



**Consideraciones sísmicas para la instalación de sistemas fotovoltaicos en terrazas  
planas de hormigón armado: Estudio de caso**

Cano Usiña, Melanie Pamela y Dávila Revelo, Carlos Sebastián

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, PhD.

10 de agosto de 2021



### Document Information

Analyzed document	Tesis-Melanie Cano- Carlos Dávila.pdf (D110711312)
Submitted	7/24/2021 3:12:00 AM
Submitted by	
Submitter email	mpcano@espe.edu.ec
Similarity	1%
Analysis address	agharo.espe@analysis.orkund.com

ANA  
GABRIELA  
HARO BAEZ

Digitally signed by  
ANA GABRIELA  
HARO BAEZ  
Date: 2021.07.23  
22:44:29 -05'00'

### Sources included in the report

<b>SA</b>	<b>20171205 Prisc. Chamarro_ Gab. Coronel.pdf</b> Document 20171205 Prisc. Chamarro_ Gab. Coronel.pdf (D33349128)	 1
<b>W</b>	URL: <a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf">https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf</a> Fetched: 11/14/2019 6:58:17 PM	 4
<b>SA</b>	<b>Tesis Tapia - Villavicencio final.pdf</b> Document Tesis Tapia - Villavicencio final.pdf (D54775580)	 1



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el trabajo de titulación, “**Consideraciones sísmicas para la instalación de sistemas fotovoltaicos en terrazas planas de hormigón armado: Estudio de caso**” fue realizado por la Srta. **Cano Usiña, Melanie Pamela** y el Sr. **Dávila Revelo, Carlos Sebastián**, el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 26 de julio del 2021

Firma:

**ANA GABRIELA  
HARO BAEZ**..... Digitally signed by ANA  
GABRIELA HARO BAEZ  
Date: 2021.07.26 23:31:35 -05'00'

**Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, PhD.**

C.C: 1713500302



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA**

Nosotros, **Cano Usiña, Melanie Pamela y Dávila Revelo, Carlos Sebastián**, con cédulas de ciudadanía N° 1724764657 y N° 0401570353 respectivamente, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **"Consideraciones sísmicas para la instalación de sistemas fotovoltaicos en terrazas planas de hormigón armado: Estudio de caso"** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 26 de julio del 2021

Firma:

**Cano Usiña, Melanie Pamela**

C.C.: 1724764657

Firma:

**Dávila Revelo, Carlos Sebastián**

C.C.: 0401570353



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros, **Cano Usiña, Melanie Pamela** y **Dávila Revelo, Carlos Sebastián**, con cédulas de ciudadanía N° 1724764657 y N° 0401570353 respectivamente, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Consideraciones sísmicas para la instalación de sistemas fotovoltaicos en terrazas planas de hormigón armado: Estudio de caso”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 26 de julio del 2021

Firma:

.....  
**Cano Usiña, Melanie Pamela**  
C.C.: 1724764657

Firma:

.....  
**Dávila Revelo, Carlos Sebastián**  
C.C.: 0401570353

## Dedicatoria

*A mi madre Yolanda, por ser mi motor y motivación día a día, por siempre confiar en mí y recordarme que soy capaz de cumplir todos mis sueños, porque gracias a su amor, paciencia y confianza es que he llegado tan lejos.*

*A mi padre Olmedo, por ser la luz de mi vida, por siempre darme su amor incondicional y día a día sacarme una sonrisa, por apoyarme en todas las decisiones que he tomado, porque sin su entusiasmo y creatividad nada sería igual.*

*A mis hermanos Christian, Grace y Vanessa, por ser mis amigos y confidentes, por cuidarme desde mi primer día en el mundo y ser mi ejemplo a seguir.*

*A mis sobrinos Samantha, Isaac, Antonella, Caleb, Doménica, Juan David, Daniel y Luciana, por llenar mi vida de felicidad y amor y ser el motivo por el cual quiero ser mejor cada día.*

*A mis mejores amigas Joha y Salo, por estar conmigo en los buenos y malos momentos y porque a pesar de todo siguen aquí apoyándome incondicionalmente.*

*A mis amigos Majo, Joha, Kevin y Danilo, por ser mi apoyo cuando sentía que no podía más.*

*A Carlos, por su dedicación, paciencia y amor durante todo este tiempo.*

**Melanie.**

## Dedicatoria

*A mi madre Sonia, por ser mi guía y mi fortaleza a lo largo de mi vida, por ser una madre dedicada y cariñosa, por darme todo lo que he necesitado y mucho más, simplemente a ella por ser mi luz y mi motivo para seguir superándome cada día y poder devolverle un poco de lo que ella ha dado por mí.*

*A mi hermano Santiago, por siempre sacarme sonrisas y por ser el mejor amigo que pudo darme la vida.*

*A mi hermano Fernando, por ser esa figura paterna en cada problema difícil que afronté, por ser un ejemplo de vida y mi inspiración.*

*A mis amigos Charli, Francisco e Isabel por alentarme y apoyarme en cada problema que tuve, por las risas y tristezas compartidas, por hacer de la universidad una época inolvidable.*

*A Melanie, por ser mi apoyo incondicional, por todo el amor, cariño y respeto que me ha dado, por ser la pareja perfecta para el desarrollo de esta tesis y para mi vida.*

**Carlos.**

## **Agradecimiento**

*En primer lugar, a Dios por guiar nuestro camino y no dejarnos caer a lo largo de esta etapa universitaria.*

*A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por abrirnos sus puertas y convertirse en nuestro segundo hogar.*

*A la Ing. Ana Gabriela Haro, PhD por guiarnos en la elaboración de esta investigación y siempre estar al pendiente de las dudas que se presentaron.*

*A los docentes de la carrera de Ingeniería de Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por inculcarnos todo el conocimiento que tenemos ahora y por su paciencia al momento de enseñar.*

## Índice de Contenido

Certificación.....	3
Responsabilidad de Autoría.....	4
Autorización.....	5
Dedicatoria .....	6
Dedicatoria .....	7
Agradecimiento .....	8
Índice de Contenido.....	9
Índice de Tablas .....	15
Índice de Figuras.....	18
Resumen.....	25
Palabras clave.....	25
Abstract.....	26
Key Words.....	26
Capítulo I.....	27
Generalidades .....	27
Antecedentes.....	27
Planteamiento del problema .....	29
Justificación.....	30
Objetivos .....	31

	10
<i>Objetivo general</i> .....	31
<i>Objetivos específicos</i> .....	31
Metodología de desarrollo del proyecto .....	32
Organización de la Tesis .....	33
Capítulo II.....	35
Marco Teórico .....	35
Resumen.....	35
Energías Sustentables.....	35
Energía solar .....	36
Sistemas fotovoltaicos .....	37
<i>Tipos de sistemas fotovoltaicos</i> .....	38
Sistemas fotovoltaicos aislados. ....	38
Sistemas fotovoltaicos interconectados. ....	38
<i>Sistemas fotovoltaicos en edificaciones</i> .....	39
<i>Soportes para sistemas fotovoltaicos</i> .....	39
Conexión Integrada o BIPV (Building Integrated Photovoltaics). ....	39
Conexión anexa o BAPV (Building Applied Photovoltaics). ....	40
Estructuras de hormigón armado.....	40
<i>Elementos Estructurales</i> .....	40
Losas.....	41
Vigas.....	41

	11
Columnas.....	42
Daños en elementos estructurales.....	43
<i>Elementos no estructurales.....</i>	<i>43</i>
Componentes arquitectónicos.....	44
Sistemas de servicio del edificio.....	45
Contenido del edificio.....	46
Daños en elementos no estructurales.....	46
<i>Análisis estructural.....</i>	<i>47</i>
Análisis Dinámico Modal Espectral.....	48
Análisis Dinámico Tiempo Historia.....	49
Riesgo sísmico.....	50
<i>Peligrosidad sísmica.....</i>	<i>51</i>
<i>Vulnerabilidad.....</i>	<i>52</i>
<i>Movimientos sísmicos.....</i>	<i>53</i>
Fallas Geológicas.....	53
Tipos de Fallas.....	54
Falla Normal.....	54
Falla Inversa.....	55
Falla de desplazamiento de rumbo.....	56
Capítulo III.....	57
Marco Metodológico.....	57

	12
Resumen .....	57
Tipo de investigación .....	57
Metodología.....	58
<i>Estudio de caso</i> .....	58
<i>Método de cascada</i> .....	58
Herramientas tecnológicas .....	59
<i>Herramienta para la descarga de espectros</i> .....	59
<i>Herramienta para el escalamiento de espectros</i> .....	60
<i>Herramienta para el análisis sísmico de estructuras</i> .....	60
Conclusiones del capítulo .....	61
Capítulo IV .....	63
Evaluación y Análisis Sísmico de la estructura de hormigón armado del Caso de Estudio .....	63
Resumen .....	63
Caso de estudio: Bloque A de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE.....	64
<i>Ubicación</i> .....	64
<i>Descripción</i> .....	64
Evaluación sísmica de la estructura.....	66
<i>Características y modelamiento de la estructura</i> .....	67
<i>Cargas asociadas a la estructura</i> .....	72
Carga Muerta.....	72
Carga Viva.....	72

	13
<i>Combinaciones de Carga</i> .....	73
<i>Sismo de diseño</i> .....	73
<i>Análisis de resultados</i> .....	76
Periodo fundamental de la estructura.....	76
Modos de vibrar de la estructura.....	77
Control de derivas de piso. ....	79
Control de secciones de vigas y columnas.....	81
Análisis Tiempo Historia No Lineal .....	83
<i>Espectros compatibles</i> .....	83
<i>Espectros escalados</i> .....	89
<i>Acelerogramas</i> .....	98
<i>Definición del caso de carga gravitacional</i> .....	105
<i>Rótulas plásticas</i> .....	106
<i>Máximas respuesta de piso</i> .....	107
Conclusiones del capítulo.....	109
Capítulo V .....	111
Consideraciones Sísmicas para sistemas fotovoltaicos en terrazas planas .....	111
Resumen.....	111
Paneles solares fotovoltaicos comerciales.....	111
Superficie de emplazamiento.....	114
Sistemas de montaje para paneles solares fotovoltaicos .....	115

<i>Estructura de soporte con balasto (sin anclaje)</i> .....	115
Distribución geométrica de paneles. ....	118
Consideraciones para evitar la sombra. ....	122
Consideraciones sísmicas. ....	124
<i>Sistema de montaje anclado a la losa</i> .....	149
Distribución geométrica de paneles. ....	151
Consideraciones sísmicas. ....	154
Diseño de Anclajes. ....	157
Resistencia a tracción del anclaje. ....	162
Resistencia a cortante de los anclajes. ....	166
Conclusiones del capítulo.....	169
Conclusiones.....	171
Recomendaciones.....	173
Bibliografía .....	175
Anexos .....	188

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1:</b> Propiedades mecánicas de los materiales .....	69
<b>Tabla 2:</b> Propiedades físicas de la estructura.....	70
<b>Tabla 3:</b> Datos para el cálculo del espectro de diseño .....	74
<b>Tabla 4:</b> Periodo fundamental según CEC 77 .....	76
<b>Tabla 5:</b> Porcentaje de participación modal.....	78
<b>Tabla 6:</b> Derivas máximas.....	80
<b>Tabla 7:</b> Control de derivas .....	81
<b>Tabla 8:</b> Registros compatibles.....	88
<b>Tabla 9:</b> Rango de periodos para escalado.....	91
<b>Tabla 10:</b> Máximas respuestas del último piso – Análisis Dinámico Tiempo Historia No Lineal.....	108
<b>Tabla 11:</b> Características Panel 520 - 540 Watt .....	112
<b>Tabla 12:</b> Categorías y coeficiente de importancia de estructuras .....	119
<b>Tabla 13:</b> Resumen de consideraciones sísmicas - Distribución .....	122
<b>Tabla 14:</b> Distancias mínimas para evitar sombra.....	123
<b>Tabla 15:</b> Categorías de riesgo ASCE/SEI 7-16.....	125
<b>Tabla 16:</b> Relación entre las categorías de riesgo de las normativas ASCE/SEI7-16 y NEC-15 .....	126
<b>Tabla 17:</b> Cálculo de la fuerza de interconexión.....	128

<b>Tabla 18:</b> Características del anclaje de tornillo .....	129
<b>Tabla 19:</b> Valores de los factores de modificación .....	130
<b>Tabla 20:</b> Condiciones para los factores de modificación por cortante .....	135
<b>Tabla 21:</b> Factores de modificación .....	136
<b>Tabla 22:</b> Resumen de cálculo de factor de amplificación torsional $A_x$ - Dirección horizontal X .....	140
<b>Tabla 23:</b> Resumen de cálculo de factor de amplificación torsional $A_x$ - Dirección horizontal Y .....	141
<b>Tabla 24:</b> Resumen de valores para cálculo de $F_p$ .....	142
<b>Tabla 25:</b> Fuerza $F_p$ dirección X – Sistema de balasto interno.....	142
<b>Tabla 26:</b> Fuerza $F_p$ dirección Y – Sistema de Balasto interno .....	143
<b>Tabla 27:</b> Fuerza $F_p$ dirección X – Sistema de balasto externo.....	144
<b>Tabla 28:</b> Fuerza $F_p$ dirección Y – Sistema de Balasto externo .....	145
<b>Tabla 29:</b> Fuerza horizontal - Sistema de balasto .....	146
<b>Tabla 30:</b> Cálculo fuerza de fricción .....	147
<b>Tabla 31:</b> Cálculo nueva fuerza de fricción.....	149
<b>Tabla 32:</b> Comparación Fuerza sísmica y Fuerza de fricción .....	149
<b>Tabla 33:</b> Distancias mínimas para evitar sombra - Montaje anclado a la losa.....	152
<b>Tabla 34:</b> Resumen de datos para calcular la fuerza sísmica.....	154
<b>Tabla 35:</b> Resumen de fuerzas sísmicas horizontales - Dirección X .....	155

<b>Tabla 36:</b> Resumen de fuerzas sísmicas horizontales - Dirección Y .....	155
<b>Tabla 37:</b> Límites de la fuerza sísmica horizontal $F_p$ .....	156
<b>Tabla 38:</b> Características del perno de expansión.....	158
<b>Tabla 39:</b> Reacciones obtenidas con la fuerza sísmica horizontal.....	158
<b>Tabla 40:</b> Fuerzas a tracción en pernos .....	162
<b>Tabla 41:</b> Resistencias de diseño a tracción y cortante.....	166
<b>Tabla 42:</b> Verificación de la resistencia a cortante .....	167
<b>Tabla 43:</b> Verificación de la resistencia a tracción.....	168

## Índice de Figuras

<b>Figura 1:</b> Sistema solar térmico .....	36
<b>Figura 2:</b> Sistema solar fotovoltaico .....	37
<b>Figura 3:</b> Tipos de Losa .....	41
<b>Figura 4:</b> Viga .....	42
<b>Figura 5:</b> Columna .....	42
<b>Figura 6:</b> Daños en elementos estructurales - columnas .....	43
<b>Figura 7:</b> Paredes exteriores .....	44
<b>Figura 8:</b> Elementos arquitectónicos decorativos .....	45
<b>Figura 9:</b> Equipo mecánico .....	45
<b>Figura 10:</b> Equipo y mobiliario .....	46
<b>Figura 11:</b> Espectro de diseño NEC .....	49
<b>Figura 12:</b> Acelerograma .....	50
<b>Figura 13:</b> Riesgo sísmico Ecuador .....	51
<b>Figura 14:</b> Vulnerabilidad de estructuras .....	52
<b>Figura 15:</b> Fallas Geológicas Ecuador .....	54
<b>Figura 16:</b> Esquema de Falla Normal .....	55
<b>Figura 17:</b> Esquema de Falla Inversa .....	55
<b>Figura 18:</b> Esquema de Falla de desplazamiento de rumbo .....	56
<b>Figura 19:</b> Método de cascada.....	59

<b>Figura 20:</b> Ubicación de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE .....	64
<b>Figura 21:</b> Modelo de la estructura de estudio .....	65
<b>Figura 22:</b> Bloque de aulas A Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE – Vista frontal .....	65
<b>Figura 23:</b> Bloque de aulas A Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE – Vista lateral .....	66
<b>Figura 24:</b> Vista en planta de la estructura.....	67
<b>Figura 25:</b> Pórtico del eje 2.....	68
<b>Figura 26:</b> Pórtico del eje C .....	68
<b>Figura 27:</b> Generación de ejes.....	69
<b>Figura 28:</b> Ingreso de propiedades mecánicas de los materiales.....	71
<b>Figura 29:</b> Ingreso de secciones.....	72
<b>Figura 30:</b> Espectro de diseño .....	75
<b>Figura 31:</b> Definición del espectro de diseño .....	75
<b>Figura 32:</b> Periodos de la estructura .....	77
<b>Figura 33:</b> Primer modo de vibrar .....	78
<b>Figura 34:</b> Segundo modo de vibrar .....	79
<b>Figura 35:</b> Tercer modo de vibrar .....	79
<b>Figura 36:</b> Deriva de piso. a) Sentido X. b) Sentido Y.....	80
<b>Figura 37:</b> Chequeo del porcentaje de cuantía .....	82

<b>Figura 38:</b> Chequeo columna fuerte - viga débil .....	82
<b>Figura 39:</b> Interfaz de la herramienta de búsqueda.....	84
<b>Figura 40:</b> Características del registro - Herramienta de búsqueda .....	85
<b>Figura 41:</b> Criterios para clasificar suelos según NEC .....	86
<b>Figura 42:</b> Parámetros de movimiento de terreno D5-95 en el Ecuador.....	87
<b>Figura 43:</b> Parámetros de búsqueda - Herramienta de búsqueda.....	87
<b>Figura 44:</b> Características Adicionales - Herramienta de búsqueda.....	88
<b>Figura 45:</b> Periodos de la estructura de estudio.....	90
<b>Figura 46:</b> Interfaz de la herramienta de escalado .....	92
<b>Figura 47:</b> Espectro escalado – Coalinga-06 .....	92
<b>Figura 48:</b> Espectros escalados – evento Lytle Creek a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y .....	93
<b>Figura 49:</b> Espectros escalados - evento Friuli, Italy - 03. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	93
<b>Figura 50:</b> Espectros escalados - evento Friuli, Italy - 02. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	94
<b>Figura 51:</b> Espectros escalados - evento Santa Barbara. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	94
<b>Figura 52:</b> Espectros escalados - evento Coalinga-01 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	95

<b>Figura 53:</b> Espectros escalados - evento Coalinga-02 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	95
<b>Figura 54:</b> Espectros escalados - evento Coalinga-04 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	96
<b>Figura 55:</b> Espectros escalados - evento Coalinga-05 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	96
<b>Figura 56:</b> Espectros escalados - evento Coalinga-06 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	97
<b>Figura 57:</b> Espectros escalados - evento Coalinga-07 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	97
<b>Figura 58:</b> Espectros escalados – evento N. Palm Springs. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	98
<b>Figura 59:</b> Espectros escalados – evento Whittier Narrows-01. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	98
<b>Figura 60:</b> Acelerogramas evento Lytle Creek. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	99
<b>Figura 61:</b> Acelerogramas evento Friuli, Italy-03. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	99
<b>Figura 62:</b> Acelerogramas evento Friuli, Italy-02. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	100
<b>Figura 63:</b> Acelerogramas evento Santa Barbara. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	100

<b>Figura 64:</b> Acelerogramas evento Coalinga-01. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	101
<b>Figura 65:</b> Acelerogramas evento Coalinga-02. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	101
<b>Figura 66:</b> Acelerogramas evento Coalinga-04. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	102
<b>Figura 67:</b> Acelerogramas evento Coalinga-05. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	102
<b>Figura 68:</b> Acelerogramas evento Coalinga-06. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	103
<b>Figura 69:</b> Acelerogramas evento Coalinga-07. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	103
<b>Figura 70:</b> Acelerogramas evento N. Palm Springs. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	104
<b>Figura 71:</b> Acelerogramas evento Whittier Narrows-01. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y. ....	104
<b>Figura 72:</b> Caso de carga gravitacional .....	106
<b>Figura 73:</b> Rótulas plásticas .....	107
<b>Figura 74:</b> Estructura deformada .....	108
<b>Figura 75:</b> Vista en planta panel solar.....	113
<b>Figura 76:</b> Dimensiones panel solar .....	113
<b>Figura 77:</b> Edificio de emplazamiento - Vista 3D .....	114

<b>Figura 78:</b> Superficie de la terraza del edificio de estudio .....	114
<b>Figura 79:</b> Fotografía terraza del edificio de estudio .....	115
<b>Figura 80:</b> Soporte de balasto para panel solar .....	116
<b>Figura 81:</b> Dimensiones e inclinación - Sistema de balasto escogido .....	117
<b>Figura 82:</b> Colocación de los paneles solares en sistema de balasto escogido ....	117
<b>Figura 83:</b> Espaciamiento y marcas de seguridad .....	121
<b>Figura 84:</b> Distancia mínima para evitar sombra entre paneles .....	122
<b>Figura 85:</b> Distancia mínima para evitar sombra entre antepecho y panel .....	123
<b>Figura 86:</b> Distribución de los paneles solares en la terraza - Montaje de balasto	124
<b>Figura 87:</b> Corte vertical del sistema de balastos y paneles solares .....	128
<b>Figura 88:</b> Vista en planta de la ubicación del perno.....	131
<b>Figura 89:</b> Área de falla proyectada .....	132
<b>Figura 90:</b> Coeficientes sísmicos para componentes mecánicos y eléctricos .....	139
<b>Figura 91:</b> Montaje sistema de balasto .....	147
<b>Figura 92:</b> Bloque de hormigón extra.....	148
<b>Figura 93:</b> Dimensiones de los bloques de hormigón .....	148
<b>Figura 94:</b> Sistema de montaje comercial.....	150
<b>Figura 95:</b> Dimensiones e inclinación - Sistema de montaje .....	150
<b>Figura 96:</b> Colocación de paneles solares en sistema de montaje escogido.....	151
<b>Figura 97:</b> Distancia de sombra entre antepecho y panel - Montaje anclado a la losa	152

<b>Figura 98:</b> Distancia de sombra entre paneles solares- Montaje anclado a la losa	152
<b>Figura 99:</b> Distribución de los paneles solares en la terraza - Montaje anclado a la losa .....	153
<b>Figura 100:</b> Distribución de paneles - Vista 3D .....	153
<b>Figura 101:</b> Perno de anclaje de expansión.....	157
<b>Figura 102:</b> Comportamiento de pernos ante fuerzas aplicadas .....	159
<b>Figura 103:</b> Teoría elástica de vigas .....	160

## Resumen

Los movimientos sísmicos son los eventos naturales que más causan daños a las estructuras, ya sea a nivel estructural como no estructural, si bien los elementos no estructurales no afectan la integridad de la estructura son los que representan un mayor grado de afectación tanto económica como humana, a pesar de esto la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 carece de pautas de diseño sísmico enfocados a elementos no estructurales, ya sean eléctricos, hidráulicos, mecánicos o arquitectónicos. El presente proyecto busca establecer consideraciones de diseño sísmico enfocadas en la correcta instalación de sistemas fotovoltaicos en edificios de hormigón armado con terrazas planas, obtenidas y acopladas a partir de normas extranjeras, estos lineamientos de instalación serán validados en función a un caso de estudio dentro del campus Matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Los sistemas fotovoltaicos utilizados estarán definidos por aquellos que se acoplen de mejor manera a las necesidades del edificio y estén dentro del mercado local y la cantidad de los mismos se establecerá de acuerdo a la dimensión de la superficie de emplazamiento, ya que se considera que el caso más desfavorable de carga para la losa es aquella con la mayor cantidad de paneles solares posible.

### Palabras clave

- **SISMO**
- **SISTEMA FOTOVOLTAICO**
- **TERRAZA PLANA**
- **ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES**

### **Abstract**

Seismic movements are the natural events that cause the most damage to structures, either at a structural or non-structural level, although the non-structural elements don't affect the integrity of the structure, they are the ones that represent a greater degree of economic and human impact. Despite this, the Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 lacks seismic design guidelines focused on non-structural elements, whether electrical, hydraulic, mechanical or architectural. This project seeks to establish seismic design considerations focused on the correct installation of photovoltaic systems in reinforced concrete buildings with flat rooftops, obtained and coupled from foreign standards, these installation guidelines will be validated based on a case study within the Main campus of the Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. The photovoltaic systems used will be defined by those that best suit the needs of the building and are within the local market, and the quantity of them will be established according to the size of the site surface. It's considered that the worst case load for the slab is the one with the largest number of solar panels possible.

