresivamente en cantidades: primera vuelta del 30%, segunda vuelta del 60% y en la tercera vuelta se completara hasta llegar al 100 % del torque máximo, así mismo dicho torque se ejecutara de forma opuesta y alternada para evitar realizar un torque brusco al conector de perno.

7.3. Post – Montaje

7.3.1. Inspección Previa a la instalación (Capitel Superior)

7.3.1.1. Correcto acople de conectores de fijación a aislador y capitel superior

Después de haber realizado la colocación del aislador se procede a instalar los conectores de fijación por encima del aislador y se ajusta con los pernos A-325 superiores, la plancha superior del aislador será utilizada como encofrado del capitel superior. En la figura 146 se observa al personal capacitado colocando los pernos y conectores de anclajes pertenecientes al capitel superior.



Figura 146. Colocación de conectores superiores de anclaje (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.

7.3.1.2. Armado de acero en capitel Superior

En esta etapa se realiza la habilitación del acero para el capitel superior en todo su perímetro por donde atravesaran los aceros longitudinales de las vigas , por la parte superior del capitel atraviesan los fierros longitudinales de las columnas perteneciente al nivel N +/- 0.00. En la figura 147,148 y 149 se observa el armado del acero de capitel superior con la columna que formara parte de la edificación y armado de vigas que forman parte de la losa el primer piso (N +/- 0.00).



Figura 147. Armado de acero en capitel superior y columnas (Caso Nivel de Aislamiento)

Fuente: Propia.



Figura 148. Armado de acero en capitel superior, vigas y columnas (Caso Nivel +/- 0.00.)

Fuente: Propia.

7.3.1.3. Vaciado del Capitel Superior

Se procede a vaciar el capitel superior monóticamente con las vigas y la losa perteneciente al nivel N +/- 0.00 (de ser el caso).



Figura 149. Vaciado de capitel superior, vigas y losa (Caso Nivel +/- 0.00)

Fuente: Propia.

7.3.2. Inspección después del vaciado

Después del vaciado se realiza la verificación de nivelación, luego de este paso se inicia el proceso constructivo similar al de una edificación de base fija en el inicio del vaciado de los elementos verticales de la edificación. En la Figura 150 se muestra las columnas vaciadas sobre los capiteles superiores.



Figura 150. Encofrado de columnas sobre aisladores sísmicos (Nivel +/- 0.00)

Fuente: Propia.

En el Anexo 2 se muestra un Protocolo para colocación de aisladores.

CONCLUSIONES

- 1) El presente proyecto se realizó empleando el Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico 2018, el Reglamento Nacional de Edificaciones, así mismo se tomó como referencia los planos de arquitectura del edificio existente (Aulario PUCP).
- 2) Colocar un sistema de aislamiento en la base de una edificación reduce daños estructurales a comparación de una edificación con base fija.
- 3) Los modelos matemáticos de las estructuras con base fija y base aislada fueron realizados con el software ETABS 2016. La edificación con base aislada presenta aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. (Lead rubber bearing)
- 4) El sistema con aislamiento sísmico se usa preferentemente en edificaciones de baja y mediana altura o estructuras de categoría esencial, esto se debe a su capacidad de reducción de fuerza cortante basal, reducción de distorsiones, desplazamientos de entrepiso, aceleraciones de entrepiso y disipación de energía sísmica.
- 5) El porcentaje de reducción de fuerza cortante basal entre de la edificación con base fija y edificación con base aislada (con respecto a la base fija) para el eje X es de 4.27%; para el eje Y es de 49.68%, se observa que no hubo un reducción significativa en el eje X.
- 6) Si comparamos los desplazamientos de entrepiso entre la estructura aislada y la estructura de base fija sin considerar el desplazamiento de los aisladores en el nivel del Sótano 3 en dirección X e Y, observaremos que se han generado reducciones de 69.46% en el eje X y 65.12% en el eje Y en el último nivel de la estructura, grandes desplazamientos están relacionados directamente con daño estructural.
- 7) Si comparamos las distorsiones de entrepiso correspondientes al último nivel de la estructura, entre la estructura aislada y la estructura de base fija en dirección X e Y, observaremos que en el eje X se han generado reducciones de 90.04% en la Base Aislada con respecto a la base fija y en el eje Y una reducción de 87.02% en la base aislada con respecto a la base fija, las distorsiones también están relacionadas directamente con el daño estructural frente a un evento sísmico.
- 8) Si comparamos las aceleraciones de entrepiso entre la estructura de base fija y la estructura de base aislada en dirección X e Y, observaremos que se han generado reducciones de 93.34% en el eje X y 94.09% en el eje Y en el último nivel de la estructura.