### **Key Words**

- **EARTHQUAKE**
- **PHOTOVOLTAIC SYSTEM**
- **FLAT ROOFTOP**
- **NON-STRUCTURAL COMPONENT**

## Capítulo I

### Generalidades

#### Antecedentes

Las Energías Renovables o energías limpias son la base del desarrollo sostenible, que se divide en tres pilares que son económico, social y calidad medioambiental. Por esta razón algunos países han tomado conciencia ambiental y han implementado el cambio de la matriz energética. Gracias a esto han mejorado el nivel socioeconómico de algunos sectores y la calidad del medio ambiente (Álvarez, Felipe, González González, Alemán, & Grey, 2016).

En la actualidad la matriz energética del Ecuador aún depende en gran medida de los combustibles fósiles; según el informe de Balance Nacional de Energía, el país tiene una generación de energía eléctrica constituida principalmente por hidroelectricidad en un 58.53%, biomasa 1.66%, fotovoltaica 0.32%, eólica 0.24% y el 39.16% corresponde a fuentes que aún usan combustibles fósiles (ARCONEL, 2019). Debido a esto en los últimos años se ha tratado de reemplazar los combustibles fósiles por energías limpias y renovables, que incentiva a la población a hacer uso en sus hogares de sistemas fotovoltaicos para la producción de electricidad, un cambio que ya se observa en países de primer mundo como China, India, Japón y Alemania.

El uso de energía fotovoltaica se debe en gran medida a que el sol es una de las principales fuentes de energía para el planeta, Según el Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía IDAE (2006), se estima que a la Tierra llega una cantidad de energía equivalente a  $1.7 \times 10^{14}$  kW (kilowatts o kilovatios), lo cual corresponde a 10'000 veces el consumo energético mundial. Ecuador gracias a su situación geográfica tiene un alto potencial solar, según Peralta, Lopez, Barriga, Sosa, & Delgado (2013), la

radiación media que llega al país es alrededor de 3 a 4 kW/m<sup>2</sup>/día (kilowatts por metro cuadrado por día).

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, Ecuador trata de incentivar el uso de sistemas fotovoltaicos, permitiendo que las familias o industrias cuyo consumo de energía sea alto instalen paneles solares que les permita cubrir su demanda energética. La Agencia de Regulación y Control de Electricidad (ARCONEL, 2019), menciona que para poder colocar este tipo de paneles los interesados tendrán que realizar un estudio eléctrico y tener disponibilidad de un espacio abierto, ya sea el patio o la terraza, pero no toma en cuenta consideraciones estructurales y los riesgos que conlleva su instalación en cubiertas. Sin embargo, aunque dichas consideraciones de diseño sísmico fueran implementadas, los códigos y normas de construcción ecuatorianos carecen de parámetros que permitan evaluar de manera correcta la incidencia que tienen las fuerzas sísmicas en la instalación de estos sistemas en estructuras.

Ecuador al estar ubicado en una región de gran actividad sísmica, muchas de sus estructuras se ven afectadas al suscitarse movimientos telúricos, esto ha quedado en evidencia a lo largo de los años, siendo el último terremoto con una magnitud de 7.8 y que más daños estructurales ha causado en los últimos años el ocurrido en Pedernales el 16 de abril de 2016 (Secretaría de Gestión de Riesgo, 2016).

Por esta razón, se considera indispensable realizar evaluaciones que permitan tomar las correctas consideraciones en la implementación de paneles solares en las cubiertas, ya que debido a estos movimientos dichos sistemas podrían no solo afectar a la estructura si no también causar daños en el propio sistema de paneles a causa de los desplazamientos excesivos. Tomando en consideración que los códigos y normas de construcción ecuatorianos no abordan un capítulo que haga referencia a la correcta instalación de paneles solares, la presente investigación estará sustentada en

bibliografía y estudios realizados en otros países, como la normativa ASCE (American Society of Civil Engineers), SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) y CEN (*Comité Europeo de Normalización*), que si bien no se realizaron para condiciones exactas de nuestro medio, facilitarán el punto de partida para la investigación.

### **Planteamiento del problema**

A nivel mundial, la principal forma de generar energía es mediante combustibles fósiles, que generan un impacto negativo en el medio ambiente al emitir gases contaminantes hacia la atmósfera, por esta razón en la población mundial se ha generado conciencia sobre la importancia del consumo de energías renovables o energías limpias que además de ser amigables con el medio ambiente, son menos costosas, inagotables y de fácil acceso en cualquier zona (Tello Córdor, 2010).

Una de las energías renovables es la energía solar fotovoltaica que convierte la radiación del sol en energía eléctrica, para convertir la radiación del sol en electricidad se utilizan sistemas fotovoltaicos que se componen de paneles solares que captan la luz solar y baterías donde se almacena la energía obtenida (Proyecto EnDev/GIZ, 2013). Estos sistemas se utilizan principalmente en el abastecimiento de energía a edificaciones, sin embargo, una incorrecta instalación de estos puede generar pérdidas, tanto materiales a nivel de la estructura como humanas, por esta razón es necesario conocer la forma adecuada de colocar dichos sistemas en las edificaciones.

En Estados Unidos y Europa ya se han desarrollado guías de diseño para elementos no estructurales como son los sistemas fotovoltaicos, tanto para incluirlos en nuevas edificaciones como parte de la estructura, así como para colocarlos en estructuras existentes, el objetivo de estas guías es evitar los daños en elementos estructurales como en elementos no estructurales ante movimientos sísmicos.

En el Ecuador a pesar que ya se ha implementado el uso de la energía solar fotovoltaica, no existe una guía técnica que proporcione información sobre el diseño sísmicos de elementos no estructurales. Si bien la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 abarca el tema de riesgo y diseño sísmico, únicamente se centra en el diseño de elementos estructurales, por lo que la adición de elementos no estructurales a la edificación podría provocar daños ante un movimiento sísmico.

### **Justificación**

Por la creciente conciencia ambiental en la población mundial, diferentes países han empezado a cambiar su matriz energética para tratar de reducir el uso de combustibles fósiles mediante el uso de energías renovables o energías “verdes”, es decir, no agresivas para el medio ambiente, entre una de estas se encuentra la energía solar la cual es aprovechada mediante el uso de sistemas fotovoltaicos, capaces de convertir la radiación solar en energía eléctrica.

Las normativas de diseño y construcción de edificaciones deben tratar de mejorar y así facilitar el uso de estos sistemas, ya que la incorrecta instalación de paneles solares supone riesgos a la edificación que pueden afectar su integridad estructural. Tanto Estados Unidos como países europeos han empezado investigaciones con el fin de generar guías que permitan incorporar a las edificaciones paneles solares. Estos representan un componente importante a nivel estructural no sólo por su peso propio sino por la resistencia ante fuerzas sísmicas o de viento.

Según Hernando Taveras (2018), presidente del Instituto Geofísico de Perú (IGP) el 90% de los sismos del mundo y el 80% de los terremotos más grandes se originan en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, el cual comprende a países del continente americano como Ecuador, Chile, Colombia, Panamá, Costa Rica,

Estados Unidos, Nicaragua, El Salvador, entre otros (BBC News Mundo, 2018).

Ecuador al estar dentro de esta región se ve obligado a realizar sus diseños estructurales en base a consideraciones sísmicas.

Por todo lo mencionado surge la idea del presente proyecto, elaborar una guía que contemple aquellas consideraciones de diseño sísmico para sistemas fotovoltaicos, que garantice el correcto comportamiento entre este y la estructura, para así evitar en gran medida los problemas estructurales que conlleva su instalación.

## **Objetivos**

### ***Objetivo general***

Establecer consideraciones de diseño sísmico para el apropiado comportamiento del conjunto sistema fotovoltaico y estructura de hormigón armado con terraza plana, a través de investigación y pruebas en software.

### ***Objetivos específicos***

1. Identificar las cargas asociadas a los diferentes tipos de sistemas fotovoltaicos existentes en el mercado.
2. Establecer los sistemas de montaje para paneles fotovoltaicos que mejor se adapten a las condiciones de cubierta del caso de estudio.
3. Determinar los lineamientos para un diseño resistente a terremotos del conjunto sistema fotovoltaico-estructura.
4. Realizar el predimensionamiento geométrico de las alternativas de sistemas fotovoltaicos a partir de la superficie disponible en la terraza del edificio de estudio.

5. Validar el comportamiento sismorresistente del sistema fotovoltaico a través de un modelamiento estructural.
6. Realizar una propuesta de normativa con las consideraciones sísmicas para la instalación de sistemas fotovoltaicos en estructuras de hormigón armado con terrazas planas, obtenidas en el estudio.

### **Metodología de desarrollo del proyecto**

En un inicio se realizará la recopilación de información bibliográfica en normas internacionales, tesis, artículos y noticias acerca de la implementación de sistemas fotovoltaicos en estructuras, con el fin de encontrar consideraciones de diseño óptimas.

Así mismo se realizará una investigación sobre las herramientas tecnológicas necesarias para encontrar y escalar espectros, así como para el modelamiento estructural.

Para la selección del caso de estudio se tomará en cuenta que la estructura sea de hormigón armado y cuente con una terraza plana y subutilizada donde se puedan colocar los sistemas fotovoltaicos, una vez seleccionada la estructura se realizará una evaluación estructural de la misma con el fin de determinar si la estructura cumple con la normativa sísmica vigente.

Seleccionada y evaluada la estructura del caso de estudio se procederá con la investigación de campo para conocer los tipos de sistemas fotovoltaicos existentes en el Ecuador y los más adecuados para aplicarlos en el edificio del estudio de caso.

A partir de los datos obtenidos tanto en la investigación bibliográfica como en el estudio de campo, se procederá a determinar las condiciones de diseño sísmico para los sistemas fotovoltaicos adoptados en la estructura de hormigón armado seleccionada.

Se verificará que los sistemas fotovoltaicos cumplan con las consideraciones sísmicas establecidas y se definirá el sistema de montaje que tenga un mejor comportamiento con el edificio del caso de estudio

Finalmente se elaborará una propuesta de normativa de diseño para elementos no estructurales específicamente para paneles fotovoltaicos.

### **Organización de la Tesis**

La presente investigación consta de cinco capítulos, el primero tiene la función de introducir el tema del proyecto iniciando por los antecedentes tanto a nivel global como local, consecuentemente el planteamiento del problema y su justificación y finalmente se determinan los objetivos a cumplir en la investigación.

El segundo capítulo se enfoca en la investigación bibliográfica de los conceptos claves para el entendimiento del proyecto, contiene tres grandes temas que son las energías renovables, estructuras de hormigón armado y conceptos asociados a sismos.

El capítulo III trata sobre la metodología a utilizar, se enfoca en la definición de algunos métodos necesarios para el desarrollo del proyecto y explica el uso de las herramientas tecnológicas que se utilizaron en algunas etapas de la investigación.

Una vez que se ha explicado el problema de investigación, la recopilación bibliográfica y la metodología de la investigación se procede a realizar los cálculos, iniciando con el capítulo IV donde se introduce la estructura de hormigón armado con terraza plana donde se van a colocar los paneles solares, a esta estructura se la somete a dos tipos de análisis, el primero es un análisis dinámico lineal para realizar una evaluación sísmica y conocer el estado actual de la edificación y el segundo es un análisis dinámico no lineal mediante el cual se determinarán las respuestas necesarias para el diseño sísmico de los sistemas fotovoltaicos.

Finalmente, en el capítulo V se presentan los paneles fotovoltaicos que se acoplarán a la estructura, así como sus sistemas de montaje, el enfoque principal de este capítulo son las consideraciones sísmicas que se deben tomar en cuenta tanto en sistemas fotovoltaicos anclados a la losa como en sistemas fotovoltaicos con balasto.

Es importante recalcar que se presentan conclusiones específicas al final de cada capítulo y las conclusiones generales junto a las recomendaciones se presentarán al final de la investigación a continuación del capítulo V.

## Capítulo II

### Marco Teórico

#### Resumen

En el presente capítulo se presenta la fundamentación teórica necesaria para la elaboración del proyecto, se empezará por definir de manera breve aquellos conceptos relacionados con energías renovables principalmente la energía fotovoltaica en la cual se basa este proyecto, en esta sección se define los tipos de paneles solares, soportes y la manera de anclaje en una estructura.

Se presenta una revisión teórica de las estructuras de hormigón armado tanto de sus componentes estructurales como no estructurales, ya que estos elementos sufren daños ante la presencia de movimientos sísmicos, en especial los elementos no estructurales porque carecen de un diseño sísmico al momento de su instalación. También se definen los tipos de análisis estructurales aplicados al proyecto.

Finalmente se abordan algunos conceptos asociados a sismos, necesarios para el mejor entendimiento del desarrollo de esta tesis.

#### Energías Sustentables

Las principales formas de energías renovables son las marítimas, eólicas, solares y de biomasa, siendo energías que se renuevan de forma natural, es decir que llegan a renovarse más rápido de lo que están llegando a consumirse, al contrario de las energías fósiles cuyas reservas son prácticamente limitadas, una ventaja de estas energías renovables es que su emisión de carbono por el uso de tecnologías es muy baja por lo que ayuda en gran medida al medio ambiente (ITC, 2008).

## Energía solar

Como su nombre lo indica es la que proviene de los rayos solares, es una fuente de energía inagotable y renovable, esta se la puede aprovechar de dos maneras, la energía solar térmica que es la que se obtiene del calor y la energía solar fotovoltaica que es la que se obtiene de la luz y genera la electricidad (Proyecto EnDev/GIZ, 2013).

La energía solar térmica se la puede utilizar en los calentadores de agua de uso residencial e inclusive en piscinas, lo que permitiría reducir el consumo de gas (Arancibia Bulnes & Best y Brown, 2010).

### Figura 1

*Sistema solar térmico*

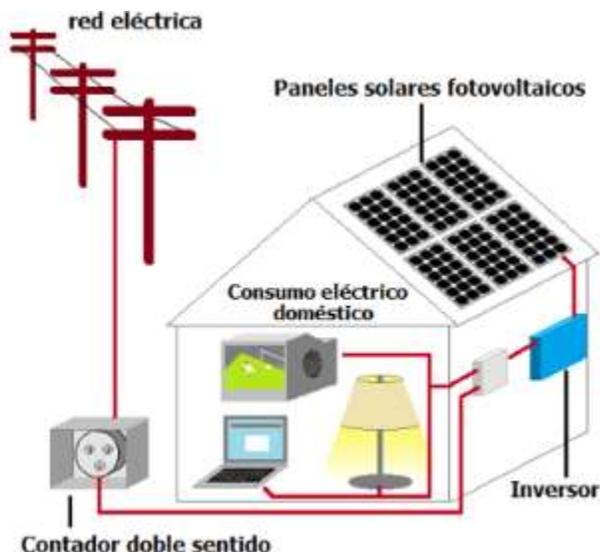


*Nota:* (Alvarez, 2018)

La energía solar fotovoltaica se la puede utilizar para proporcionar electricidad a bombas de agua, alumbrado público, antenas de telecomunicaciones y viviendas, esta energía se la obtiene mediante el uso de sistemas que transforman la luz solar en energía eléctrica, llamados sistemas fotovoltaicos (Arancibia Bulnes & Best y Brown, 2010).

## Figura 2

### Sistema solar fotovoltaico



Nota: (SEMS, 2020)

### Sistemas fotovoltaicos

Los sistemas fotovoltaicos son un conjunto de elementos que almacenan y transforman la radiación solar en energía eléctrica mediante la absorción de fotones o partículas energéticas (Barberá Santos, 2014).

Estos sistemas son capaces de producir un voltaje de 12 o 24 vatios y la corriente suministrada dependerá de la intensidad o nivel de insolación existente (Barberá Santos, 2014).

La energía eléctrica que almacenan los sistemas fotovoltaicos puede ser utilizada en viviendas unifamiliares, edificios o alumbrado público, estos sistemas son de gran ayuda en sectores donde no tienen redes eléctricas como las zonas rurales, sin embargo, también se los puede utilizar en zonas urbanas ya que tienen la opción de

conectarse a la red pública y de esa manera disminuir el consumo y por lo tanto los gastos económicos (Proyecto EnDev/GIZ, 2013).

Una ventaja es que los edificios existentes pueden cambiar su suministro eléctrico a los sistemas fotovoltaicos, siendo una opción segura, de fácil instalación resistente a condiciones climáticas extremas y amigable con el ambiente (Barberá Santos, 2014).

### ***Tipos de sistemas fotovoltaicos***

Existen dos tipos de sistemas fotovoltaicos que dependen de la forma en la que estos operan, estos son los sistemas fotovoltaicos aislados o autónomos y los sistemas interconectados o conectados a la red (Alcubierre, 2014).

#### **Sistemas fotovoltaicos aislados.**

También llamados autónomos, son aquellos que trabajan mediante el uso de una batería o bancos de baterías para almacenar la energía generada por el panel a lo largo del día, sistemas que son comunes en las zonas de difícil acceso para la red de energía convencional (Alcubierre, 2014).

#### **Sistemas fotovoltaicos interconectados.**

Como su nombre lo indica están interconectados a la red de distribución eléctrica de una localidad por lo que su uso es más común en zonas urbanas (Alcubierre, 2014).

La energía que proviene del sistema fotovoltaico es la primera en usarse y en caso de que no sea suficiente para abastecer a la edificación se empezará a consumir la energía de la red pública, esto permite reducir la cuenta del consumo eléctrico (Barberá Santos, 2014).

### ***Sistemas fotovoltaicos en edificaciones***

Los sistemas fotovoltaicos se los puede instalar en todo tipo de edificaciones, son sistemas muy versátiles ya que pueden ubicarse en terrazas, cubiertas, patios e inclusive en las fachadas o cerramientos, se los puede utilizar como recubrimientos reemplazando a algunos materiales de construcción (Barberá Santos, 2014).

### ***Soportes para sistemas fotovoltaicos***

Los sistemas fotovoltaicos no solo constan de las celdas fotovoltaicas como tal, si no, que también es necesario una estructura de soporte que le permite mantenerse rígido sobre la estructura y de esa manera disminuir los daños en caso de movimientos sísmicos, estas estructuras de soporte pueden ser armaduras metálicas (Barberá Santos, 2014).

A la hora de integrar los paneles solares a una edificación existen dos tipos de montaje, el método BIPV (Building Integrated Photovoltaics) o conexión integrada y el método BAPV (Building Applied Photovoltaics) o conexión anexa (Manoj Kumar, 2019).

#### **Conexión Integrada o BIPV (Building Integrated Photovoltaics).**

Como su nombre lo indica los sistemas fotovoltaicos pueden ser añadidos a una estructura desde su concepción arquitectónica y proceso constructivo motivo por el cual tienen un impacto directo en la estructura y su funcionalidad ya que formarían parte esencial de los materiales de construcción especialmente de fachadas o cubiertas, sin embargo, este método también puede ser utilizado en estructuras que vayan a ser remodeladas a futuro (Manoj Kumar, 2019).

### **Conexión anexa o BAPV (Building Applied Photovoltaics).**

Son aquellos sistemas fotovoltaicos que son instalados en edificios ya existentes mediante el uso de estructuras ajenas a la edificación, para su instalación se utilizan anclajes que les ayuda a mantenerse sujetos a la estructura ante eventos catastróficos como sísmicos, tsunamis, huracanes, entre otros (Manoj Kumar, 2019).

### **Estructuras de hormigón armado**

En el campo de la construcción civil una estructura es un conjunto de elementos que soportan cargas externas e internas, su principal función es transmitir las fuerzas generadas por dichas cargas hacia los apoyos o cimentaciones para finalmente ser transmitidas al suelo (Aucca Cruz, 2018).

Según (El Universo, 2018) en el Ecuador uno de los materiales más usados para la construcción es el hormigón armado debido a sus propiedades físicas y mecánicas, sus componentes principales son el hormigón y el acero o armadura que en conjunto proveen de un óptimo comportamiento a la estructura, aportando resistencia tanto a compresión como a tracción.

Las edificaciones están compuestas por elementos estructurales y no estructurales, estos se deben diseñar con la finalidad de asegurar un comportamiento adecuado ante sollicitaciones externas e internas, de esta manera se puede evitar posibles daños materiales, económicos y humanos.

### ***Elementos Estructurales***

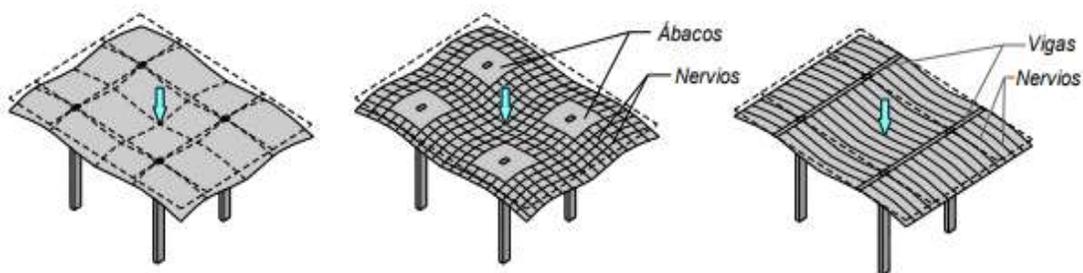
Son aquellos elementos que en conjunto permiten que una estructura se mantenga estática (Troyano Moreno, 2019). En una edificación se encuentran comúnmente los siguientes elementos:

## Losas.

Son elementos que principalmente resisten esfuerzos a flexión y están encargados de transmitir cargas hacia las vigas, generalmente estos elementos son los primeros en fallar en un evento sísmico (Troyano Moreno, 2019). Existen losas macizas o alivianadas y pueden ser unidireccionales o bidireccionales según la ubicación de su armadura.

### Figura 3

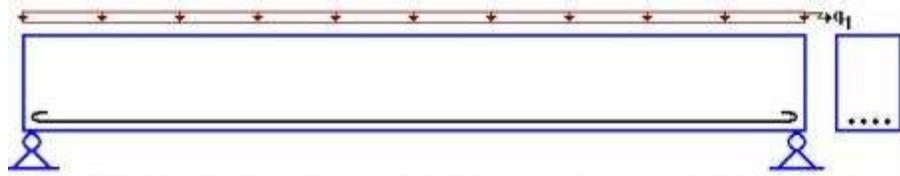
#### *Tipos de Losa*



*Nota: (Troyano Moreno, 2019)*

## Vigas.

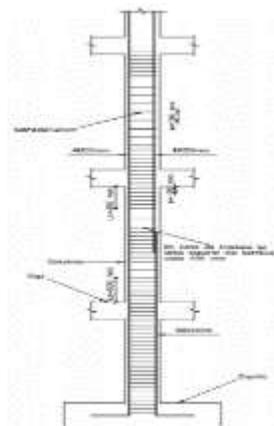
Sirven de soporte para las losas de piso y reciben las cargas que esta les transmite, generalmente son elementos colocados de forma horizontal que soportan esfuerzos a flexión. Tienen la función de transmitir las cargas hacia las columnas, otras vigas y muros dependiendo de la configuración estructural del edificio, son aquellos elementos que deben fallar después de las losas ante cualquier eventualidad sísmica (Flores Mena, 2018).

**Figura 4***Viga*

*Nota:* (Romo Proaño, 2008)

### **Columnas.**

Son los puntos de apoyo de las vigas, reciben las cargas que estas les transmiten, son elementos verticales cuya finalidad es la transmisión de toda la carga estructural del edificio hacia la cimentación, resisten esfuerzos de compresión pese a que también pueden soportar flexión, estos elementos son los últimos que deben fallar ante sismos, ya que su fallo significaría el desplome total de la estructura (Flores Mena, 2018).

**Figura 5***Columna*

*Nota:* (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019)

### **Daños en elementos estructurales.**

Los daños estructurales dependen del comportamiento de los elementos de la estructura, por lo que un buen diseño puede evitar en gran magnitud las pérdidas tanto económicas como humanas (Mena Hernández, 2002).

Los daños en elementos estructurales pueden ser causados por fenómenos naturales, principalmente por movimientos sísmicos, estos daños pueden ser directamente por la onda sísmica o por problemas derivados del sismo como por ejemplo la licuefacción del suelo de cimentación o los tsunamis para estructuras en zonas costeras, lo que provocaría en el peor de los casos el colapso total de la estructura (Benito Oterino, 2013).

### **Figura 6**

*Daños en elementos estructurales - columnas*



*Nota:* (Pérez-Gavilán, Aguirre, & Ramírez, 2018)

### ***Elementos no estructurales***

Son los elementos que no forman parte del sistema estructural, como elementos mecánicos, eléctricos, hidráulicos, sanitarios o de decoración de piso como muebles y equipamiento del edificio, pueden o no estar sujetos a la estructura y son los que más

sufren daños ante sismos, generando pérdidas económicas y sociales (Barbosa, Alvarez, & Carrillo, 2017) .

Los elementos no estructurales pueden ser un peligro tanto para las edificaciones como para sus habitantes por lo que el correcto estudio de su diseño o la inclusión de estos en las normas de construcción garantizaría un apropiado comportamiento ante un evento sísmico (Barbosa, Alvarez, & Carrillo, 2017).

### **Componentes arquitectónicos.**

Los elementos arquitectónicos son los encargados de separar los espacios en una construcción, así como los elementos decorativos de la misma (Jaramillo Narváez, 2020).

Las paredes son una obra de albañilería vertical que limita un espacio arquitectónico, pueden ser paredes de fachada, exteriores, divisorias, de cerramiento y medianeras (Torres Jijón, 2011).

Los elementos arquitectónicos decorativos pueden ser clasificados en cielos falsos, gypsum, ventanas, puertas, parapetos y chimeneas.

### **Figura 7**

*Paredes exteriores*



*Nota:* (USINA Estudio de arquitectura, 2019)

**Figura 8**

*Elementos arquitectónicos decorativos*



*Nota: (Servicios de Guatemala, s.f.)*

**Sistemas de servicio del edificio.**

Son los equipos e instalaciones necesarios para el correcto funcionamiento de los edificios, estos pueden ser equipo mecánico como bombas hidráulicas, equipo eléctrico, plantas eléctricas de emergencia, tuberías de agua, tuberías Conduit, sistemas contra incendios, ascensores, escaleras eléctricas, sistemas de climatización, paneles solares.

**Figura 9**

*Equipo mecánico*



*Nota: (Castellanos, 2019)*

### **Contenido del edificio.**

Los equipos y mobiliario del edificio también son considerados elementos no estructurales, estos pueden ser equipos de comunicación y computación, armarios y estanterías, libreros, muebles y particiones.

### **Figura 10**

*Equipo y mobiliario*



*Nota:* (SC Johnson, 2020)

### **Daños en elementos no estructurales.**

Son afectaciones que se producen en una estructura, pero a nivel de sus componentes no estructurales como equipamiento, elementos arquitectónicos, mecánicos, entre otros, producto de fenómenos naturales como tsunamis, sismos, o huracanes (Mena Hernández, 2002).

Este tipo de daños, que si bien no comprometen la integridad física-mecánica del edificio, si son los que representan un mayor grado de afectación tanto económica como humana, ya que existen varias edificaciones que después de un evento

catastrófico se mantienen en pie pero resultan inhabitables debido a la pérdida de su equipamiento o daño en el mismo, haciendo que la edificación quede fuera de operación a pesar de que sea un centro estratégico después de una catástrofe, como hospitales, centros educativos o laboratorios (Organización Panamericana de la Salud, s.f.).

Según Mena Hernández (2002), para determinar el daño en los elementos no estructurales es importante determinar las deformaciones y aceleraciones de los pisos de la estructura que se requiera estudiar.

### ***Análisis estructural***

Es un proceso mediante el cual se obtienen los efectos de las acciones a las que está sometida la estructura, estos efectos se los puede determinar tanto a nivel local de elementos como a nivel global de estructura (Ojeda Ruiz, Parra Meza, & Sánchez Vergara, s.f.).

Una estructura está sometida a cargas permanentes como su peso propio y también a cargas variables o acciones externas como las cargas generadas por los movimientos sísmicos, cuando se realiza el análisis de una estructura sometida únicamente a cargas permanentes se trata de un análisis estático y si se la somete tanto a cargas permanentes como a cargas variables se trata de un análisis dinámico (González Cuevas, 2002).

Los principales análisis dinámicos de estructuras son el análisis modal espectral que es el más utilizado en ingeniería y el análisis tiempo historia que permite la obtención de resultados más cercanos a la realidad (Salinas Basualdo, s.f.)

### **Análisis Dinámico Modal Espectral.**

El análisis modal espectral es utilizado para encontrar los desplazamientos y fuerzas máximas en los elementos estructurales sometidos a un espectro de diseño, para ello se debe tomar en cuenta que cada estructura tiene diferentes modos y periodos de vibración debido a su rigidez y altura, este análisis es válido siempre y cuando el sistema a analizar sea lineal y elástico (Rodríguez Cuevas, 2016).

El método consiste en la transmisión del movimiento del suelo a los elementos estructurales del edificio de estudio, lo que produce que las masas se desplacen con respecto al suelo (Rodríguez Cuevas, 2016).

A pesar de ser el más utilizado en ingeniería tiene algunas limitaciones ya que el comportamiento de las estructuras ante movimientos sísmicos es inelástico o plástico, por lo que las normativas de construcción indican una serie de condiciones en el análisis de estructuras para que este método sea más preciso (Prato, Ceballos, & Pinto, 2015).

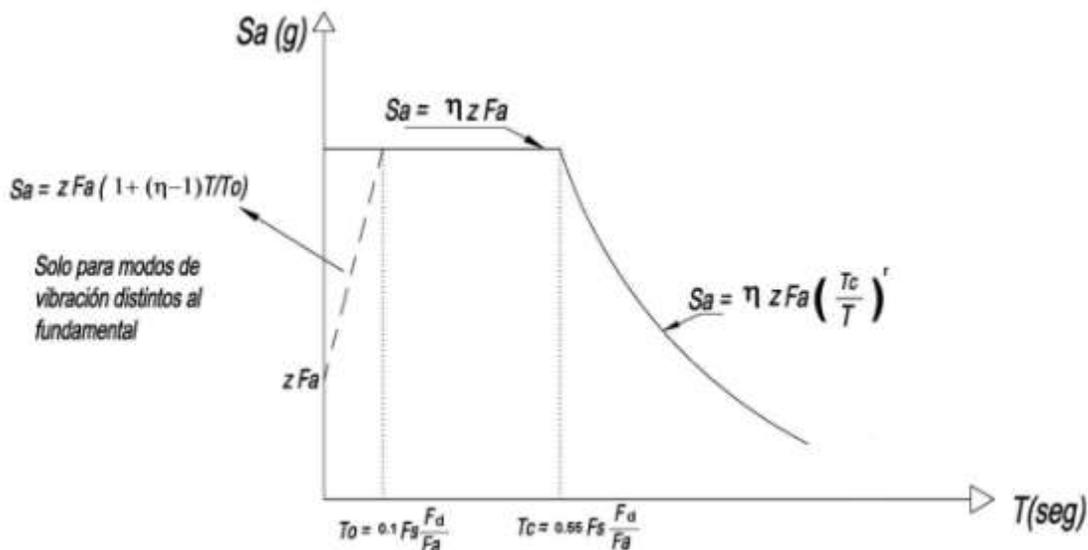
#### ***Espectro de diseño.***

Es una representación gráfica del comportamiento de un sismo determinado, esta representación se genera en base a una familia de espectros característicos de una estructura sometida al ambiente sísmico de su lugar de emplazamiento. En ingeniería es utilizado para encontrar la reacción que tiene la estructura ante los movimientos sísmicos.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), el espectro de diseño se lo puede calcular tomando en cuenta las recomendaciones del capítulo NEC-SE-DS (Peligro sísmico), sección 3.3.

Figura 11

*Espectro de diseño NEC*



*Nota: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)*

### **Análisis Dinámico Tiempo Historia.**

Este análisis es más sofisticado ya que permite conocer el comportamiento de la estructura ante las aceleraciones del suelo en cualquier momento del tiempo (Ricalde Estrada, 2019).

Si se realiza un análisis tiempo historial lineal se obtendrán resultados de la estructura en estado de fluencia, ya que las condiciones de la estructura no cambian durante el análisis, por lo que una limitación de este análisis es que si las respuestas máximas de la estructura están después del punto de fluencia los resultados serían poco exactos (Núñez Palacios, 2017).

Si se realiza un análisis tiempo historia no lineal se obtendrán respuestas más confiables ya que para este análisis es necesario añadir propiedades inelásticas a los

materiales, así mismo se colocan rótulas plásticas a los elementos (Núñez Palacios, 2017).

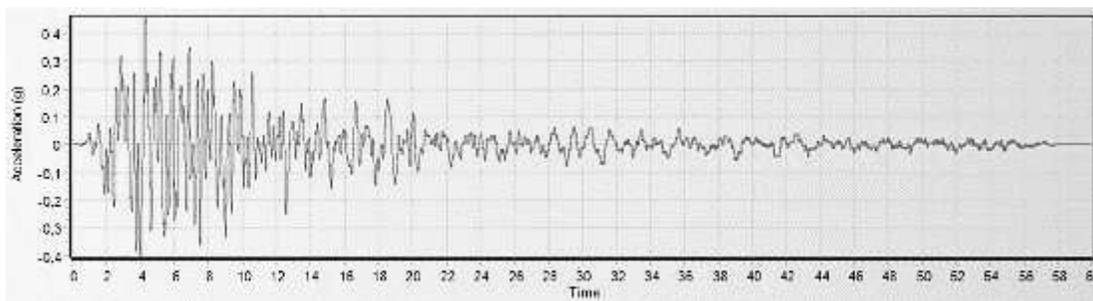
### ***Acelerogramas.***

Un acelerograma es un registro del movimiento del suelo ante ondas sísmicas, es representado por aceleraciones respecto al tiempo de duración del sismo (Acevedo, 2012).

Los acelerogramas reales se los obtiene con equipos de medición llamados acelerógrafos al momento que ocurren los movimientos sísmicos, estos registros contienen información muy precisa de la frecuencia, duración y amplitud del movimiento, con estos datos y mediante integración se puede obtener los registros de las velocidades y desplazamiento respecto al tiempo (Acevedo, 2012).

### **Figura 12:**

#### ***Acelerograma***



### **Riesgo sísmico**

Riesgo sísmico se puede definir como la evaluación de las afectaciones o daños en una comunidad tanto estructurales como humanos que se producen después de un movimiento sísmico (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

**Figura 13***Riesgo sísmico Ecuador*

*Nota: (El Diario EC, 2018)*

El riesgo sísmico no es un factor aislado si no que depende de otros factores como la peligrosidad sísmica de la zona, la vulnerabilidad de la estructura, la cantidad o densidad de personas afectadas y el costo que conlleva la reparación de las pérdidas (Benito Oterino, 2013).

***Peligrosidad sísmica***

Peligrosidad sísmica es la probabilidad de que ocurra un movimiento en el suelo en una zona específica y en un periodo de tiempo determinado según el estudio que se realice (Benito Oterino, 2013). Existen características del movimiento del suelo que deben ser estudiados para determinar la peligrosidad sísmica, estos son velocidad, intensidad, aceleración y desplazamientos (Aguar, 2008).

La peligrosidad sísmica tiene la finalidad de dar a conocer valores de los parámetros antes mencionados en distintas zonas de estudio, esto permite un

adecuado diseño sismorresistente de los componentes estructurales y no estructurales de una edificación o grupo de edificaciones (Muñoz, 1989).

### ***Vulnerabilidad***

Es el grado de afectación de una estructura expuesta a un evento sísmico, la vulnerabilidad es independiente de la peligrosidad sísmica de la zona, es decir, una estructura puede ser muy vulnerable a pesar de encontrarse en lugares con baja peligrosidad (Giner & Molina, 2001).

Este parámetro permite clasificar a las estructuras de poco vulnerables a muy vulnerables, teniendo en cuenta la capacidad que tienen estas para resistir daños (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

### **Figura 14**

#### *Vulnerabilidad de estructuras*



*Nota: (Toulkeridis, Aguiar, Cruz, Chunga, & Haro, s.f.)*

### ***Movimientos sísmicos***

Son movimientos vibratorios de la superficie terrestre provocados por la liberación de energía acumulada entre las placas internas del planeta, de igual forma estos movimientos se pueden generar debido a la activación de fallas geológicas o erupciones volcánicas.

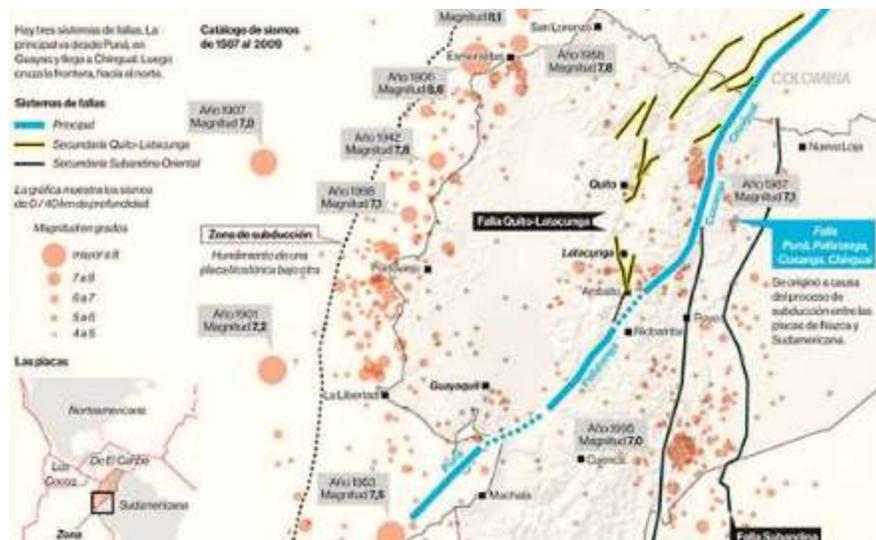
#### **Fallas Geológicas.**

Una falla geológica es una ruptura en roca que se produce en la corteza de la Tierra, de esta manera los bloques de roca se mueven y al ser superficies rugosas estos movimientos son frenados, en determinado momento la presión entre rocas se rompe y liberan una gran cantidad de energía acumulada, esto producen los movimientos sísmicos o terremotos (Red Sismológica Nacional RSN, 2014).

Ecuador posee una gran cantidad de fallas geológicas, una de ellas se origina en el borde continental y es debido a la subducción entre la placa de Nazca ubicada en el océano Pacífico y la placa Sudamericana, esta interacción de placas provoca los constantes movimientos sísmicos en el país, es importante mencionar que la intensidad de los movimientos depende de la profundidad de la fractura (El Telégrafo, 2016). Además de está existen dos grandes fallas que son la falla Quito-Latacunga en la región interandina y la falla Subandina Oriental en la región amazónica, por esta razón el Ecuador es un país con un alto peligro sísmico (El Comercio, 2014).

Figura 15

## Fallas Geológicas Ecuador



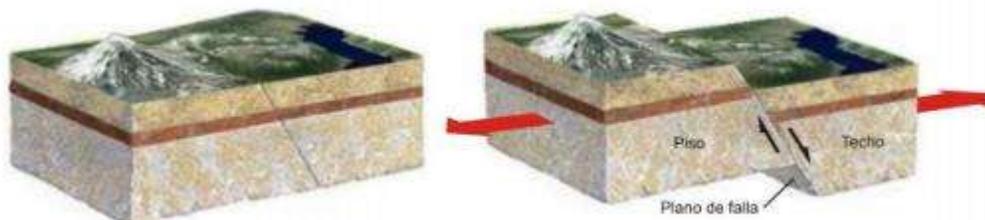
Nota: (El Comercio, 2014)

### Tipos de Fallas.

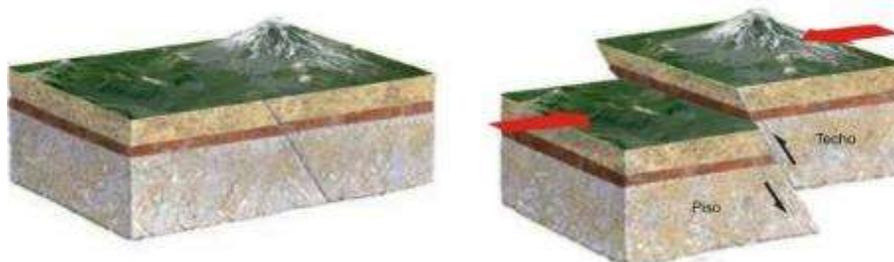
Las fallas geológicas se pueden clasificar de acuerdo al movimiento de los bloques de roca fracturada, estos bloques tomarán el nombre de bloque de techo y bloque de piso para su mejor entendimiento, las fallas pueden ser falla normal, falla inversa, falla de desplazamiento de rumbo o movimiento horizontal (Red Sismológica Nacional RSN, 2014).

#### **Falla Normal.**

Esta falla ocurre cuando el bloque de techo se desliza hacia verticalmente abajo en el plano de falla con respecto al bloque de piso, el movimiento se genera debido a una tensión horizontal o distensión como se indica en la Figura 16, según INPRES (s.f.), generalmente estas fallas tienen una inclinación con respecto a la horizontal de 60 grados.

**Figura 16***Esquema de Falla Normal**Nota: (INPRES, s.f.)***Falla Inversa.**

Se llama inversa ya que, a diferencia de la falla normal, esta se produce debido a fuerzas de compresión en los bloques de roca fracturada; el bloque de techo se mueve hacia arriba en el plano de falla respecto al bloque de piso, a consecuencia de este movimiento se presenta una elevación en el suelo (*Red Sismológica Nacional RSN, 2014*). Según *INPRES (s.f.)*, el ángulo de inclinación del plano de falla generalmente en las fallas inversas es de  $30^\circ$ , sin embargo, pueden existir algunas con inclinaciones menores a  $45^\circ$  que se las puede llamar cabalgamiento.

**Figura 17***Esquema de Falla Inversa**Nota: (INPRES, s.f.)*

### ***Falla de desplazamiento de rumbo.***

También llamada falla de cizalle o de desgarre ocurre cuando el movimiento se produce paralelo al rumbo de la superficie de falla y el desplazamiento de los bloques es horizontal (*Red Sismológica Nacional RSN, 2014*).

Según INPRES (s.f.), las fallas de desplazamiento de rumbo se clasifican de acuerdo a la dirección del movimiento de los bloques en falla lateral derecha o dextral y falla lateral izquierda o sinistral.

Un ejemplo de la falla de desplazamiento de rumbo es el sistema de fallas de San Andrés en California - Estados Unidos, los dos bloques de fallas son dos ciudades, Los Ángeles y San Francisco, por lo que cada vez que estos bloques se mueven, estas ciudades se acercan (*Red Sismológica Nacional RSN, 2014*).

### **Figura 18**

*Esquema de Falla de desplazamiento de rumbo*



*Nota: (INPRES, s.f.)*

## Capítulo III

### Marco Metodológico

#### Resumen

Este capítulo abarcará la metodología utilizada en el proyecto, iniciando por los tipos de investigación que se aplicaron, los métodos utilizados para el desarrollo del proyecto como el método de estudio de caso para la selección de la estructura analizada y el método de cascada para el análisis sísmico de la estructura y los sistemas fotovoltaicos, finalmente la descripción de las herramientas tecnológicas que se utilizaron a lo largo de la investigación, en primer lugar para realizar la búsqueda y descargar los espectros, seguido de la herramienta para escalar los espectros obtenidos y por último el software para el análisis sísmico de la estructura.

#### Tipo de investigación

El presente proyecto se enfoca principalmente en una investigación experimental ya que, a partir de un caso de estudio, las condiciones iniciales de este son modificadas por los autores de acuerdo a las necesidades del proyecto, con la finalidad de obtener varios datos cercanos a la realidad.

Por otro lado, es una investigación cuantitativa ya que los datos obtenidos provienen de un procedimiento de cálculo donde los resultados son numéricos, de esta manera se los puede comparar de manera objetiva y obtener conclusiones más precisas.

## **Metodología**

### ***Estudio de caso***

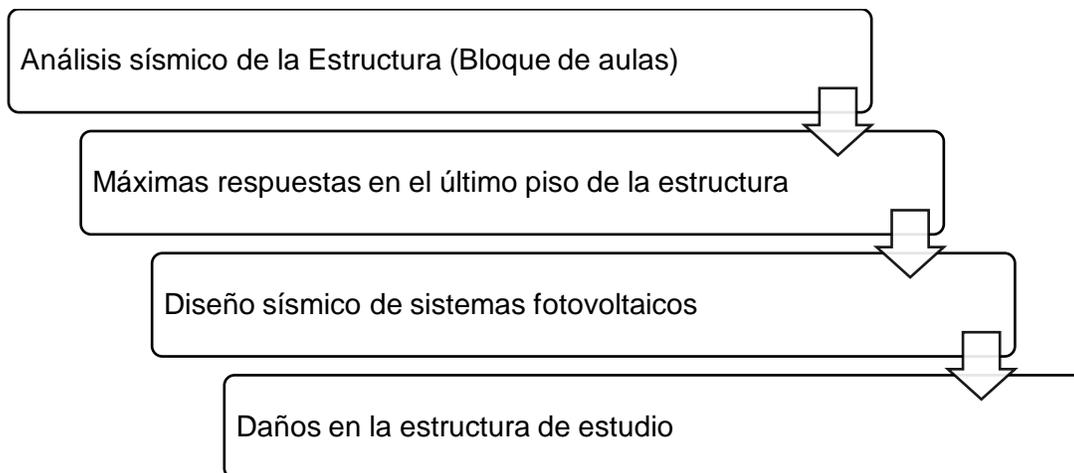
El estudio de caso es una metodología de investigación que se enfoca en el análisis detallado de un objeto en particular, donde los resultados que se obtienen dependen de las características de cada estudio por lo que son válidos únicamente para la investigación realizada, sin embargo, el procedimiento para obtener estos resultados es general por lo que podrá ser empleado en investigaciones y proyectos futuros.

Para la presente investigación se realizó un estudio de caso ya que es necesario conocer el comportamiento sísmico específico de un bloque de aulas de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE ante la presencia o instalación de un sistema fotovoltaico, permitiendo realizar un análisis más detallado y con resultados más precisos, es por esto que los resultados obtenidos son exclusivos de la estructura analizada, por lo que no podrán ser utilizados para edificaciones similares.

### ***Método de cascada***

Este método es un procedimiento secuencial que consiste en dividir en diferentes fases a un proyecto o análisis matemático, en este método los resultados de cada fase se convierten en los datos de entrada de la fase subsecuente.

El método de cascada es utilizado en esta investigación porque ofrece resultados más exactos y confiables, además de su facilidad de cálculo. A breves rasgos el proceso empleado se lo indica en la Figura 19.

**Figura 19***Método de cascada***Herramientas tecnológicas*****Herramienta para la descarga de espectros***

La herramienta para la búsqueda y descarga de espectros es importante en esta investigación ya que, para empezar con el análisis del comportamiento de la estructura ante la presencia de sistemas fotovoltaicos en su terraza, es necesario obtener espectros que se asemejen al sismo de diseño.

En la presente investigación se hizo uso de la aplicación en línea PEER Ground Motion Database © 2013 (University of California, 2010), la cual es una aplicación web interactiva que permite al usuario a partir de una gran base de datos, la búsqueda de registros reales de sismos captados en todo el mundo que se asemejen a un espectro de diseño ingresado, en este caso el espectro de diseño del caso de estudio, para esto el usuario debe ingresar aparte del sismo de diseño una serie de datos característicos como la magnitud del sismo deseada, el tipo de falla geológica que existe en la zona de estudio, la distancia de falla, la velocidad de corte del terreno, entre otros datos para

que la aplicación proceda a una búsqueda más precisa de acelerogramas y espectros de una base de datos llamada PEER-NGA.

Es importante destacar que los registros obtenidos de esta herramienta de descarga no están escalados, a pesar de que la aplicación tiene disponible una herramienta de escala, sin embargo, Universidad de California (2010), advierte que podría causar problemas con la interpretación de los datos al ser registros reales, por lo que no se los puede aplicar a la investigación inmediatamente.

### ***Herramienta para el escalamiento de espectros***

El proceso de escalamiento de un espectro se lo utiliza para reducir al máximo la diferencia existente entre el espectro compatible y el espectro de diseño, teniendo en cuenta que el espectro compatible debe situarse sobre el espectro de diseño.

Como se mencionó en el apartado anterior el programa utilizado para descargar los espectros no es recomendable para realizar este proceso, por lo que se procedió a utilizar la herramienta informática SeismoMatch © 2019 (SeismoSoft, 2019), el cual es un programa que se encarga específicamente de ajustar los acelerogramas o espectros para que coincidan con un espectro objetivo, en este caso el espectro de diseño del caso de estudio, mediante parámetros dados por el usuario como el rango de periodos, la tolerancia y factor de escala. El rango de periodos al no estar especificado dentro de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 se utilizó la norma América ASCE 7-16.

### ***Herramienta para el análisis sísmico de estructuras***

Realizar un análisis no lineal de una estructura es un proceso largo y complicado si no se lo realiza con un software especializado, ya que, para encontrar y validar algunos parámetros de esta investigación se necesita realizar cálculos repetitivos

especialmente por la necesidad de encontrar las respuestas dinámicas ante diferentes sollicitaciones sísmicas.

Existen varios programas especializados en el análisis lineal y no lineal de estructuras, una característica importante de estos programas es que permiten al usuario ingresar estructuras de cualquier tipo de material por ejemplo hormigón armado o acero, por otro lado, no hay límites en la magnitud de las estructuras, por lo que no es problema el número de pisos y las irregularidades del mismo.

La herramienta informática utilizada en esta investigación es ETABS (CSI, 2016), que permite de manera rápida e intuitiva realizar modelamientos estructurales 3D y a la vez el ingreso de diferentes espectros sísmicos y acelerogramas.