9) El periodo objetivo T_D asumido en el diseño preliminar por el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes es de 2.1 segundos en las direcciones X e Y, el periodo fundamental obtenido después del diseño del sistema de aislación con análisis tiempo-historia es de 2.092 segundos en el eje X y 2.142 segundos en el eje Y. Los valores de periodo objetivo y los periodos obtenidos del análisis Tiempo Historia son muy cercanos.

10) Si comparamos los periodos de la estructura con aislamiento sísmico y la estructura con base fija en el eje Y, observaremos que se ha logrado incrementar el valor del periodo de la estructura en 4.34 veces. El periodo de la estructura con base fija tiene un valor de 0.494 segundos (periodo fundamental de la estructura) y la estructura de base aislada posee un periodo de 2.142 segundos (periodo fundamental de la estructura)

11) Si comparamos los periodos de la estructura con aislamiento sísmico y la estructura con base fija en el eje X, observaremos que se ha logrado incrementar el valor del periodo fundamental de la estructura en 4.52 veces. La estructura con base fija posee un valor de 0.463 segundos y la estructura de base aislada posee un periodo fundamental de 2.092 segundos.

12) El desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento calculado con el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes es de 17.39 cm para las direcciones X e Y, el desplazamiento total es de 17.70 cm, el desplazamiento con el procedimiento tiempo-historia fue de 9.73 cm en el eje X y 10.60 cm en el eje Y. Se observa que los desplazamientos son relativamente pequeños, por ello se ha considerado conservadoramente una junta sísmica de 35 cm.

13) Al analizar los costos directos para un edificio con sistema de base fija y sistema aislado a nivel de casco (Sub estructura y super estructura) se pudo estimar que el edificio con aislamiento sísmico resulto ser un 5.86 % más costoso que el edificio de base fija, siendo este valor porcentual muy pequeño en comparación a todas ventajas del comportamiento del sistema aislado ante un evento sísmico y por ende se asegura: la vida de los ocupantes de la edificación, la operatividad de la estructura durante y después del sismo y la protección del contenido.

RECOMENDACIONES

- 1) El protocolo constructivo de aisladores de la presente investigación debe ser empleado como un complemento al Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico, al procedimiento de trabajo interno del proyecto, a las especificaciones y recomendaciones del proyectista estructural, para tomar en cuenta las consideraciones constructivas en la ejecución de un sistema de aislamiento sísmico.
- 2) El Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico no hace referencia al número de pisos para que una edificación sea de baja, mediana o gran altura a la que se le puede implementar el sistema de aislamiento sísmico o en todo caso cuál es el periodo mínimo de la estructura de base fija a la que se le puede implementar el sistema de aislamiento sísmico.
- 3) El Proyecto de Norma Aislamiento Sísmico debería mencionar cuántas veces como mínimo se tiene que amplificar el periodo fundamental de una estructura de base fija para ser aislada (Debería definirse el periodo objetivo de diseño T_D de la estructura aislada). Como recomendación podría definirse el valor del periodo objetivo T_D mínimo de la estructura aislada igual a $80\% T_L$ (tomando en cuenta que el sistema de aislamiento es más efectivo si se implementa en estructuras sobre suelos rígidos y con bajo periodo fundamental, menor a 1 segundo).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, P., y Suárez, V. (2008). Aisladores de base elastoméricos y fps. (Primera ed.) Quito, Ecuador: Editorial Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.
- American Society of Civil Engineers (2010) Minimum design loads for building and other structures. Virginia, USA.
- Arriagada, J. (2005). Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos. (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional). Tesis de Pregrado, Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Benavente, J., y Traverso, I. (2013). Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base. Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- BRIDGESTONE. (2018).
http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/index.html
- CAPECO (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. (Tercera ed.) Lima, Perú: Imprenta Apoyo Gráfico S.A.
- CDV. (2016). <http://cdvperu.com/>
- Cheng, F., Jiang, H., & Lou, K. (2008). Smart structures, innovative systems for seismic response control. (Primera ed.) New York, USA: Editorial Taylor & Francis Group.
- Díaz, M. (2014). Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos. Tesis de Pregrado, Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú.
- Dynamic Isolation Systems. (2017). <http://www.dis-inc.com/index.html>
- Fenz, D., & Constantinou, M. (2008). *Mechanical behavior of multi-spherical sliding bearings*. Reporte técnico, University at Buffalo, New York, USA.
- FIP INDUSTRIALE (2017).
<https://www.fipindustriale.it/index.php?area=140&menu=437&page=769&lingua=4>
- Harmsen, T. (2005). Diseño de estructuras de concreto armado. (Cuarta ed.) Lima, Perú: Fondo editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hibbeler, R. (2011). Mecánica de Materiales (Octava ed.) Mexico: Pearson Educación.
- Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú. Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Mendo, A. (2015). Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