Esta herramienta permite obtener informes de los resultados del análisis, como desplazamientos, aceleraciones, velocidades y derivas en cada piso al igual que deflexiones, fuerzas y momentos en elementos, los cuales son importantes para un diseño estructural basado en fuerzas como se menciona en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

### **Conclusiones del capítulo**

De acuerdo a lo expuesto anteriormente es importante recalcar que al ser la metodología de este proyecto un estudio de caso los resultados que se obtendrán son exclusivamente para determinar el comportamiento tanto de la estructura como de los paneles solares escogidos.

Uno de los métodos más importantes en la presente investigación es el método de cascada, ya que permitirá desarrollar de una manera simplificada los análisis tanto de la estructura como del sistema fotovoltaico.

Conocer el uso de diferentes herramientas tecnológicas y su buen manejo facilitará varios procesos a lo largo del desarrollo del proyecto como la búsqueda y escalamiento de los registros sísmicos y el análisis sísmico de la estructura del caso de estudio.

Las herramientas tecnológicas mencionadas anteriormente son muy amigables con el usuario por lo que aprender a usarlas resulta un proceso rápido y sencillo, sin embargo, se debe tener en cuenta que es necesario tener cierto nivel de conocimiento en el tema de sismos y estructuras para su correcto uso.

## Capítulo IV

### Evaluación y Análisis Sísmico de la estructura de hormigón armado del Caso de Estudio

#### Resumen

El propósito de este capítulo es dar a conocer la estructura en la que serán ubicados los paneles solares, y de forma consecuente hallar las respuestas de piso, es decir los máximos desplazamientos y aceleraciones, para esto se decidió aplicar un análisis dinámico tiempo historia no lineal, ya que este permite la obtención de respuestas más cercanas a la realidad al añadir las propiedades inelásticas de los materiales. Previo al análisis se detalla el proceso de selección y escalamiento de los diferentes acelerogramas a los que será sometida la estructura mediante el uso de programas computacionales como PEER Ground Motion Database (University of California, 2010) y SeismoMatch (SeismoSoft, 2019).

Adicionalmente se realiza una evaluación estructural del edificio, ya que al ser una edificación antigua es necesario determinar si su comportamiento ante movimientos sísmicos cumple con la normativa vigente del país, para esto se realiza un análisis dinámico modal espectral de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para verificar si cumplen con los límites establecidos de derivas, y secciones mínimas para un buen comportamiento estructural.

## Caso de estudio: Bloque A de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE

### *Ubicación*

El Bloque de aulas A es una estructura de hormigón armado ubicada en la provincia de Pichincha, en el cantón Rumiñahui, específicamente en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE campus Sangolquí, Ecuador.

### **Figura 20**

*Ubicación de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*



*Nota:* (Google Maps, 2021)

### *Descripción*

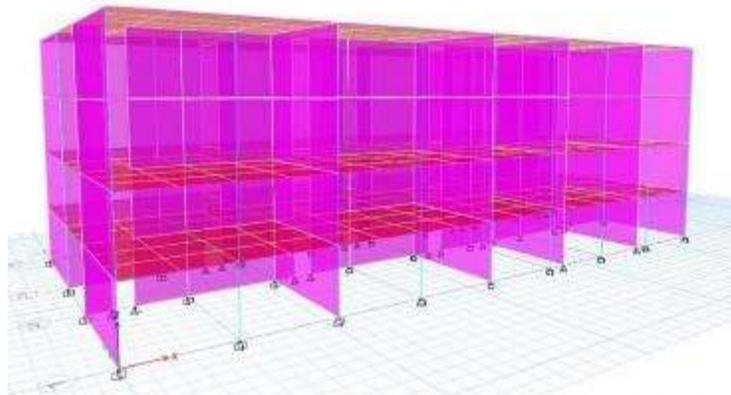
La estructura a analizar en el presente proyecto es uno de los bloques de aulas de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, específicamente el bloque A, se escogió esta edificación ya que posee una terraza plana con una superficie subutilizada, espacio donde se podrán colocar los sistemas fotovoltaicos. Por otro lado, al ser una edificación de ocupación especial, es decir, un centro educativo, su consumo eléctrico

es muy elevado por lo que el uso de una energía renovable podría contribuir a la reducción en la contaminación del medio ambiente.

En el apartado de Evaluación sísmica se detallará de manera técnica las características físicas y mecánicas de la estructura.

### **Figura 21**

*Modelo de la estructura de estudio*



*Nota: Modelamiento en (CSI, 2016)*

### **Figura 22**

*Bloque de aulas A Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE – Vista frontal*



*Nota: (Google Maps, 2020)*

**Figura 23**

*Bloque de aulas A Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE – Vista lateral*



*Nota:* (Google Maps, 2018)

**Evaluación sísmica de la estructura**

Previo a la implementación de paneles solares en el bloque de aulas A cuya construcción data alrededor de los años 1983 – 1989 (Bravo, 2014), se debe realizar una evaluación sísmica de la estructura, ya que al ser una edificación antigua se presume que fue diseñada con los códigos de la época, es decir el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-77, en el cual todavía no se incluían los capítulos de riesgo y diseño sísmico, estos capítulos apenas fueron incluidos a partir del año 2000, por lo que es importante verificar el estado actual del edificio y evaluar si cumple con los parámetros sísmicos especificados en la normativa vigente del país NEC-15.

Para la presente evaluación se tomará en cuenta la normativa vigente, específicamente la sección de Riesgo Sísmico NEC-SE-RE, el método de análisis permitido por esta norma es cualquier método lineal o no lineal tomando en cuenta que

los procedimientos lineales son más conservadores y pueden reflejar resultados no tan exactos como los métodos de análisis no lineales.

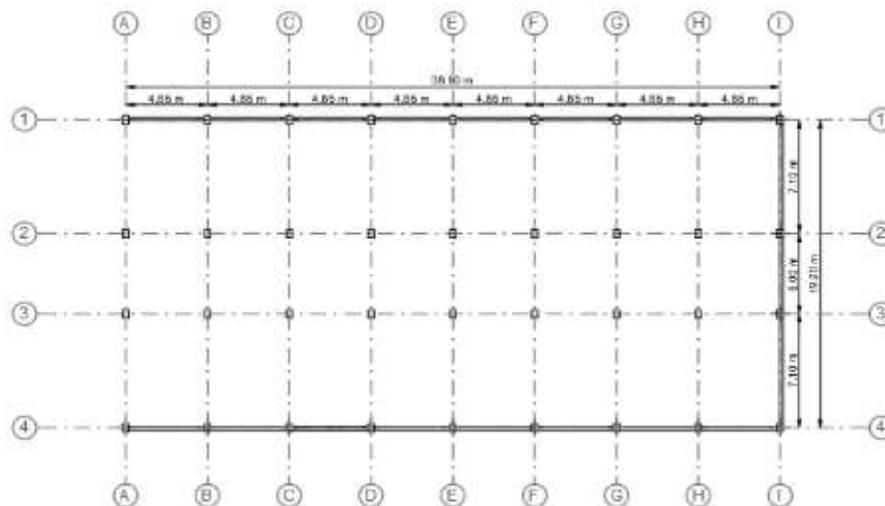
Una de las limitaciones existentes en la investigación es la falta de información acerca de la armadura de refuerzo utilizada en cada elemento estructural por lo que no se podrá hacer un análisis a detalle del porcentaje de cuantía existente, como consecuencia no se podrá controlar los límites máximos y mínimos establecidos en la normativa NEC-15.

### ***Características y modelamiento de la estructura***

Como se menciona con anterioridad la estructura corresponde a un bloque de aulas de 4 pisos con una altura de 13.6 m, presentando regularidad tanto en planta como en elevación, geométricamente es un edificio de forma rectangular, en el sentido Y cuenta con 3 vanos, los dos vanos externos tienen una longitud de 7.10 m y el vano central de longitud 5.00 m, mientras que en sentido X presenta 8 vanos iguales de 4.85m.

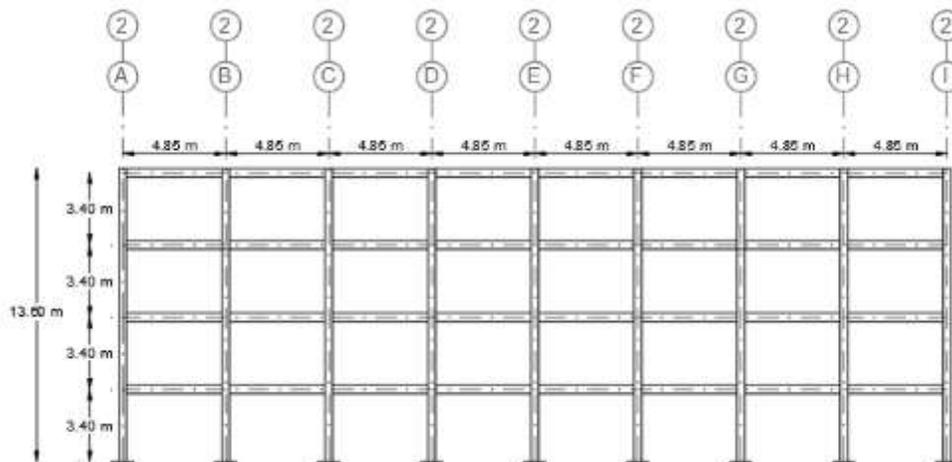
**Figura 24**

*Vista en planta de la estructura*



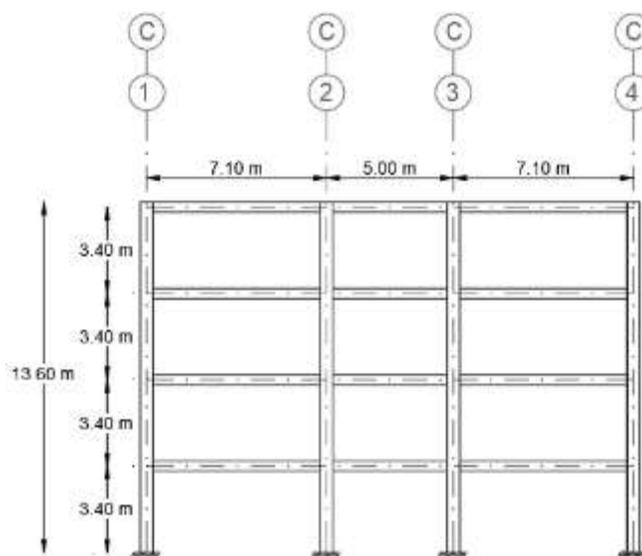
**Figura 25**

*Pórtico del eje 2*



**Figura 26**

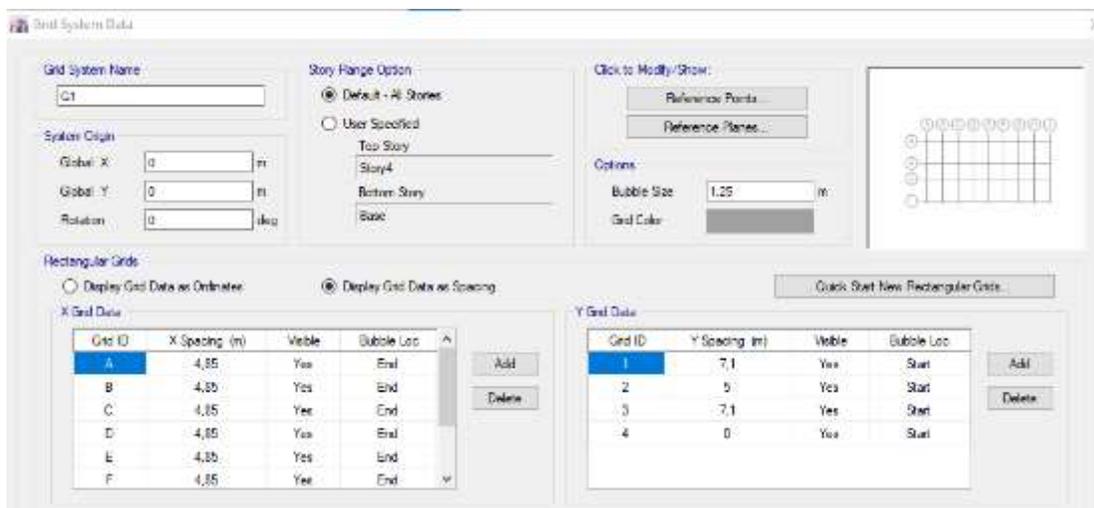
*Pórtico del eje C*



Con la geometría detallada se procede a modelar en el programa ETABS (CSI, 2016) en donde se generan los ejes correspondientes tanto en planta como en elevación.

Figura 27

## Generación de ejes



Nota: ETABS (CSI, 2016)

El edificio cuenta con un sistema estructural aporticado de hormigón armado con losas alivianadas y mampostería de bloque cuyas propiedades físicas y mecánicas son detalladas a continuación.

Tabla 1

## Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia de los materiales	Valor
Resistencia a la compresión del hormigón $f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	280
Resistencia a la fluencia del acero $F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Resistencia a la compresión de la mampostería $f'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	24

Nota: (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

**Tabla 2***Propiedades físicas de la estructura*

Elemento	Dimensiones		
	Altura (cm)	Base (cm)	Espesor (cm)
Columnas	50	35	-
Vigas	40	30	-
	60	30	-
Losa	-	-	30
Mampostería	-	-	15

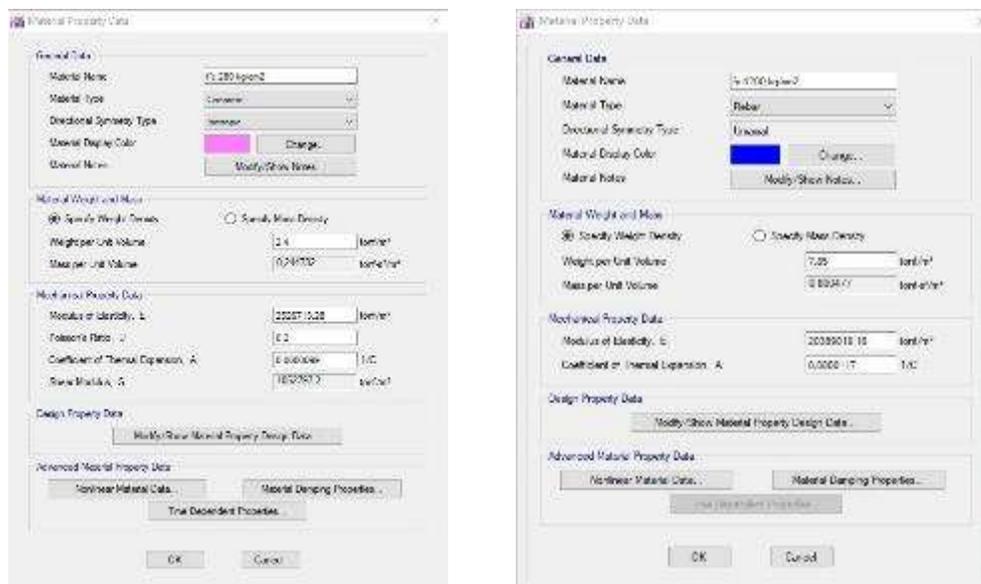
*Nota:* (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, capítulo NEC-SE-RE, sección 4.7, establece que para un procedimiento de análisis dinámico lineal cuyo levantamiento de información este limitado se permite afectar las propiedades mecánicas del edificio mediante un factor de incertidumbre  $k$  menor o igual que 0.75, en caso de optar por un análisis dinámico no lineal la norma específica que los valores a utilizar deben ser obtenidos únicamente mediante ensayos de campo especificados en la norma ASCE 41.

El ingreso de las propiedades mecánicas al software ETABS (CSI, 2016), se lo realizó de acuerdo a la Tabla 1 ya que al ser datos obtenidos mediante ensayos de campo en investigaciones anteriores no es necesario que sean afectadas por el factor  $k$ .

Figura 28

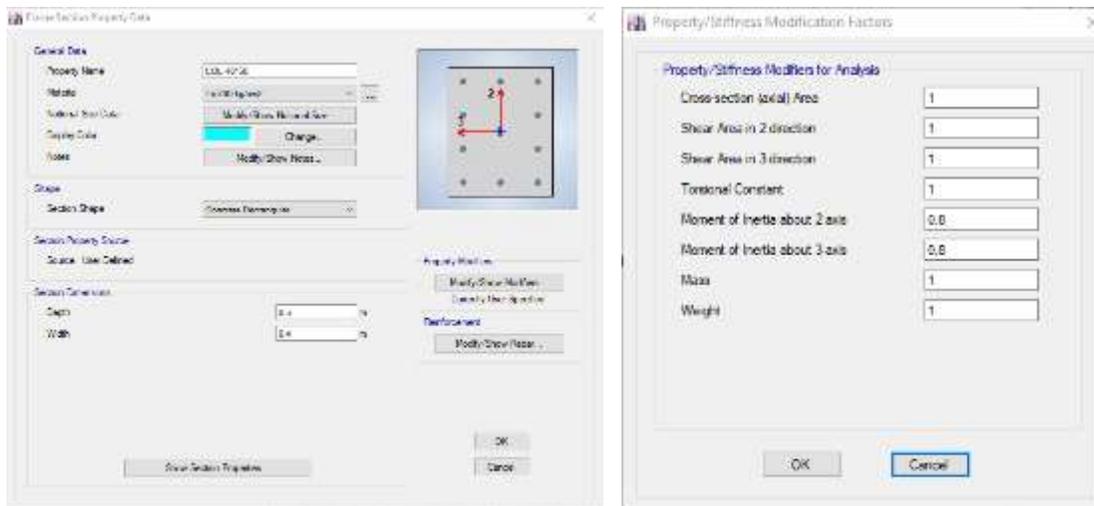
*Ingreso de propiedades mecánicas de los materiales*



*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

En cuanto al ingreso de las propiedades físicas de la estructura, es decir, columnas, vigas, losa y mampostería la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), especifica que para el proceso de modelado en software se debe utilizar inercias agrietadas, ya que los valores de la rigidez y derivas de piso del edificio dependen de estos, para el presente estudio se tomó los valores que indica la normativa mencionada, para vigas  $0.5 I_g$  y para columnas  $0.8 I_g$ .

Figura 29

*Ingreso de secciones*

Nota: ETABS (CSI, 2016)

**Cargas asociadas a la estructura****Carga Muerta.**

Es el peso que se mantiene fijo en la estructura es decir el peso propio del edificio el cual es calculado de forma automática por el programa computacional, adicionalmente se añade una sobrecarga generada por materiales extras que no se especifican en el modelo, en este caso se añadió el peso por acabados de  $250 \text{ kg/m}^2$ .

**Carga Viva.**

Es el peso ocasional al que está sometida una estructura cuyo valor es tomado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y depende del uso que se le dé al edificio, para el presente caso de estudio se tomó  $2 \text{ kN/m}^2$  ( $200 \text{ kg/m}^2$ ) correspondiente a edificios destinados a aulas y  $4 \text{ kN/m}^2$  ( $400 \text{ kg/m}^2$ ) para las áreas destinadas al paso de gente es decir corredores

### **Combinaciones de Carga**

Las combinaciones de carga utilizadas en la evaluación estructural son diferentes a las que se utiliza para el diseño sísmico, según la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 son las siguientes.

$$1.1(D + 0.25L) + E$$

$$0.9(D + 0.25L) + E$$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga Viva

E: Componente del sismo

La combinación con el efecto más desfavorable es la que será utilizada en la evaluación estructural.

### **Sismo de diseño**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, para realizar una evaluación estructural se puede someter a la estructura a sismos con diferentes periodos de retorno específicamente para determinar el nivel de amenaza sísmica del edificio, así como también para poder determinar los objetivos de rehabilitación estructural, en la presente investigación la edificación solo será evaluada ante el sismo de diseño es decir para un periodo de retorno de 475 años.

El espectro de diseño se lo calculó de acuerdo a las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), en el capítulo de diseño sísmico NEC-

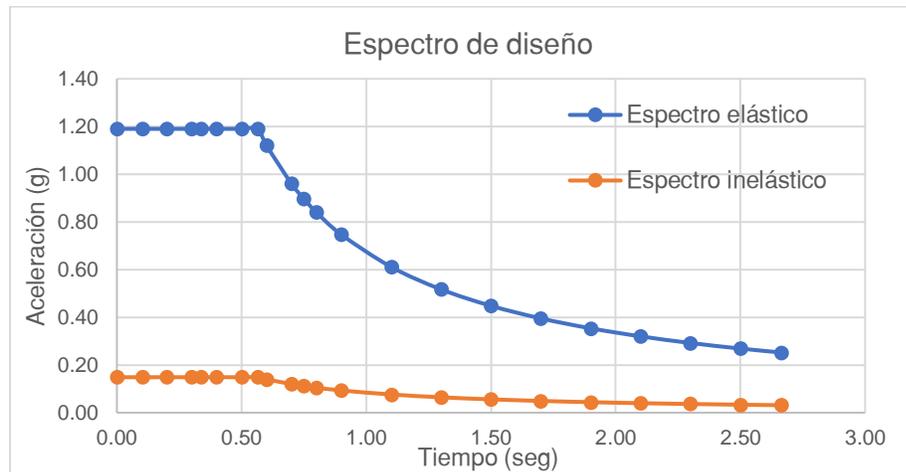
SE-DS, donde indica que los datos necesarios para su cálculo son los detallados en la siguiente tabla.

**Tabla 3**

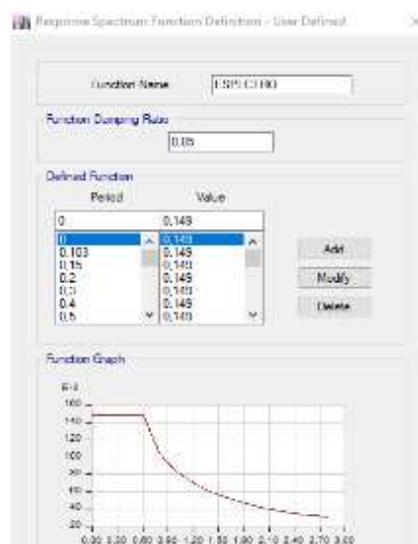
*Datos para el cálculo del espectro de diseño*

<b>Parámetro</b>	<b>Variable</b>	<b>Valor</b>
Factor de reducción de respuesta	<b>R</b>	8.00
Factor de aceleración de la zona sísmica	<b>Z</b>	0.40
Relación de amplificación espectral	<b>N</b>	2.48
Tipo de Suelo		C
Factor de sitio Fa	<b>Fa</b>	1.20
Factor de sitio Fd	<b>Fd</b>	1.11
Factor de comportamiento inelástico suelo	<b>Fs</b>	1.11
Aceleración de la gravedad (m/s <sup>2</sup> )	<b>G</b>	9.81
Periodo Límite en T=To (seg)	<b>To</b>	0.103
Periodo Límite en T=Tc (seg)	<b>Tc</b>	0.565
Periodo Límite en T=TL (seg)	<b>TL</b>	2.664
Aceleración en T=0 (g)	<b>Sa</b>	0.480
Aceleración en T=To (g)	<b>Sa<sub>o</sub></b>	1.190

Con estos datos se procedió al cálculo del sismo de diseño de la estructura, en la Figura 30 se presenta el espectro elástico e inelástico de diseño.

**Figura 30***Espectro de diseño*

Una vez realizado el espectro de diseño lo cargamos al modelo computacional mediante la opción "Define Functions" la cual nos permite calcular un espectro de forma automática por el programa o ingresar un espectro ya definido desde un archivo externo.

**Figura 31***Definición del espectro de diseño*

*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

### **Análisis de resultados**

Con los datos detallados anteriormente y realizado el modelado estructural en el software ETABS (CSI, 2016), se verificó que los valores de derivas, secciones y modos de vibrar de la estructura estén acordes a lo que especifica la norma NEC-SE-DS de diseño sísmico.

#### **Periodo fundamental de la estructura.**

La estructura al ser antigua se presume fue diseñada mediante el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-77) por lo que se realizó el cálculo del periodo fundamental según este código.

$$T = \frac{0.10h_n}{\sqrt{D}} \quad (1)$$

Donde:

$h_n$ : Altura total del edificio de n pisos.

D: Dimensión de la estructura, en metros, en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

**Tabla 4**

*Periodo fundamental según CEC 77*

<b>Datos</b>	<b>Valor</b>
$h_n$ (m)	13.60
$D$ (m)	19.20
<b>T (seg)</b>	0.3103

El periodo fundamental del edificio de estudio obtenido mediante el modelamiento en software se presenta en la siguiente figura.

**Figura 32**

*Periodos de la estructura*

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0,338
Modal	2	0,333
Modal	3	0,312

Como se observa en la figura 32 el valor del periodo fundamental de la estructura obtenido del modelamiento en software es 0.338 segundos, por otro lado el periodo calculado con la fórmula empírica del código CEC-77 con el que fue diseñado el edificio reporta un valor de 0.310 segundos, siendo este muy cercano al periodo reportado en el modelamiento en software, así mismo, dicho valor se asemeja al obtenido mediante instrumentación en campo según Arcentales Naranjo & Yépez Proaño (2020), el cual es de 0.341 segundos.

#### **Modos de vibrar de la estructura.**

Una estructura al estar sometida a fuerzas dinámicas posee diferentes formas de vibrar que ante un evento sísmico pueden causar daño a la edificación, por lo que es importante verificar que la estructura tenga un buen comportamiento modal.

La Norma Ecuatoria de la Construcción (2015), especifica que una estructura con un buen comportamiento modal es aquella cuyos dos primeros modos de vibrar presentan una participación modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las dos direcciones horizontales principales, es decir, que presenten

translación ya sea en el eje X o Y, mientras que para el tercer modo de vibrar se permite que la estructura presente rotación alrededor del eje Z.

**Tabla 5**

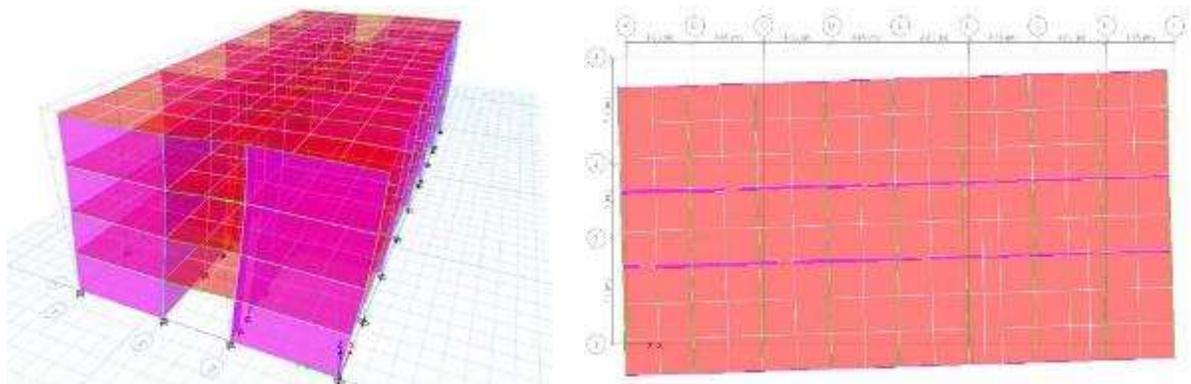
*Porcentaje de participación modal*

<b>Modo</b>	<b>X (%)</b>	<b>Y (%)</b>	<b>Z (%)</b>
1	4.29	89.26	5.55
2	95.00	3.17	1.61
3	0.71	7.57	79.24

Como se observa en la Tabla 5 la estructura analizada tiene un buen comportamiento modal, presentando en el primer modo translación en el eje Y, en el segundo modo translación en el eje X y en su tercer modo de vibrar presenta rotación alrededor del eje Z.

**Figura 33**

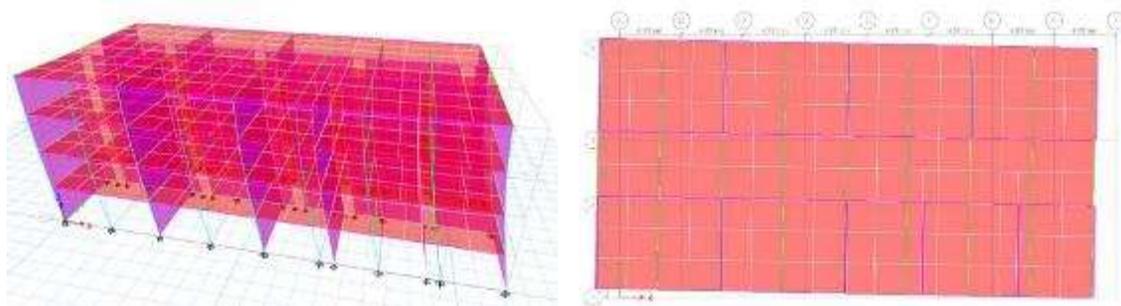
*Primer modo de vibrar, translación eje Y*



*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

**Figura 34**

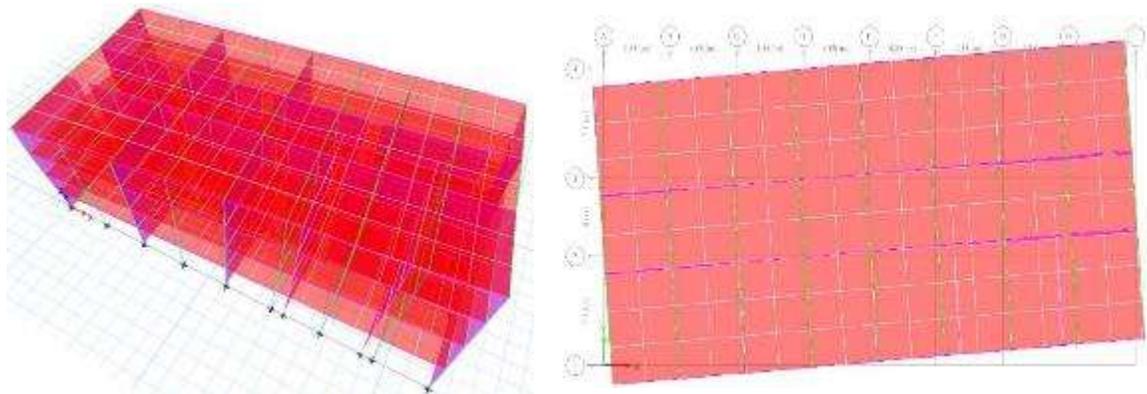
*Segundo modo de vibrar, traslación eje X*



*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

**Figura 35**

*Tercer modo de vibrar, rotación eje Z*



*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

### **Control de derivas de piso.**

Los valores máximos de las derivas de piso especificadas por la NEC-15 se presentan en la Tabla 6, de igual forma la norma establece una forma de cálculo para la deriva inelástica a partir del máximo desplazamiento lateral del edificio con la ecuación siguiente.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (2)$$

**Tabla 6***Derivas máximas*

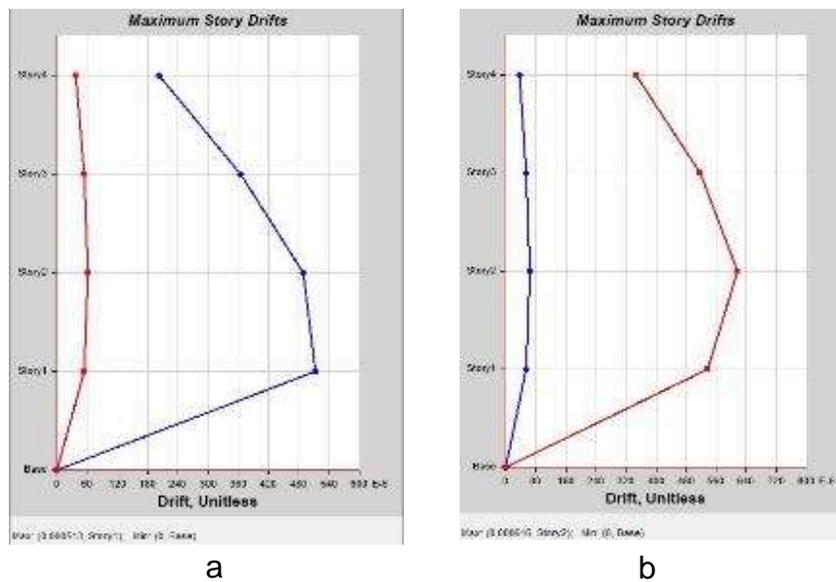
Estructuras de:	$\Delta_M$ <i>Máxima</i>
Hormigón Armado, estructuras de acero y madera	0.02
Mampostería	0.01

*Nota:* (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

El software de diseño ETABS nos reporta las derivas de piso  $\Delta_E$  cómo se muestran en la Figura 36, con estos valores se procede a calcular la deriva inelástica con la ecuación ( 2) tanto para el sentido X como Y, verificando que se cumpla la expresión  $\Delta_M < \Delta_M$  *máxima*.

**Figura 36**

*Deriva de piso. a) Sentido X. b) Sentido Y*



*Nota:* (CSI, 2016)

**Tabla 7***Control de derivas*

Deriva elástica $\Delta_E$		Deriva inelástica $\Delta_M$		$\Delta_M < \Delta_M^{m\acute{a}xima}$ .	
X	Y	X	Y	X	Y
0.000513	0.000616	0.00308	0.0037	Ok	Ok

Como se observa en la Tabla 7 los valores de la deriva de piso del modelo no supera los valores máximos que establece la norma por lo que la estructura tiene un buen comportamiento ante fuerzas laterales ocasionadas por los sismos.

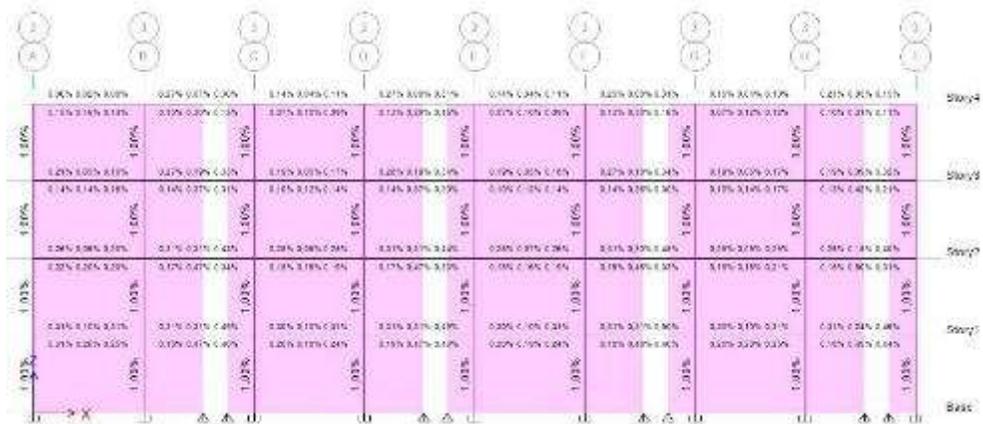
#### **Control de secciones de vigas y columnas.**

Una de las facilidades que ofrece el programa ETABS es el de realizar una comprobación de las secciones de hormigón mediante la opción “Concrete Frame Design”, en el modelo del edificio se realizó esta evaluación rápida para comprobar si sus secciones de diseño cumplen con las demandas de evaluación ingresadas con anterioridad.

En esta sección se comprobó el porcentaje de cuantía y la relación columna fuerte viga débil, parámetros que reporta el programa, cabe mencionar que para un análisis más profundo estos cálculos se los debería realizar de forma manual revisando si la cuantía de cada elemento cumple con la mínima y máxima establecida en la norma, sin embargo, como se menciona anteriormente esta investigación no cuenta con la información suficiente sobre la armadura de cada elemento estructural.

**Figura 37**

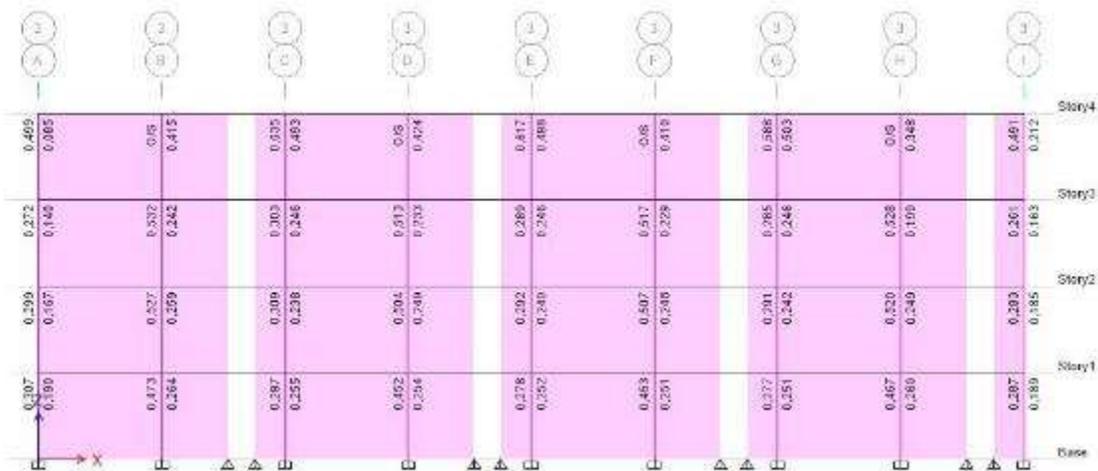
*Chequeo del porcentaje de cuantía*



*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

**Figura 38**

*Chequeo columna fuerte - viga débil*



*Nota: ETABS (CSI, 2016)*

### **Análisis Tiempo Historia No Lineal**

Se realizará un análisis dinámico tiempo historia no lineal que consiste en encontrar las respuestas de una estructura en diferentes periodos de tiempo, para esto es necesario utilizar acelerogramas.

Según la normativa ASCE/SEI 7-16, capítulo 16, para realizar un análisis tiempo historia no lineal es necesario al menos 11 registros compatibles, para esto se encontrarán registros que tengan características similares al espectro de diseño de la estructura.

#### ***Espectros compatibles***

En este caso de estudio se seleccionaron 12 registros compatibles con el espectro de diseño. La herramienta que se utilizó para obtener estos espectros es PEER Ground Motion Database © (University of California, 2010), en la cual es necesario ingresar el espectro de diseño de la estructura, además de algunos de los siguientes datos para que realice una búsqueda de registros reales captados en distintas partes del mundo.

Figura 39

Interfaz de la herramienta de búsqueda

The screenshot shows the search interface of the PEER Ground Motion Database. At the top, there are two buttons: "Load Sample Input Values" and "Clear Input Values". Below these are three main sections:

- Search:** Contains a blue header with a "Search" button. Below it is a note: "These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated." This section includes:
  - Record Characteristics:** Fields for "RSN(s)" (with a hint "RSN1,...RSNn"), "Event Name", and "Station Name".
  - Search Parameters:** Fields for "Fault Type" (dropdown), "Magnitude" (with "min,max" label), "R\_JB(km)" (with "min,max" label), "R\_rup(km)" (with "min,max" label), "Vs30(m/s)" (with "min,max" label), "D5-95(sec)" (with "min,max" label), and "Pulse" (dropdown with "Any Record" selected).
  - Additional Characteristics:** Fields for "Max No. Records" (with a hint "<=100") and "Initial ScaleFactor" (with "min,max" label).
- Suite:** Contains three dropdown menus: "Spectral Ordinate" (set to "SRSS"), "Damping Ratio" (set to "5%"), and "Suite Average" (set to "Arithmetic").
- Scaling:** Contains one dropdown menu: "Scaling Method" (set to "No Scaling").

Nota: (University of California, 2010)

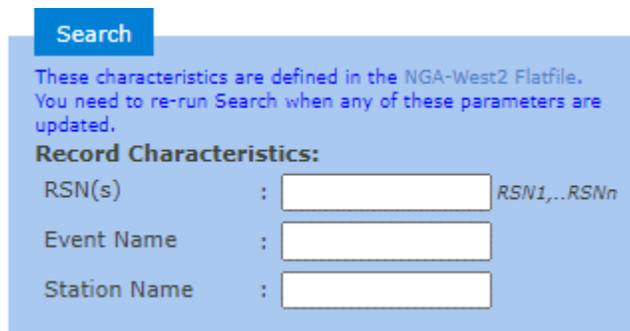
En la Figura 39 se muestra la interfaz de búsqueda de la herramienta PEER Ground Motion Database © (University of California, 2010), donde se puede observar varios campos, como se explicará a continuación no es necesario que todos se ingresen para realizar la búsqueda y emparejamiento de espectros.

En primer lugar, está la sección llamada Características del Registro, esta se llenará únicamente si el usuario requiere encontrar los registros de un evento en

particular, para esto es necesario conocer datos específicos como el nombre del evento y el nombre de la estación con el que fue captado.

#### Figura 40

##### *Características del registro - Herramienta de búsqueda*



The image shows a search tool interface with a blue header containing a 'Search' button. Below the button, there is a text box with the following text: 'These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.' Underneath this text, the section is titled 'Record Characteristics:' and contains three input fields: 'RSN(s) :  RSN1,..RSNn', 'Event Name : ', and 'Station Name : '. The input fields are white with a thin border.

*Nota:* (University of California, 2010)

La segunda sección llamada Parámetros de búsqueda es la que se utilizó en este proyecto, los datos que es necesario ingresar son los siguientes.

- Tipo de falla geológica en la zona de estudio, según Ballesteros Salazar & Caizaguano Montero (2020), Sangolquí se encuentra sobre una parte de la falla de Quito que es una falla de tipo inversa, por esta razón en la búsqueda se colocó la opción “Inversa/Oblicua”.
- Magnitud del sismo, se ingresa en un formato de rango separado por comas, en este caso se colocó un valor mínimo de 4.10 y un máximo de 6.40 tomando como referencia el estudio realizado por Quinde Martinez & Reinoso Angulo (2016).
- Velocidad media de la onda de corte en los 30 metros superiores del estrato de suelo Vs30, este parámetro está indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), en el capítulo de Diseño sismo

resistente NEC-SE-DS, en la tabla clasificación del suelo, en este caso al tener suelo tipo C en la zona de estudio la velocidad se colocó en un rango de 360 a 760 m/s.

### Figura 41

#### *Criterios para clasificar suelos según NEC*

Tipo de perfil	$V_s$	$N$ o $N_{ch}$	$S_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa

*Nota:* (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

- Pulso, este parámetro tiene tres opciones que son: cualquier registro, solo registros similares al pulso y registros diferentes al pulso, en este caso se escogió la opción de cualquier tipo de registro.

Existen parámetros que en este caso no se ingresaron que son el rango de distancia Joyner Boore ( $R_{jb}$ ) y el rango de distancia más cercana al plano de ruptura ( $R_{rup}$ ), ya que son valores que se los obtiene a partir de las estaciones sísmicas que captan el evento, por esta razón al tener un espectro de diseño teórico usado para el emparejamiento no se consideran estos valores para su elaboración.

El rango de la duración significativa del sismo D5-95 hace referencia al tiempo que transcurre hasta que el sismo libera el 90% de su energía, según un estudio realizado por Zalamea Vanhaecke (2017), se determinó el parámetro D5-95 en distintas zonas del Ecuador, como se indica en la Figura 42, sin embargo, para la zona de

estudio no existen datos sobre este valor, por lo que se decidió dejar este parámetro en blanco.

## Figura 42

*Parámetros de movimiento de terreno D5-95 en el Ecuador*

Zona	D5-95 (sg)	Tm (sg)
BAHIA - SMT2	50.17	1.22
TALARA - SMT3	46.21	1.16
SUB-BAHIA	34.32	0.89
SUB-VOLCANIC ARC	19.78	0.79
PUYO	12.00	0.68
LORETO	24.33	0.81
MORONA	1.88	0.54
LOJA	19.93	0.76
Zona 5C	16.26	0.74
Zona 8C	15.38	0.73
Zona 9C	9.36	0.64
Zona 10C	5.40	0.59
Zona 14C	1.88	0.53
Zona 17C	11.86	0.68
Zona 19C	8.63	0.63

*Nota:* (Zalamea Vanhaecke, 2017)

## Figura 43

*Parámetros de búsqueda - Herramienta de búsqueda*

**Search Parameters:**

Fault Type :

Magnitude :

*min,max*

R\_IB(km) :

*min,max*

R\_rup(km) :

*min,max*

Vs30(m/s) :

*min,max*

D5-95(sec) :

*min,max*

Pulse :

*Nota:* (University of California, 2010)

Para complementar la búsqueda se precisa indicar algunas características adicionales como el número de registros que se desea buscar, la base de datos PEER arroja varios resultados del mismo registro, pero medidos desde una estación diferente por lo que se decidió buscar 100 registros para poder escoger 12 de diferentes eventos, detallados en la Tabla 8.

#### Figura 44

##### *Características Adicionales - Herramienta de búsqueda*

**Additional Characteristics:**  
 Max No. Records :   
 (<=100)  
 Initial ScaleFactor :   
 min,max

*Nota:* (University of California, 2010)

#### Tabla 8

##### *Registros compatibles*

Evento Sísmico	Estación	Ubicación	Año	Magnitud	Tipo de Falla	Factor escala
Lytle Creek	Castaic - Old	California	1970	5.33	Inversa	1.00
	Ridge Route	EEUU				
Friuli, Italy-03	Forgaria	Italia	1976	5.50	Inversa	1.00
	Cornino					
Friuli, Italy-02	Forgaria	Italia	1976	5.91	Inversa	1.00
	Cornino					

<b>Evento Sísmico</b>	<b>Estación</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Año</b>	<b>Magnitud</b>	<b>Tipo de Falla</b>	<b>Factor escala</b>
Santa Barbara	Cachuma Dam Toe	California EEUU	1978	5.92	Inversa	1.00
Coalinga-01	Parkfield - Cholame 2E	California EEUU	1983	6.36	Inversa	1.00
Coalinga-02	ALP (temp)	California EEUU	1983	5.09	Inversa	1.00
Coalinga-04	Anticline Ridge Free- Field	California EEUU	1983	5.18	Inversa	1.00
Coalinga-05	Oil City	California EEUU	1983	5.77	Inversa	1.00
Coalinga-06	Sulphur Baths (temp)	California EEUU	1983	4.89	Inversa	1.00
Coalinga-07	Sulphur Baths (temp)	California EEUU	1983	5.21	Inversa	1.00
N. Palm Springs	Anza - Red Mountain	California EEUU	1986	6.06	Inversa	1.00
Whittier Narrows- 01	Alhambra - Fremont School	California EEUU	1987	5.99	Inversa	1.00

### ***Espectros escalados***

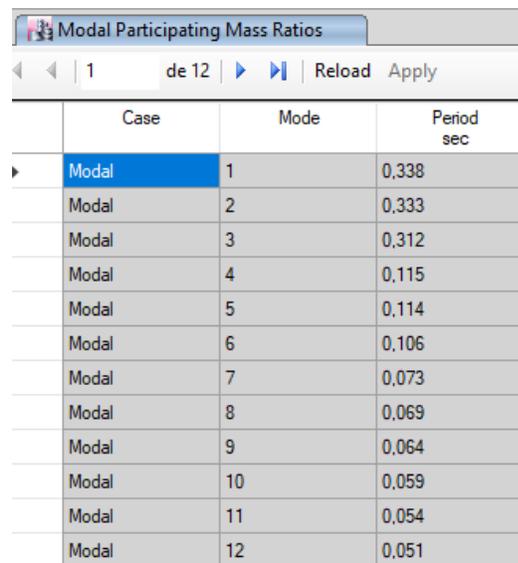
Los espectros obtenidos de la base de datos PEER (University of California, 2010) son compatibles con las características que se ingresó en la búsqueda y el

espectro de diseño de la estructura, sin embargo, al ser registros reales las intensidades sísmicas tienen mucha diferencia respecto al espectro deseado, por esta razón es necesario realizar un escalamiento de todos los registros y modificar sus amplitudes.

El ASCE 7-16, capítulo 16 sugiere que para realizar un escalamiento de sismos se lo realice dentro de un rango de periodos, donde el límite inferior será el 20% del menor periodo entre los obtenidos en las dos direcciones ortogonales  $0.2T_{lower}$  y el límite superior será 2 veces el mayor periodo entre los obtenidos en las dos direcciones ortogonales  $2T_{upper}$ . En este rango las aceleraciones del espectro emparejado deben ser mayores o iguales a las del espectro de diseño.

#### Figura 45

*Periodos de la estructura de estudio*



Case	Mode	Period sec
Modal	1	0,338
Modal	2	0,333
Modal	3	0,312
Modal	4	0,115
Modal	5	0,114
Modal	6	0,106
Modal	7	0,073
Modal	8	0,069
Modal	9	0,064
Modal	10	0,059
Modal	11	0,054
Modal	12	0,051

*Nota:* (CSI, 2016)

Con los resultados mostrados se calcula el rango de periodo necesario para escalar los sismos.