- Mestanza, J. (2015). Análisis de una edificación mediante un sistema propuesto de aislamiento sísmico del tipo péndulo friccional. Tesis de Pregrado, Universidad Ricardo Palma. Lima, Perú.
- Meza, J. (2014). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y un semisótano ubicado en la ciudad de Arequipa. Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Meza, R., & Sanchez, E. (2010). Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la República de Nicaragua. Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería. Nicaragua.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Proyecto de Norma Técnica Aislamiento Sísmico. Lima, Perú.
- Morocho, F. (2016). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos. Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). Design of seismic isolated structures. (Primera ed.) New York, USA: Wiley & Sons, Inc.
- Ottazzi, G. (2015). Apuntes del curso concreto armado I (Decimoquinta ed.) Lima, Perú: Fondo editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Oviedo, R. (2019). Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado (Segunda ed.) Lima, Perú: Servicios Gráficos Dakina.
- Peña, A. (2007). Análisis sísmico plano de estructuras con aisladores elastoméricos. Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador.
- Roncal, J. (2017). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro. Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Saavedra, M. (2005). Análisis de edificios con aisladores sísmicos mediante procedimientos simplificados. Tesis de Pregrado, Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.
- Salinas, M., Torres, M., & Vallejos, M. (2014). Estudio Comparativo Técnico-Económico sobre el uso de aislamiento sísmico en la base. Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería. Managua, Nicaragua.
- SIRVE. (2012). *Normas y recomendaciones para el diseño de elementos no estructurales en edificios con aislación sísmica*. Reporte técnico, Chile.
- Sismica. (2017). <http://www.sismica.cl/>
- Symans, M. (2003). Seismic protective systems: seismic isolation. Ponencia presentada en MBDSI 2003, University at Buffalo, USA. Disponible en: http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic15-7-SeismicIsolationNotes.pdf
- Thakkar, S., & Jain, S. (2004). Optimum Damping in Isolation System. 13th World Council of Civil Engineers, Paper N°1362. Vancouver, Canadá.

Trujillo, E. (2017). Diseño integral de estructuras con sistema de aislación sísmica aplicado a un edificio de concreto armado. Tesis de pregrado. Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Junín, Perú.

VULCO. (2013). Procedimiento de montaje aisladores sísmicos. Procedimiento de trabajo interno. Chile.