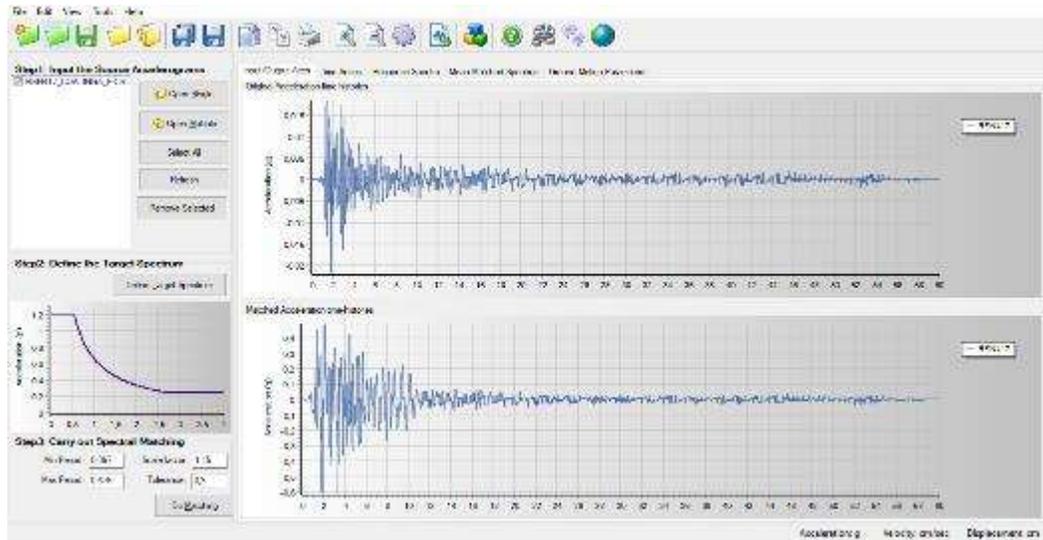
**Tabla 9***Rango de periodos para escalado*

<b>Datos</b>	<b>Valor</b>
<b><math>T_{upper}</math></b>	0.338 seg.
<b><math>T_{lower}</math></b>	0.333 seg.
<b><math>0.2T_{lower}</math></b>	0.067 seg.
<b><math>2.0T_{upper}</math></b>	0.676 seg.

Para el proceso de escalado se hizo uso del software SeismoMatch (SeismoSoft, 2019), en la Figura 46 se muestra la interfaz de la herramienta con el proceso de escalado realizado para el evento sísmico “Coalinga - 04”, para esto es necesario ingresar el acelerograma de dicho evento y el espectro de diseño de la estructura, adicional el rango de periodo calculado anteriormente y el factor de escala, es importante recalcar que este factor debe ser el mismo para las dos direcciones horizontales ortogonales del evento.

**Figura 46**

*Interfaz de la herramienta de escalado*

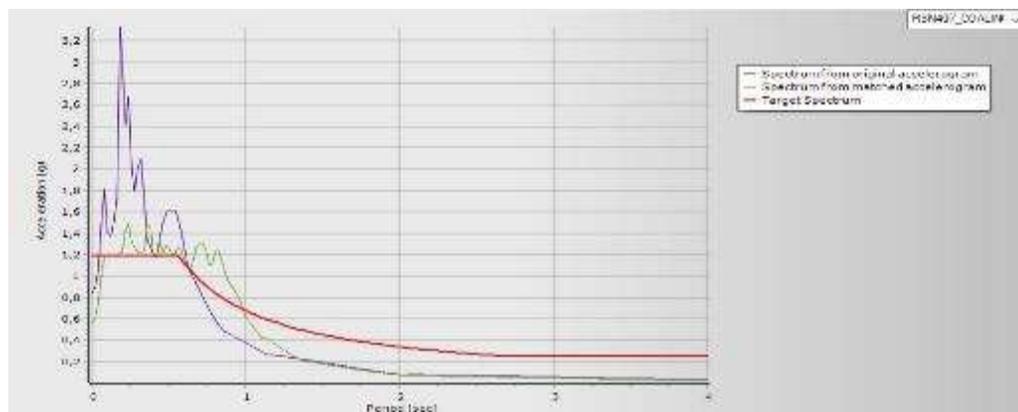


*Nota:* (SeismoSoft, 2019)

Una vez que se selecciona la opción “Do Matching” el programa reporta el espectro escalado, es necesario comprobar que dicho espectro es mayor o igual que el espectro de diseño en el rango de periodo indicado.

**Figura 47**

*Espectro escalado – Coalinga-06*

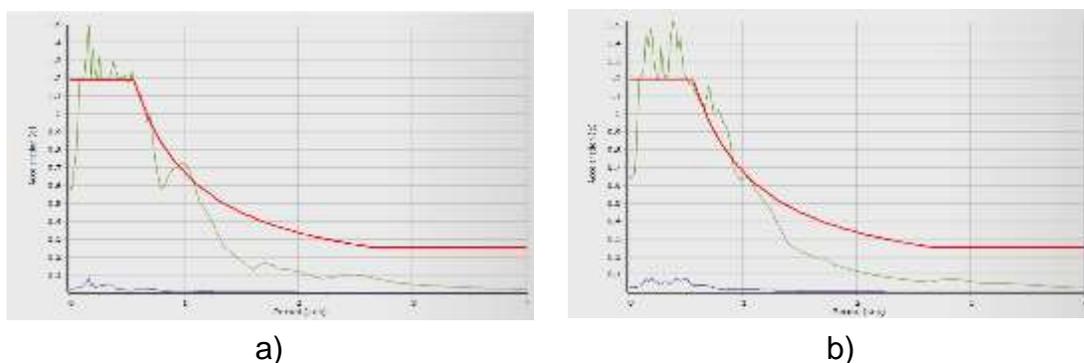


*Nota:* (SeismoSoft, 2019)

A continuación, se presenta un resumen de los 12 espectros escalados en las dos direcciones horizontales ortogonales. El espectro de diseño es representado por una línea color rojo, el espectro que se desea escalar es de color morado y el espectro escalado es el representado por el color verde.

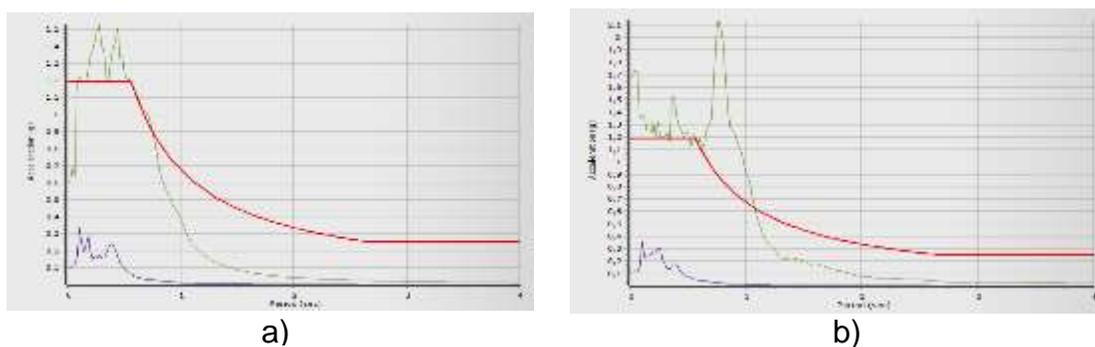
**Figura 48**

Espectros escalados – evento Lytle Creek. a) Sentido Horizontal X. b) Sentido Horizontal Y.



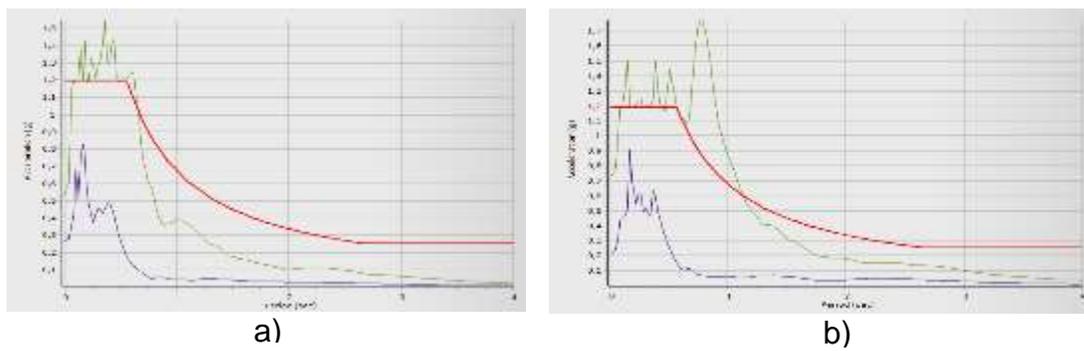
**Figura 49**

Espectros escalados - evento Friuli, Italy - 03. a) Sentido Horizontal X. b) Sentido Horizontal Y.

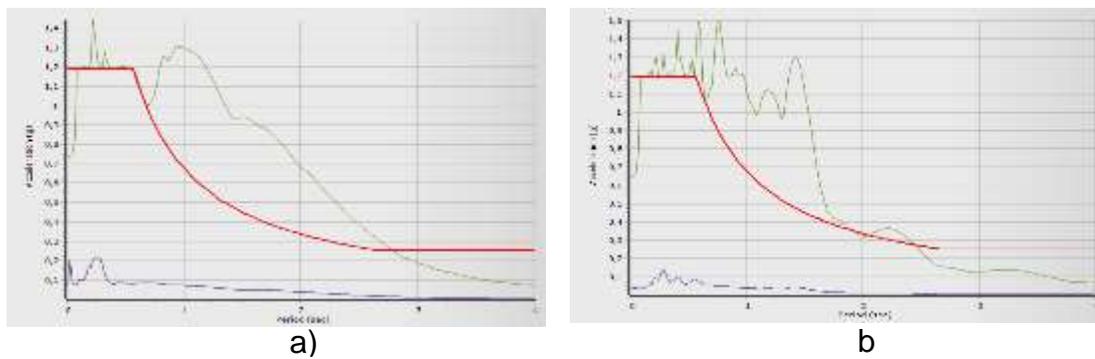


**Figura 50**

*Espectros escalados - evento Friuli, Italy - 02. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*

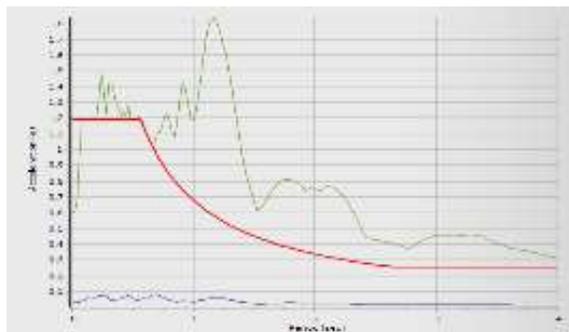
**Figura 51**

*Espectros escalados - evento Santa Barbara. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*

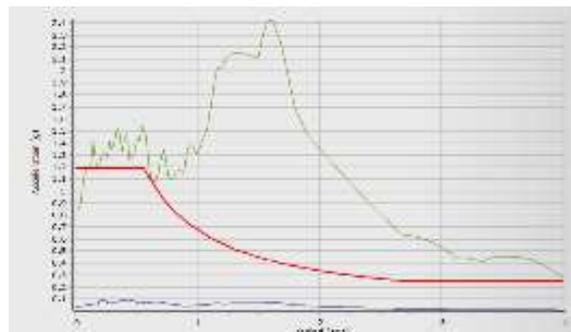


**Figura 52**

*Espectros escalados - evento Coalinga-01 a) Sentido Horizontal X. b) Sentido Horizontal Y.*



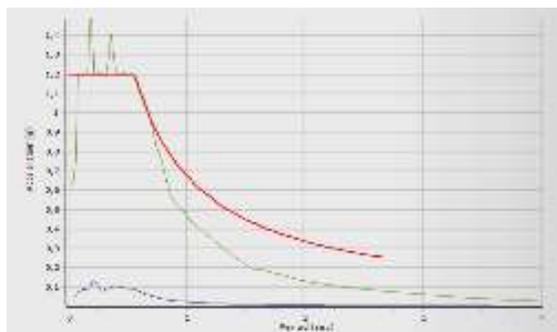
a)



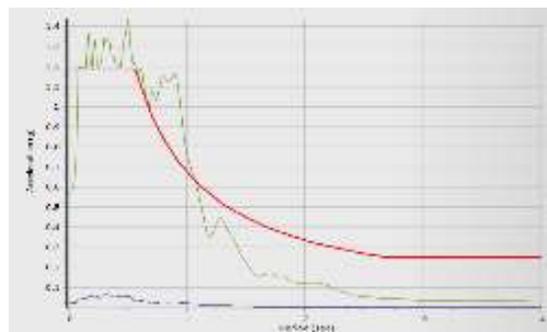
b)

**Figura 53**

*Espectros escalados - evento Coalinga-02 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



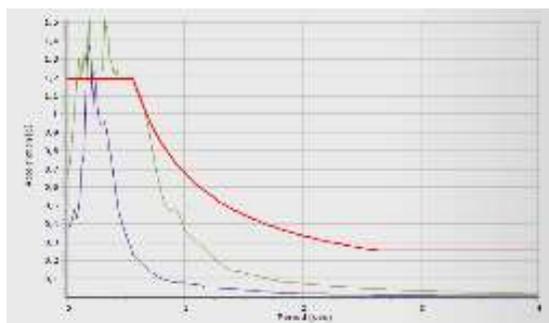
a)



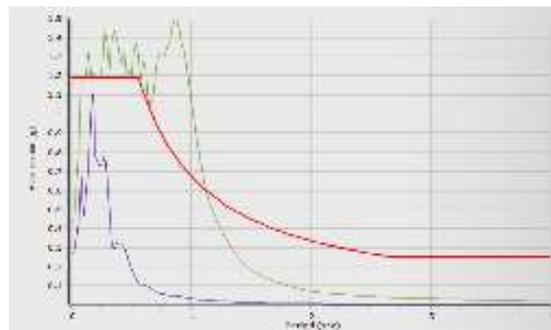
b)

**Figura 54**

*Espectros escalados - evento Coalinga-04 a) Sentido Horizontal X. b) Sentido Horizontal Y.*



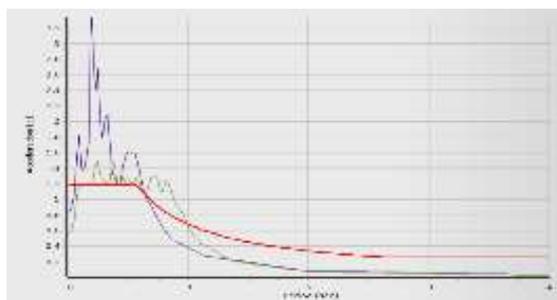
a)



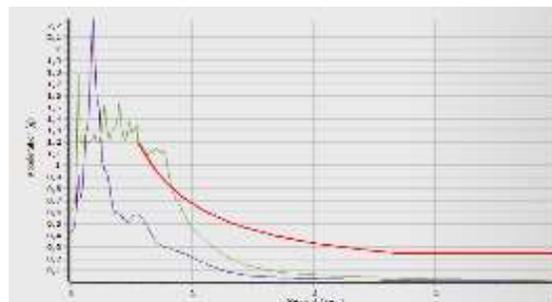
b)

**Figura 55**

*Espectros escalados - evento Coalinga-05 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



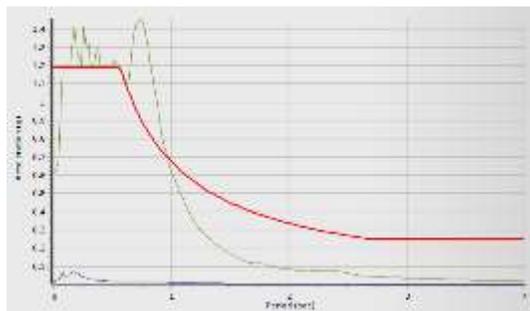
a)



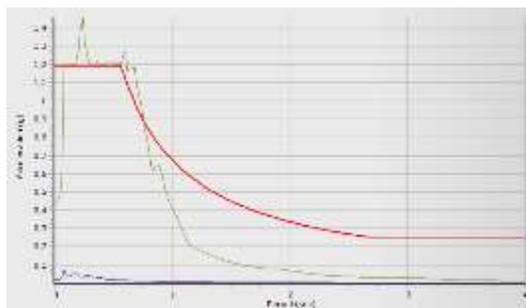
b)

**Figura 56**

*Espectros escalados - evento Coalinga-06 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



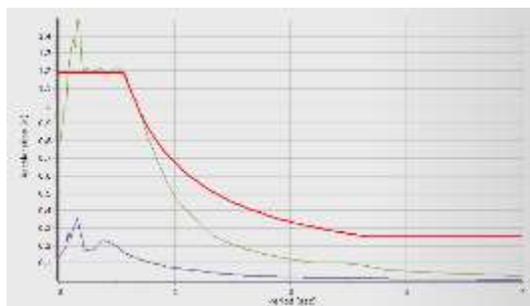
a)



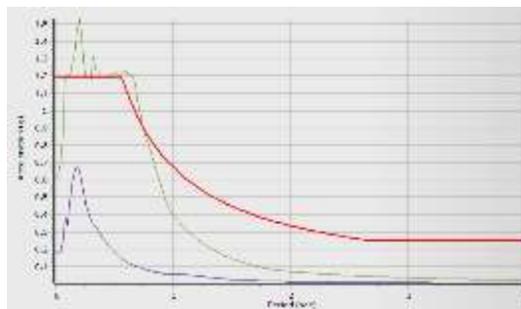
b)

**Figura 57**

*Espectros escalados - evento Coalinga-07 a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



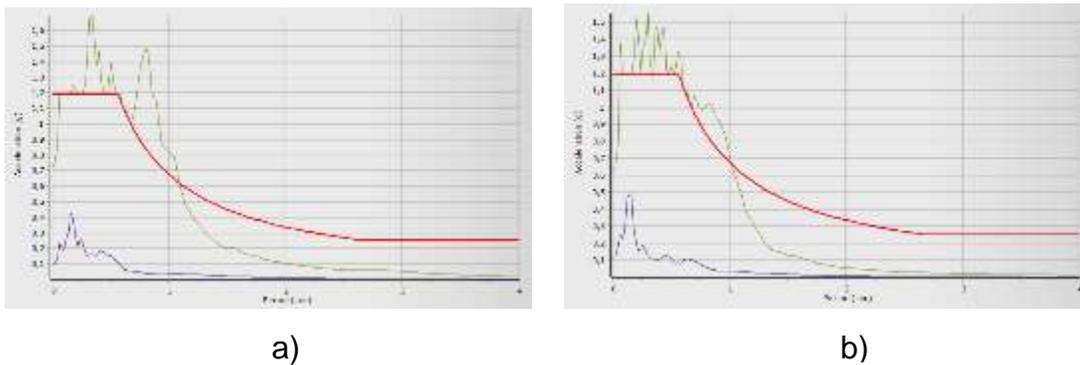
a)



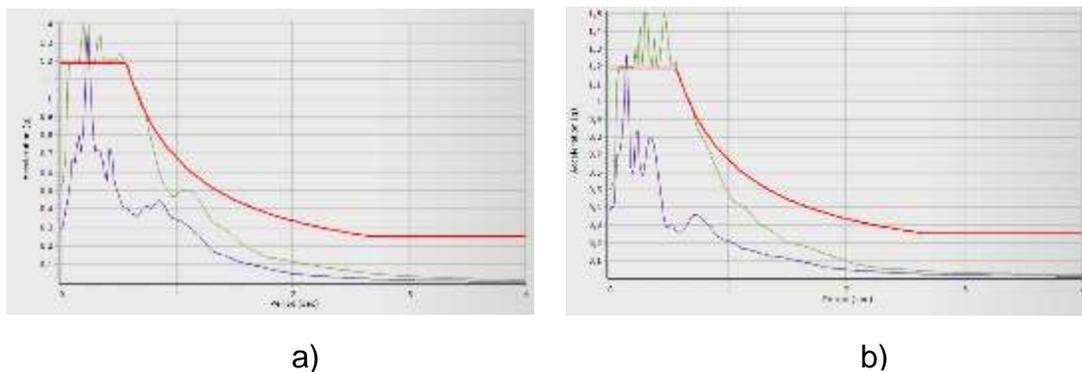
b)

**Figura 58**

*Espectros escalados – evento N. Palm Springs. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*

**Figura 59**

*Espectros escalados – evento Whittier Narrows-01. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*

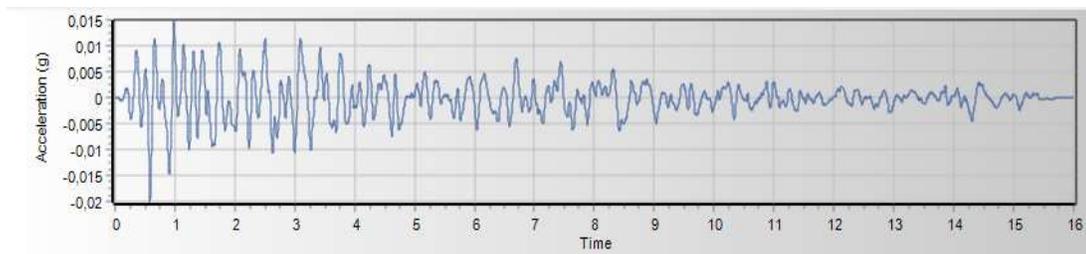


### ***Acelerogramas***

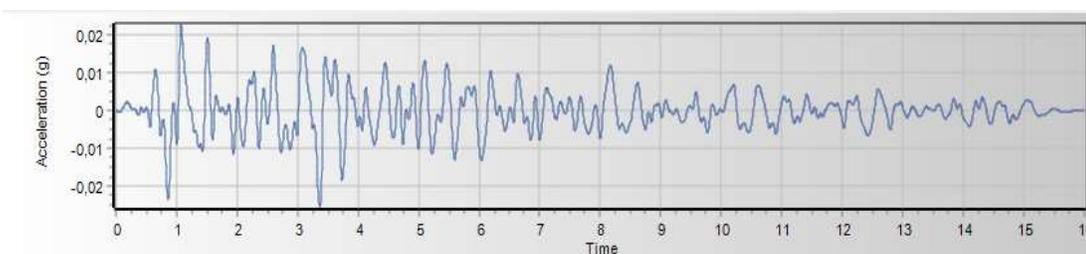
Una vez obtenidos los espectros escalados de cada uno de los registros compatibles se procede a obtener los acelerogramas respectivos, a continuación, se presentan gráficamente los acelerogramas de cada registro en cada una de las direcciones horizontales ortogonales.