Weir Minerals. (2014). Disponible en: <https://www.global.weir>

ANEXOS

Anexo 1. Tabla Ku empleada para el cálculo de Cuantía de Acero (ρ)

Diseño en Flexión - $M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$

$\epsilon_{cu} = 0.003$
 $E_s = 200000$
 $\epsilon_y = 0.0021$
 $\beta_1 = 0.85$
 $\phi = 0.9$

$\rho_{bal} = 2.83\%$
 $0.5 \cdot \rho_{bal} = 1.42\%$
 $0.75 \cdot \rho_{bal} = 2.13\%$

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$K_u = M_u / b d^2$
 Unidades: kg, cm
 $As = \rho (b \cdot d)$

ρ	K_u
0.10%	3.75
0.12%	4.49
0.14%	5.23
0.16%	5.96
0.18%	6.70
0.20%	7.43
0.22%	8.15
0.24%	8.88
0.26%	9.60
0.28%	10.32
0.30%	11.04
0.32%	11.75
0.34%	12.47
0.36%	13.17
0.38%	13.88
0.40%	14.58
0.42%	15.29
0.44%	15.98
0.46%	16.68
0.48%	17.37
0.50%	18.06
0.52%	18.75
0.54%	19.44
0.56%	20.12
0.58%	20.80
0.60%	21.48
0.62%	22.15
0.64%	22.82
0.66%	23.49
0.68%	24.16
0.70%	24.82
0.72%	25.48
0.74%	26.14
0.76%	26.80
0.78%	27.45
0.80%	28.10
0.82%	28.75
0.84%	29.39
0.86%	30.03
0.88%	30.67
0.90%	31.31
0.92%	31.94
0.94%	32.58
0.96%	33.20
0.98%	33.83
1.00%	34.45
1.02%	35.08
1.04%	35.69
1.06%	36.31
1.08%	36.92
1.10%	37.53
1.12%	38.14

ρ	K_u
1.14%	38.74
1.16%	39.35
1.18%	39.95
1.20%	40.54
1.22%	41.14
1.24%	41.73
1.26%	42.32
1.28%	42.9
1.30%	43.49
1.32%	44.07
1.34%	44.65
1.36%	45.22
1.38%	45.79
1.40%	46.36
1.42%	46.93
1.44%	47.5
1.46%	48.06
1.48%	48.62
1.50%	49.17
1.52%	49.73
1.54%	50.28
1.56%	50.83
1.58%	51.37
1.60%	51.92
1.62%	52.46
1.64%	52.99
1.66%	53.53
1.68%	54.06
1.70%	54.59
1.72%	55.12
1.74%	55.64
1.76%	56.17
1.78%	56.68
1.80%	57.20
1.82%	57.72
1.84%	58.23
1.86%	58.73
1.88%	59.24
1.90%	59.74
1.92%	60.24
1.94%	60.74
1.96%	61.24
1.98%	61.73
2.00%	62.22
2.02%	62.71
2.04%	63.19
2.06%	63.67
2.08%	64.15
2.10%	64.63
2.12%	65.10
2.14%	65.57
2.16%	66.04

ρ	K_u
2.18%	66.51
2.20%	66.97
2.22%	67.43
2.24%	67.89
2.26%	68.34
2.28%	68.79
2.30%	69.24
2.32%	69.69
2.34%	70.13
2.36%	70.58
2.38%	71.01
2.40%	71.45
2.42%	71.88
2.44%	72.32
2.46%	72.74
2.48%	73.17
2.50%	73.59
2.52%	74.01
2.54%	74.43
2.56%	74.84
2.58%	75.26
2.60%	75.67
2.62%	76.07
2.64%	76.48
2.66%	76.88
2.68%	77.28
2.70%	77.67
2.72%	78.07
2.74%	78.46
2.76%	78.84
2.78%	79.23
2.80%	79.61
2.82%	79.99
2.84%	-
2.86%	-
2.88%	-
2.90%	-
2.92%	-
2.94%	-
2.96%	-
2.98%	-
3.00%	-
3.02%	-
3.04%	-
3.06%	-
3.08%	-
3.10%	-
3.12%	-
3.14%	-
3.16%	-
3.18%	-
3.20%	-

Para diseño: Entrar a la tabla con $K_u = M_u / (b d^2)$, leer el valor de ρ y calcular $As = \rho b d$
 Para análisis: Entrar a la tabla con $\rho = As / b d$ leer el valor de K_u y calcular $M_u = K_u / b d^2$

Fuente: (Ottazzi, 2015)