**Figura 60**

*Acelerogramas evento Lytle Creek. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



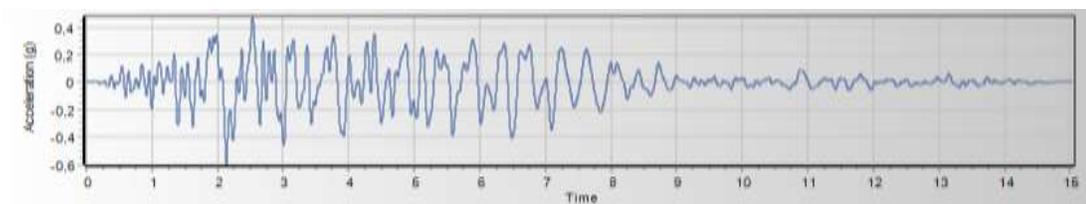
a)



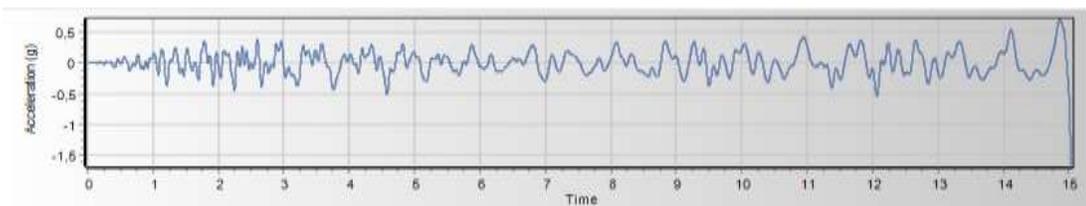
b)

**Figura 61**

*Acelerogramas evento Friuli, Italy-03. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



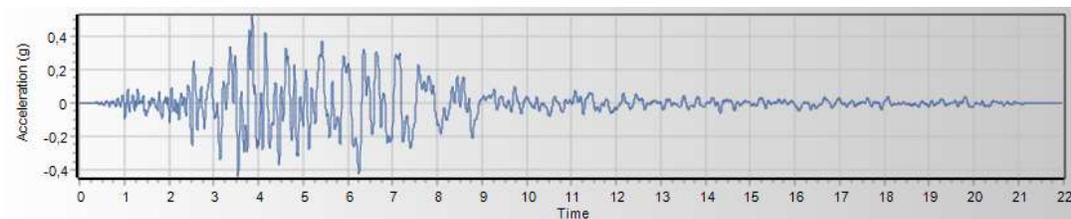
a)



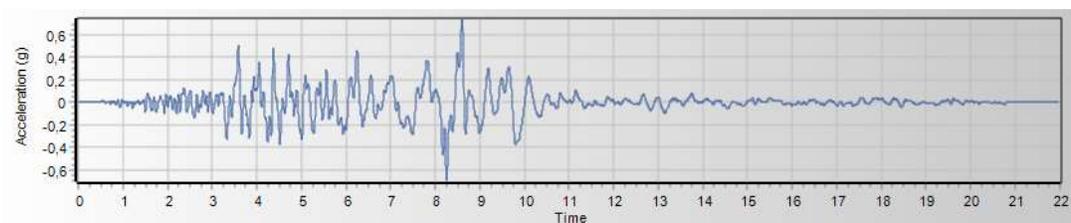
b)

**Figura 62**

*Acelerogramas evento Friuli, Italy-02. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



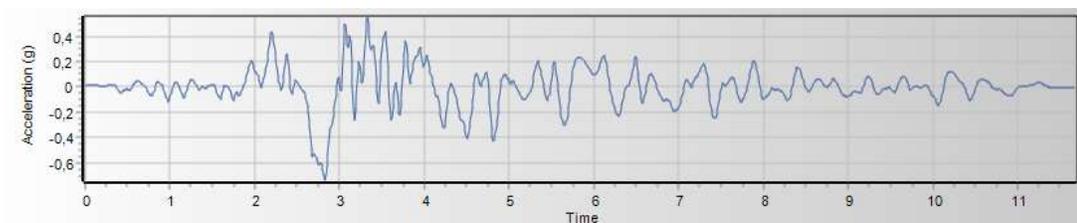
a)



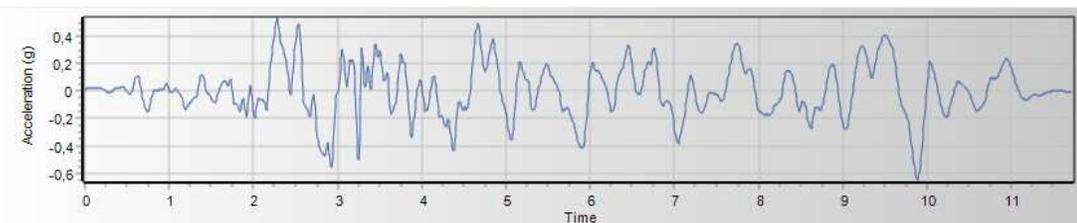
b)

**Figura 63**

*Acelerogramas evento Santa Barbara. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



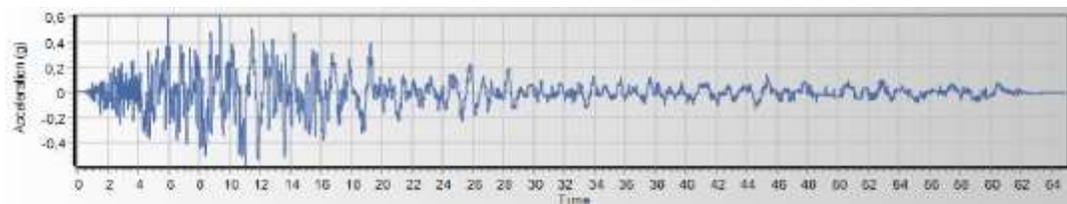
a)



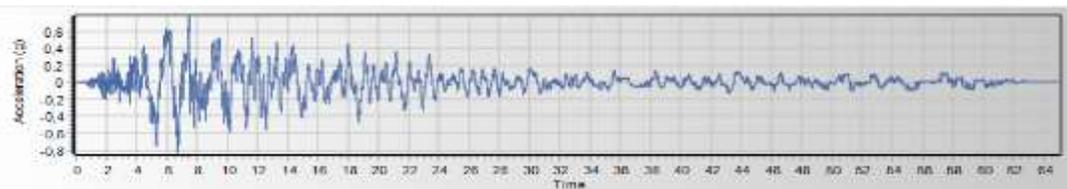
b)

**Figura 64**

*Acelerogramas evento Coalinga-01. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



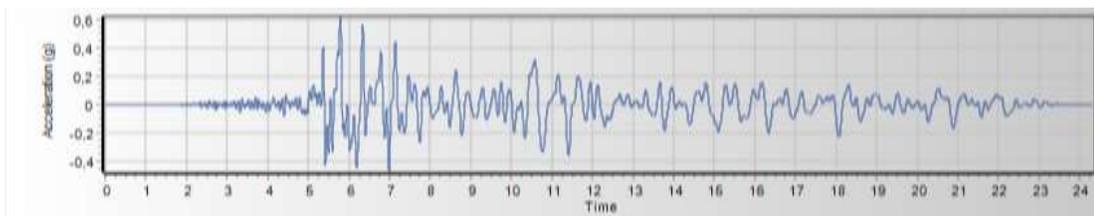
a)



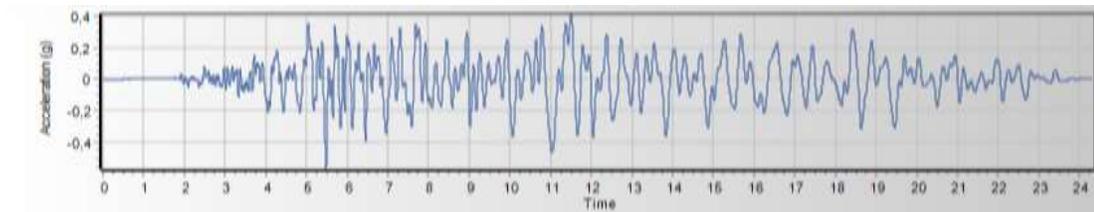
b)

**Figura 65**

*Acelerogramas evento Coalinga-02. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



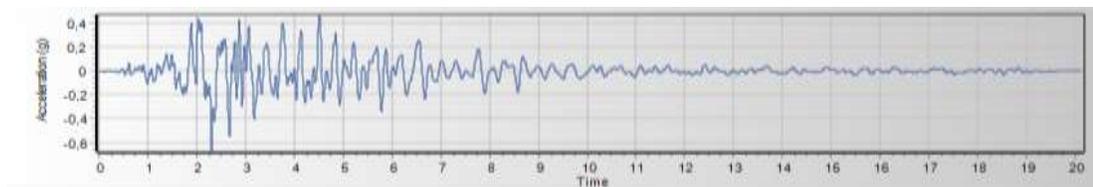
a)



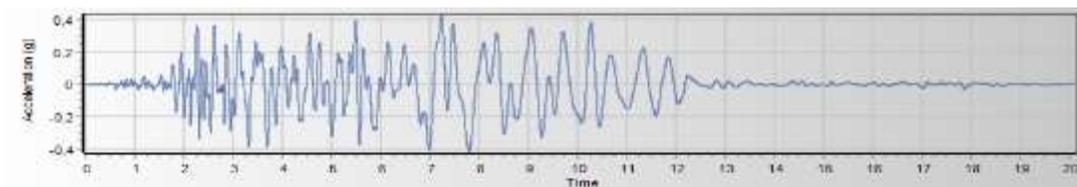
b)

**Figura 66**

*Acelerogramas evento Coalinga-04. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



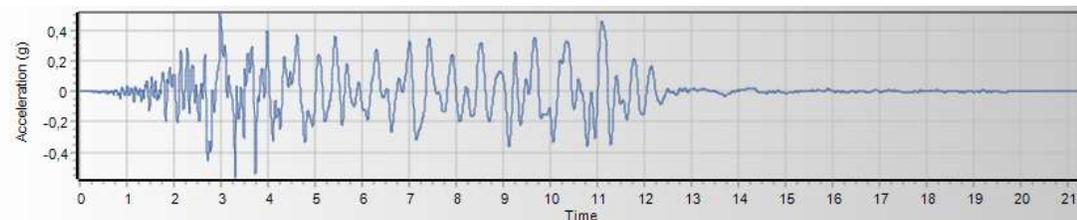
a)



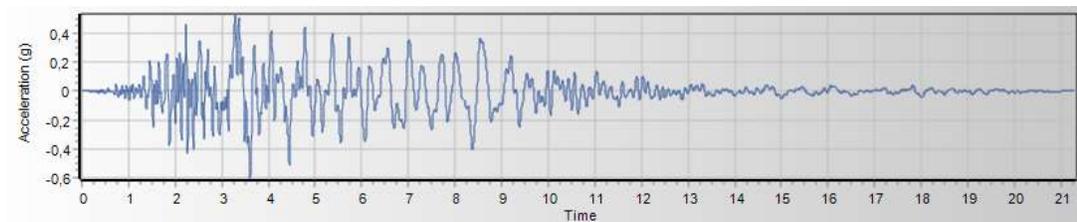
b)

**Figura 67**

*Acelerogramas evento Coalinga-05. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



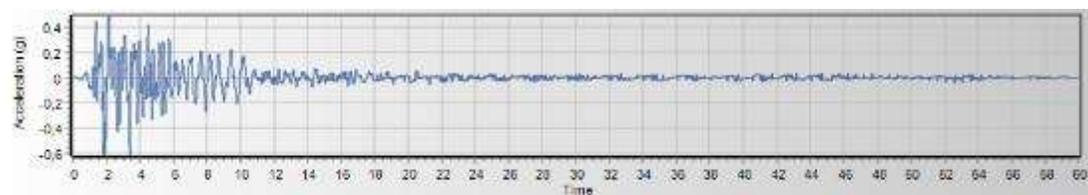
a)



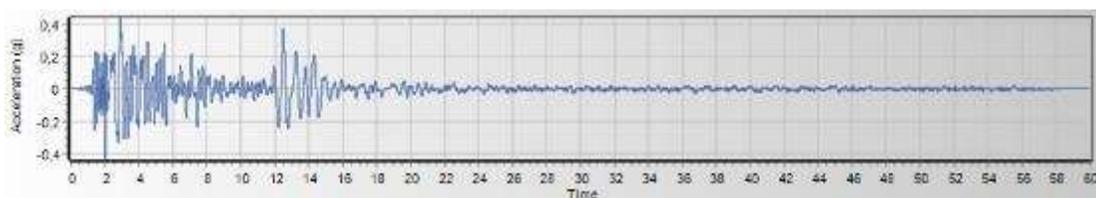
b)

**Figura 68**

*Acelerogramas evento Coalinga-06. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



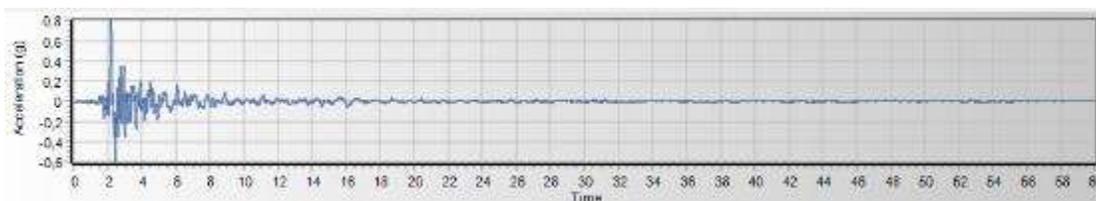
a)



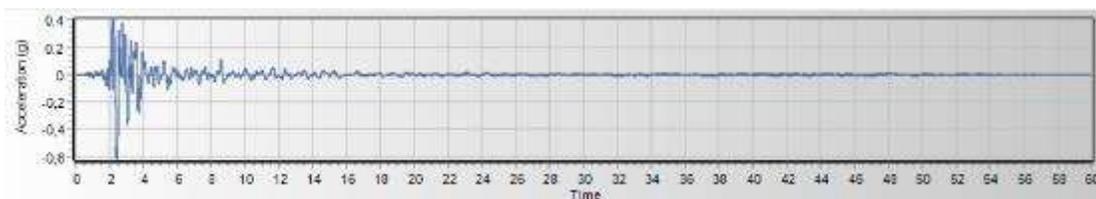
b)

**Figura 69**

*Acelerogramas evento Coalinga-07. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



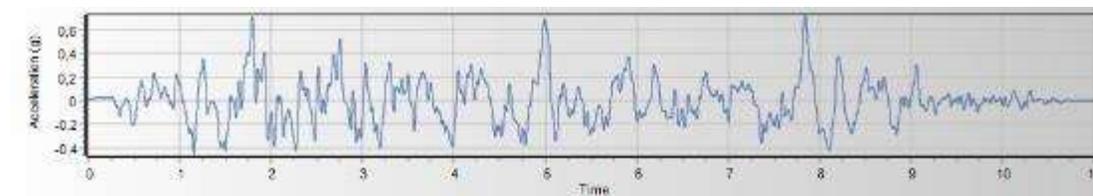
a)



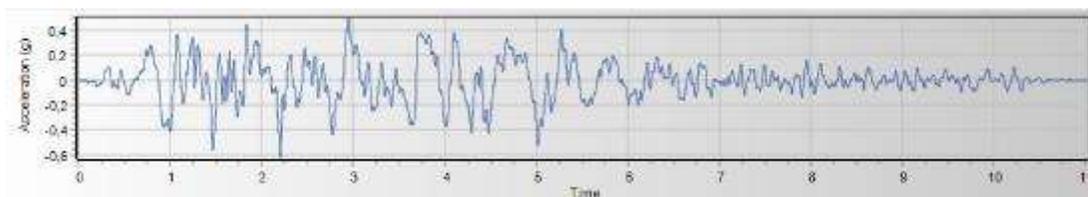
b)

**Figura 70**

*Acelerogramas evento N. Palm Springs. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



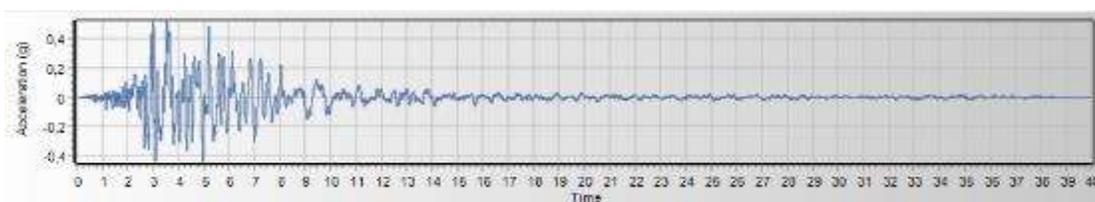
a)



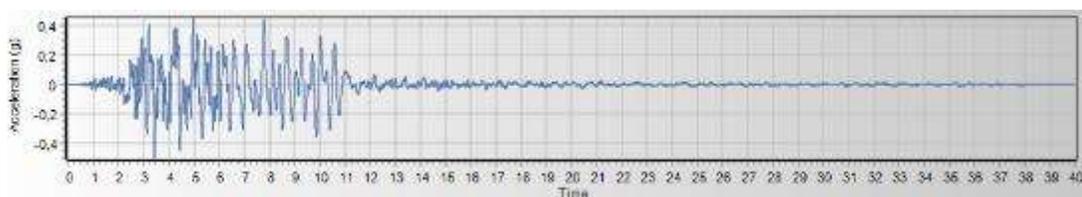
b)

**Figura 71**

*Acelerogramas evento Whittier Narrows-01. a) Sentido horizontal X. b) Sentido horizontal Y.*



a)



b)

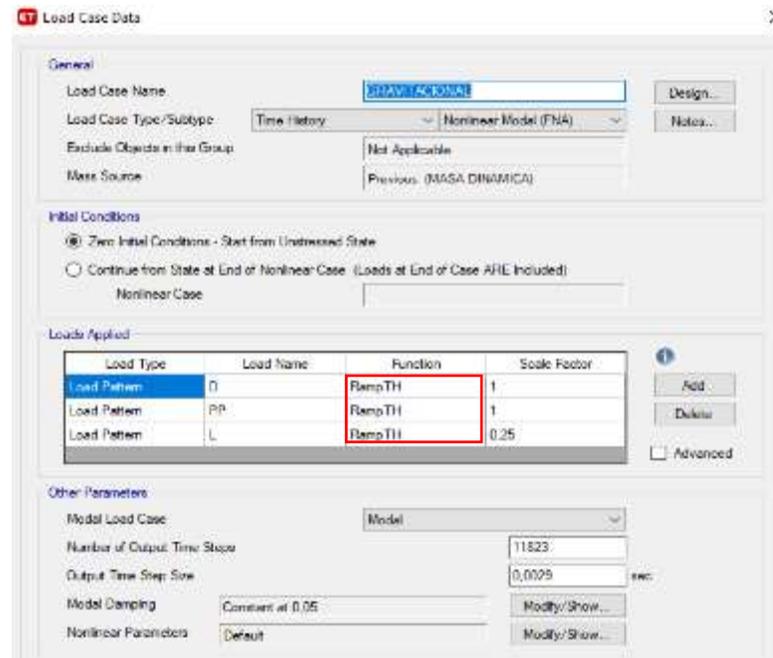
***Definición del caso de carga gravitacional***

Además de ingresar el caso de carga sísmica, es decir los acelerogramas en las dos direcciones, es necesario ingresar el caso de carga gravitacional, que son las cargas muertas y vivas de la estructura. Para su combinación de cargas se tomará el 100% del peso propio y las cargas muertas añadidas como paredes y acabados, y un 25% de la carga viva.

$$\text{Combinación: } 1.0D + 0.25L$$

Para el análisis dinámico tiempo historia no lineal, las cargas gravitacionales deben ser ingresadas como una función tiempo historia, en el software de análisis esta función es conocida como Ramp y permite que ésta se cargue de manera progresiva en el análisis, el caso de carga gravitacional se definió con esta función como se indica en la Figura 72.

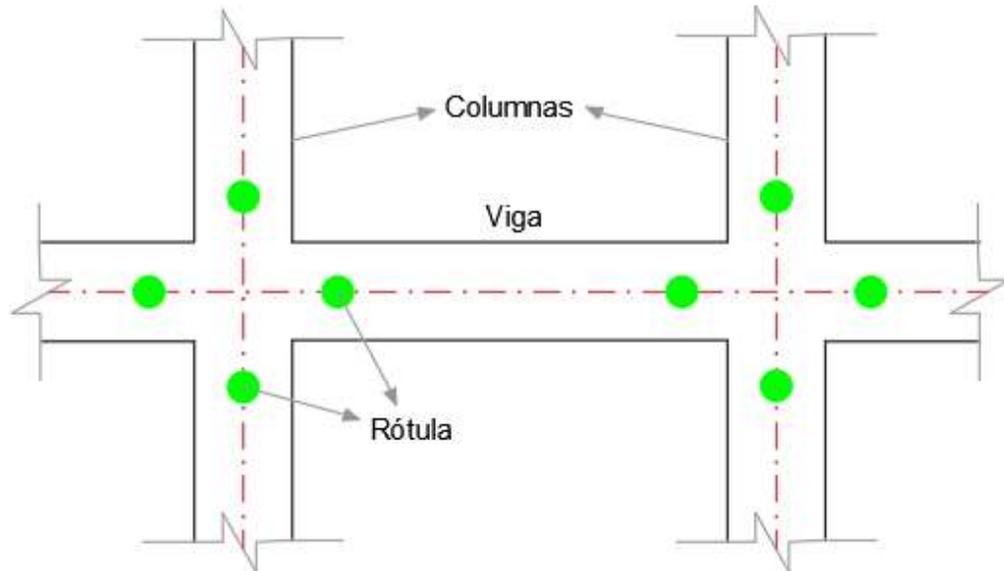
Figura 72

*Caso de carga gravitacional*

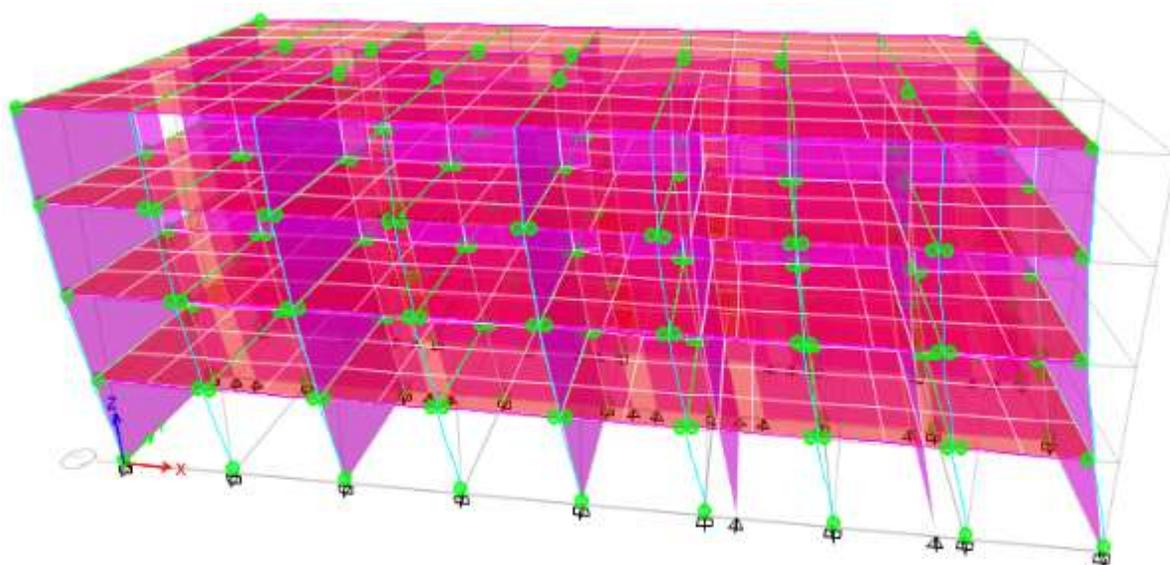
*Nota:* (CSI, 2016)

***Rótulas plásticas***

Para realizar el análisis dinámico tiempo historia no lineal en el software escogido es necesario establecer un modelo de plasticidad concentra, para esto se concentra la plasticidad en zonas específicas llamadas rotulas plásticas, las cuales se las ubica en los extremos de los elementos de los pórticos, es decir en vigas y columnas como se presenta en la figura.

**Figura 73***Rótulas plásticas****Máximas respuesta de piso***

Las máximas respuestas de piso necesarias para el análisis de elementos no estructurales son las aceleraciones y desplazamientos, en este caso de estudio las del último piso de la estructura donde será colocado el sistema fotovoltaico. Para obtener estas respuestas se sometió a la estructura a 12 eventos sísmicos compatibles con el espectro de diseño escalados anteriormente.

**Figura 74***Estructura deformada**Nota: (CSI, 2016)*

Con los acelerogramas de cada espectro escalado se realizó el análisis tiempo historia lineal y se encontró las respuestas en el último piso de la estructura.

**Tabla 10***Máximas respuestas del último piso – Análisis Dinámico Tiempo Historia No Lineal*

Espectro	Desplazamiento (m)		Aceleración (m/s <sup>2</sup> )	
	Dirección 1	Dirección 2	Dirección 1	Dirección 2
Lytle Creek	0.0459	0.0496	20.4447	18.0641
Fuili, Italy-03	0.0422	0.0477	15.0645	18.6645
Fruili, Italy-02	0.0450	0.0508	18.1818	17.7929
Santa Barbara	0.0442	0.0468	16.4354	15.3380

Espectro	Desplazamiento (m)		Aceleración (m/s <sup>2</sup> )	
	Dirección 1	Dirección 2	Dirección 1	Dirección 2
Coalinga-01	0.0521	0.0649	23.0553	22.3637
Coalinga-02	0.0416	0.0556	16.9688	21.6615
Coalinga-04	0.0489	0.0566	19.2868	18.7636
Coalinga-05	0.0458	0.0536	15.6057	20.8546
Coalinga-06	0.0415	0.0467	15.4733	19.1686
Coalinga-07	0.0418	0.0477	14.7092	17.7247
N. Palm Springs	0.0608	0.0469	23.2565	18.3378
Whittier Narrows	0.0491	0.0553	17.5124	19.1233

### Conclusiones del capítulo

A pesar que el edificio de aulas se construyó con una normativa que no contempla los capítulos de diseño sísmico, este presenta un buen comportamiento estructural, ya que las derivas máximas del edificio son del 0.30% y 0.37%, valores que están muy por debajo del límite presentado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, el cual es del 2%, así mismo se verificó que las secciones de vigas y columnas son adecuadas para soportar diferentes solicitaciones, por todo lo mencionado se concluye que el edificio es adecuado para la instalación de paneles solares en su terraza.

Al utilizar la herramienta de búsqueda de registros sísmicos de la Universidad de California se pudo notar que la mayoría de registros son de sismos ocurridos en Estados Unidos y en menor medida existen sismos ocurridos en países de Europa y Asia, sin embargo, en la búsqueda realizada no se pudo encontrar ningún registro de América del Sur donde se encuentra nuestro país, a pesar de esto los registros

obtenidos cumplen con las características del sismo de diseño de la estructura y las características geológicas del lugar de emplazamiento, por lo que se los puede utilizar para el desarrollo del proyecto.

En el proceso de escalamiento de espectros fue importante revisar que cada uno de los espectros escalados sean más grandes o iguales que el espectro de diseño de la estructura, específicamente en el rango de periodos determinado de acuerdo a la norma.

Es importante mencionar que se realizó un análisis dinámico no lineal ya que, a diferencia de los análisis lineales, este presenta resultados más cercanos a la realidad, con esto se sometió a la estructura a 12 eventos sísmicos y se obtuvo las máximas aceleraciones y desplazamientos en el último piso de la estructura.

## Capítulo V

### Consideraciones Sísmicas para sistemas fotovoltaicos en terrazas planas

#### Resumen

El presente capítulo tiene como objetivo principal establecer consideraciones sísmicas para la instalación de sistemas fotovoltaicos, para esto se utilizó las respuestas del caso de estudio presentado en el capítulo anterior y consecuentemente se sometió a los sistemas fotovoltaicos a fuerzas sísmicas mediante un modelamiento en software, cabe mencionar que este capítulo aborda diferentes consideraciones para cada sistema de soporte existente.

En este proyecto se utiliza un sistema de soporte anclado tipo cercha y un sistema de soporte simplemente apoyado el cual trabaja a fricción llamado balasto, por tal motivo primero se realizó una selección de los paneles solares a utilizar en el proyecto para posteriormente junto con sus sistemas de soporte seleccionados poder dimensionarlos geométricamente en la superficie libre de la terraza del edificio. Para el sistema de soporte anclado a la losa también se presenta el diseño de los pernos de anclaje según la norma ACI 318-19.

#### Paneles solares fotovoltaicos comerciales

En el Ecuador existen varias empresas que ofertan dos tipos de paneles solares, los fotovoltaicos y los térmicos, todas estas empresas obtienen los paneles por medio de importación, en mayor medida provenientes de China, por esta razón varios de los proveedores ecuatorianos ofertan la misma marca de paneles solares.

Existe una gran variedad de paneles solares clasificados de acuerdo a las necesidades energéticas de los proyectos, es decir de la potencia que requieren para

generar energía. Los paneles solares varían sus dimensiones y su peso de acuerdo a su potencia necesaria, por esta razón es necesario consultar a un técnico especializado para que indique que panel se adapta mejor al proyecto.

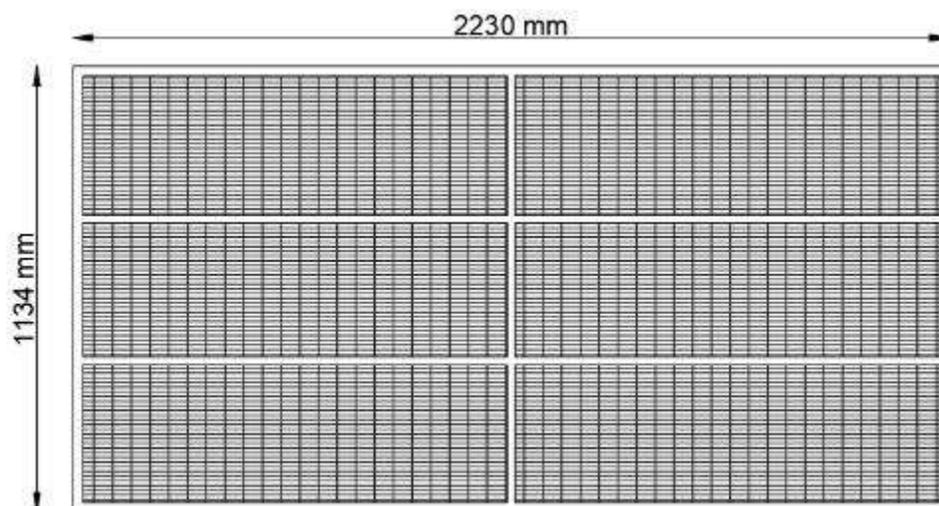
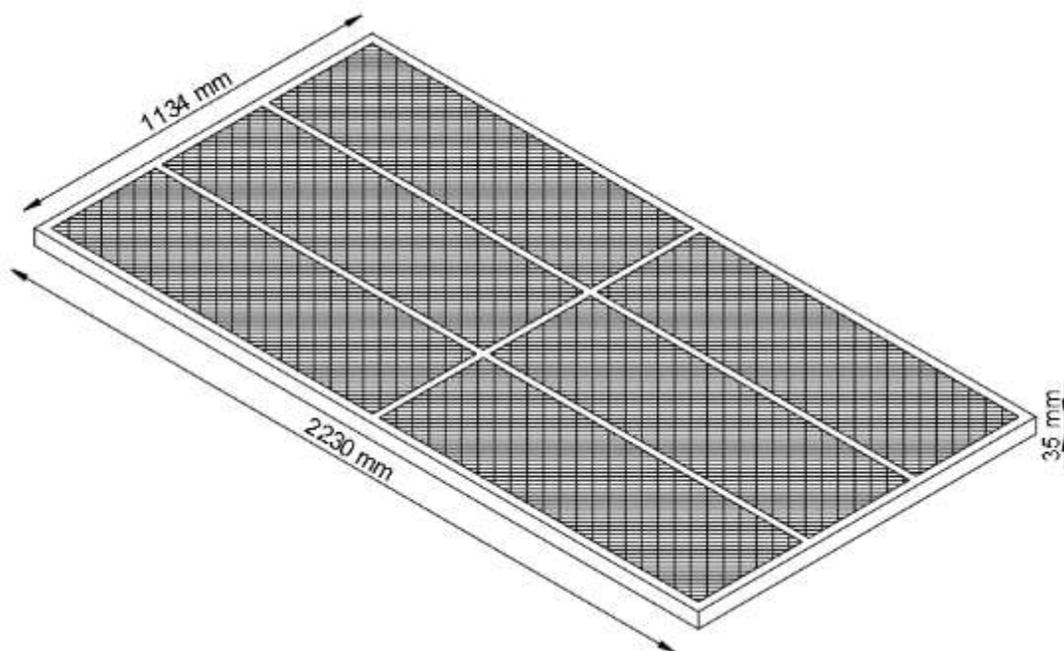
En el presente proyecto se visitó a varios técnicos especializados en paneles solares, quienes indicaron que el panel solar que mejor se adapta al edificio de estudio, en este caso un bloque de aulas, con ascensor y sistema eléctrico en puertas es un panel de potencia entre 520 – 540 Watt, se debe tomar en cuenta que este valor es un estimado ya que los objetivos del proyecto son estructurales mas no eléctricos, por lo que para un proyecto real es necesario que se realice un análisis eléctrico del edificio. En la Tabla 11 se detallan las características del panel seleccionado para este caso de estudio.

**Tabla 11**

*Características Panel 520 - 540 Watt*

<b>Tipo de célula fotovoltaica</b>	Monocrystalino
<b>Número de células fotovoltaicas</b>	144 (2 x 72)
<b>Largo</b>	2230 mm
<b>Ancho</b>	1134 mm
<b>Espesor</b>	35 mm
<b>Peso</b>	28.90 kg

*Nota: (Jinko Solar, 2020)*

**Figura 75***Vista en planta panel solar***Figura 76***Dimensiones panel solar*

## Superficie de emplazamiento

El sistema fotovoltaico se colocará en la terraza del edificio de aulas “Bloque A” de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE mencionada en el capítulo anterior.

### Figura 77

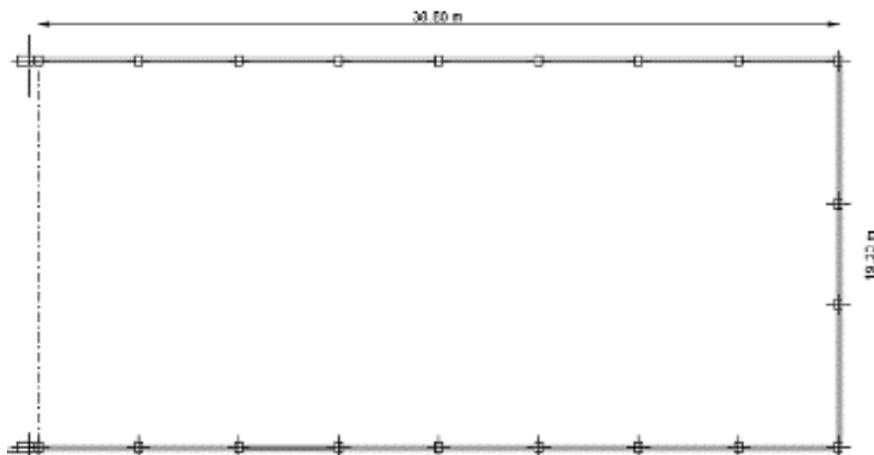
*Edificio de emplazamiento - Vista 3D*



Es una superficie completamente plana sin obstáculos, las dimensiones son 38.80 m de largo y 19.20 m de ancho y está bordeada por antepechos en tres de sus lados y una junta de construcción en el lado restante, como se ve en la Figura 78.

### Figura 78

*Superficie de la terraza del edificio de estudio*



**Figura 79**

*Fotografía terraza del edificio de estudio*

**Sistemas de montaje para paneles solares fotovoltaicos**

Las empresas distribuidoras de paneles solares en el Ecuador, actualmente no cuentan con fichas técnicas de sistemas de montaje, esto porque la tecnología de sistemas fotovoltaicos es relativamente nueva en el país.

Por lo general los clientes compran paneles solares para sectores rurales y no requieren de la instalación de la empresa, por lo que para su montaje lo hacen de una manera rústica sobre cualquier material accesible como madera o aluminio.

Las estructuras de soporte para paneles solares pueden instalarse con pernos de anclaje directamente a la losa o aplicando peso extra al soporte con bloques de hormigón llamados balasto.

***Estructura de soporte con balasto (sin anclaje)***

En países donde el tema de paneles solares es más avanzado, existen empresas dedicadas exclusivamente a sistemas de montaje, por esta razón se tomó

como base un soporte de balasto de una empresa española dedicada exclusivamente a soportes de paneles solares.

### **Figura 80**

*Soporte de balasto para panel solar*



*Nota:* (Sun Ballast, 2020)

El soporte se lo escogió basándose en las dimensiones del panel solar y la inclinación necesaria según el lugar de emplazamiento. Según Alvarez Lozano (2017), en un estudio realizado para determinar el ángulo de inclinación óptimo para captar la luz solar, indica que en el rango de  $0^\circ$  a  $30^\circ$ , se capta la mayor cantidad de rayos solares para generar energía, con una inclinación hacia el norte, es decir hacia la línea ecuatorial.

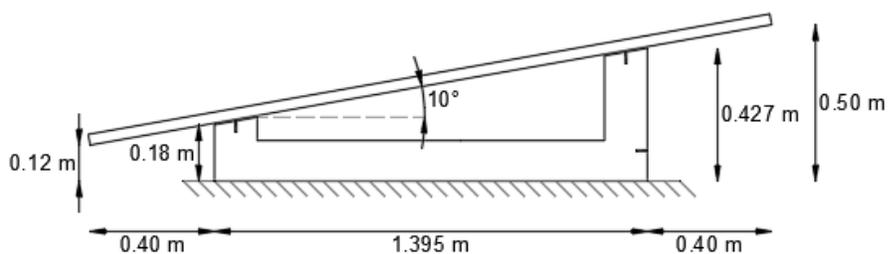
En el Ecuador los rayos solares tienen una dirección perpendicular al estar en la línea ecuatorial, por lo que, según los proveedores ecuatorianos los soportes necesitan

únicamente  $10^\circ$  de inclinación para autolimpieza, es decir para que no se acumule agua, ceniza, granizo o polvo sobre la superficie del panel solar.

Tomando en consideración tanto el estudio de Alvarez Lozano (2017), como las recomendaciones de los proveedores, se colocaron los sistemas de montaje de los paneles solares con una inclinación de  $10^\circ$  hacia el norte.

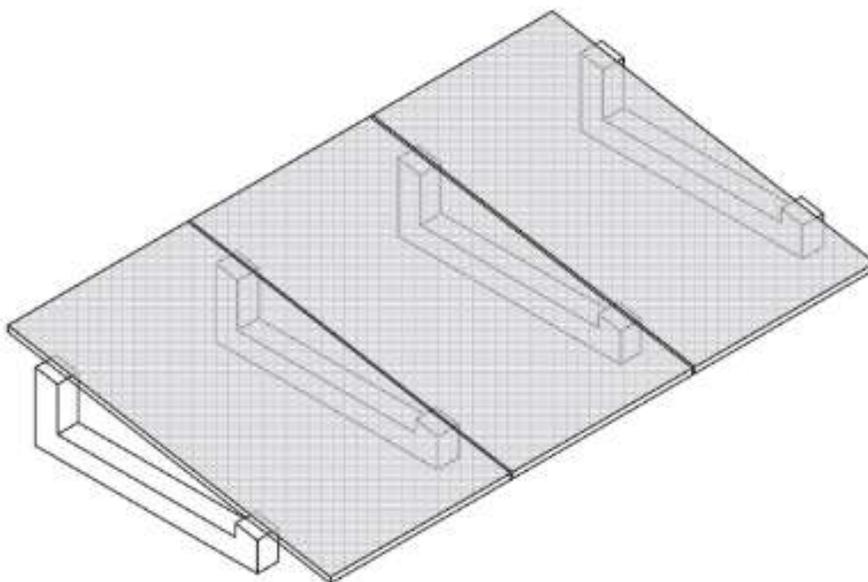
### Figura 81

*Dimensiones e inclinación - Sistema de balasto escogido*



### Figura 82

*Colocación de los paneles solares en sistema de balasto escogido*



### Distribución geométrica de paneles.

La norma ASCE/SEI 7-16, capítulo 13 establece varias consideraciones sísmicas para la colocación de paneles solares con balasto, iniciando por las consideraciones de ubicación geométrica en la superficie de emplazamiento.

Primero es necesario encontrar el desplazamiento sísmico relativo ya que ASCE/SEI 7-16, menciona que cada panel está diseñado para que este se acomode al movimiento, sin impacto, inestabilidad o daño, al soportar el desplazamiento sísmico relativo  $\delta_{mpv}$  a cualquier borde, saliente, bordillo u obstrucción en la superficie del techo que impida su libre corrimiento, donde  $\delta_{mpv}$  es determinada de acuerdo a la ecuación (3), pero no debe ser menor a 0.61 metros (2 pies).

$$\delta_{mpv} = 5I_e(S_a - 0.4)^2 \quad (3)$$

Donde:

$\delta_{mpv}$  desplazamiento sísmico relativo [m]

$I_e$  factor de importancia de la estructura del caso de estudio

$S_a$  pseudoaceleración espectral de diseño [m/s<sup>2</sup>]

En el caso de estudio que es un bloque de aulas, el coeficiente de importancia  $I_e$  se lo estableció según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), capítulo Peligro sísmico, que indica que el coeficiente será 1.3 para estructuras de ocupación especial como escuelas y centros de educación.

**Tabla 12***Categorías y coeficiente de importancia de estructuras*

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor de importancia</b>
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria.	1.5
	Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil.	
	Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias.	
	Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias.	
	Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti incendio.	
	Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas.	1.3
	Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas.	

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor de importancia</b>
Estructuras de ocupación especial	Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y obras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

*Nota:* (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

La pseudoaceleración espectral  $S_a$  será de 1.19 gravedades y se lo determinó a partir del espectro de diseño obtenido con el procedimiento indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo Peligro Sísmico.

Con estos datos se obtuvo un desplazamiento sísmico relativo de 0.41m, sin embargo, según las consideraciones mencionadas este valor no debe ser menor que 0.61m por lo que se tomará este valor para los siguientes cálculos.

Con el desplazamiento sísmico relativo se procede a calcular la separación mínima entre los paneles, según (ASCE/SEI , 2017) debe ser  $0.5\delta_{mpv}$  y este espacio alrededor de los paneles debe estar libre de obstrucciones y debe ser delineado con señales o marcas.

**Figura 83**

*Espaciamiento y marcas de seguridad*



$$\text{separación paneles} = 0.5\delta_{mpv} \text{ [m]} \quad (4)$$

El desplazamiento sísmico  $\delta_{mpv}$  también puede ser determinado en una tabla de prueba sísmica o con un análisis de respuesta no lineal, por lo cual el valor de  $\delta_{mpv}$  no debe ser menor al 80 % del valor obtenido con la ecuación (3).

Por otro lado, todos los bordes de la superficie de la terraza donde están colocados los paneles deben estar limitados por un bordillo o antepecho que no sea menor a 0.30m (12in) de altura y diseñados para resistir cargas concentradas de no menos de  $0.2S_a W_{panel}$ , aplicadas a los posibles puntos de impacto entre el antepecho y el panel. Alternativamente los paneles pueden ser colocados a una distancia mínima de  $2.0\delta_{mpv}$ , pero no menos que 1.22m (4 ft), de cualquier borde del techo.

**Tabla 13***Resumen de consideraciones sísmicas - Distribución*

<b>Distancias calculadas</b>	<b>Valor</b>
Desplazamiento sísmico relativo (m)	0.61
Separación entre paneles (m)	0.305
Separación antepecho - panel (m)	1.22

Según la normativa ASCE/SEI 7-16, se debe tomar en consideración que la altura del centro de masas de cualquier panel por encima de la superficie de la terraza debe ser menor que la mitad del espaciamiento en planta entre los apoyos del panel y en ningún caso puede ser mayor que 0.90 m (3 ft).

#### **Consideraciones para evitar la sombra.**

Se debe tomar en cuenta que la separación de paneles también depende de la sombra que estos producen, es decir es necesario que, de acuerdo a la inclinación y altura de los paneles o antepechos, estos no generen sombra sobre los paneles adyacentes.

Según TecnoSol (2016), es necesario dejar una distancia mínima, esta distancia se la encuentra con la ecuación (5) y depende de la latitud del lugar donde serán ubicados los paneles y la altura del elemento que genera sombra. La latitud del lugar de emplazamiento del edificio es de -0.3143 grados.

$$s = \frac{h_{elem}}{\tan(61 - latitud)} \quad (5)$$

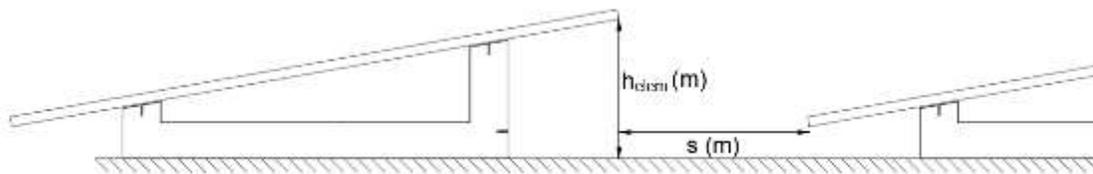
Donde:

$h_{elem}$ : Altura del elemento que genera sombra

*latitud*: Latitud del lugar de emplazamiento de los paneles solares

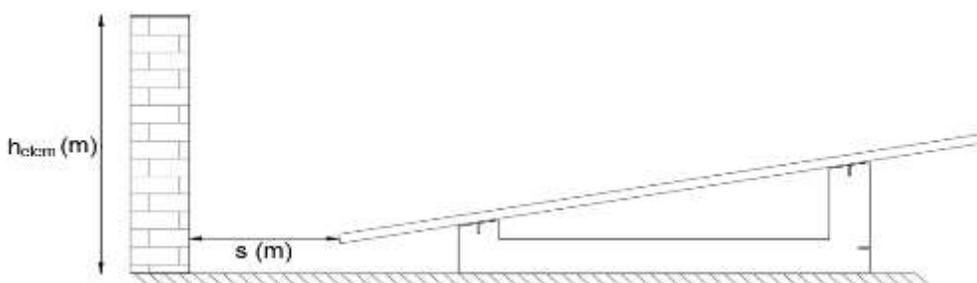
**Figura 84**

*Distancia mínima para evitar sombra entre paneles*



**Figura 85**

*Distancia mínima para evitar sombra entre antepecho y panel*



**Tabla 14**

*Distancias mínimas para evitar sombra*

Elemento	$h_{elem} (m)$	Distancia $s (m)$
Antepecho 1	1.00	0.562
Antepecho 2	0.90	0.505
Panel	0.50	0.281

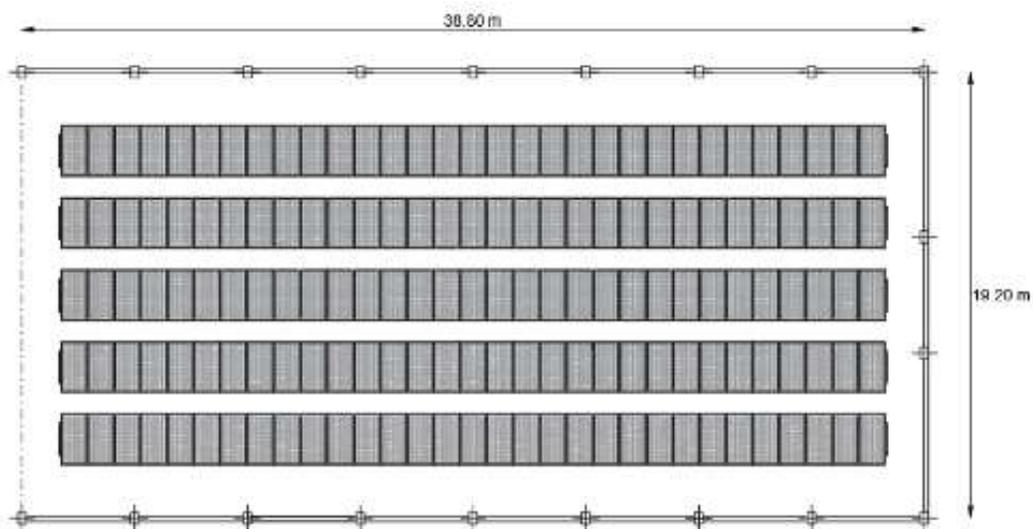
Además de estas consideraciones es necesario tomar una distancia mínima de circulación y montaje, en este caso se tomará una distancia mínima de 0.60 m, por otro

lado, según el fabricante Sun Ballast (2020), en las especificaciones de montaje del soporte, es necesario dejar una distancia entre paneles de 0.90 m.

En resumen, tomando en cuenta todas las consideraciones y las dimensiones de la terraza de emplazamiento, la separación entre paneles será de 0.90m y la separación entre antepecho y panel será de 1.55m en la longitud larga de la terraza y de 2.00m en la longitud corta de la terraza.

### Figura 86

*Distribución de los paneles en la terraza - Montaje de balasto*



#### **Consideraciones sísmicas.**

##### ***Aspectos generales de la estructura.***

Según la normativa (ASCE/SEI , 2017) capítulo 13, los paneles solares con balasto, es decir que no estén anclados directamente a la losa solo se los puede colocar en estructuras con una categoría de riesgo I, II y III, además que estas estructuras tengan máximo 6 pisos y la pendiente del techo donde serán colocados sea menor o igual a 1:20, es decir terrazas planas.

Las categorías de riesgo según la normativa ASCE/SEI 7-16, se muestran en la Tabla 15.

**Tabla 15**

*Categorías de riesgo ASCE/SEI 7-16*

Categoría	Descripción
I	Edificios y otras estructuras que representen un bajo riesgo para la vida humana en un evento de falla.
II	<p>Todos los edificios y otras estructuras, excepto aquellas listadas en las categorías de riesgo I, III y IV.</p> <p>Edificios y otras estructuras cuya falla podría suponer un substancial riesgo para la vida humana.</p> <p>Edificios y otras estructuras que no estén incluidas en la categoría de riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico substancial y/o una alteración de la vida cotidiana en un evento de falla.</p>
III	<p>Edificios y otras estructuras que no estén incluidas en la categoría de riesgo IV (Incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas donde la cantidad de material excede una cantidad establecida.</p>
IV	Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>
	Edificios y otras estructuras cuya falla podría suponer un substancial peligro para la comunidad.
	Edificios y otras estructuras (incluidas, entre otras, instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos o desechos peligrosos) que contienen suficientes cantidades de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad de este material excede una cantidad establecida.
	Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de Categoría de riesgo IV.

*Nota: (ASCE/SEI , 2017)*

En la Norma Ecuatoriana de la construcción las estructuras se clasifican en las categorías de riesgo especificadas en la Tabla 12.

Para mejor comprensión se realiza una relación entre las normas antes mencionadas.

### **Tabla 16**

*Relación entre las categorías de riesgo de las normativas ASCE/SEI7-16 y NEC-15*

<b>ASCE/SEI 7-16</b>	<b>Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15</b>
Categoría I	Otras estructuras
Categoría II	Otras estructuras
Categoría III	Estructuras de ocupación especial
Categoría IV	Edificaciones esenciales

La estructura del caso de estudio cumple con las consideraciones para colocar paneles solares con balasto ya que se encuentra en una categoría de riesgo III, tiene 4 pisos de altura y su terraza es plana, con esto se debe verificar que cumpla con las siguientes consideraciones sísmicas.

***Fuerza de interconexión.***

Cada panel deberá estar interconectado para resistir una fuerza horizontal de acuerdo a la ecuación (6), a través de cualquier sección cortada en el plano vertical.

$$F_{pb} = 0.20S_aW_{pi} \quad (6)$$

Donde:

$F_{pb}$ : Fuerza sísmica horizontal.

$S_a$ : Pseudoaceleración espectral.

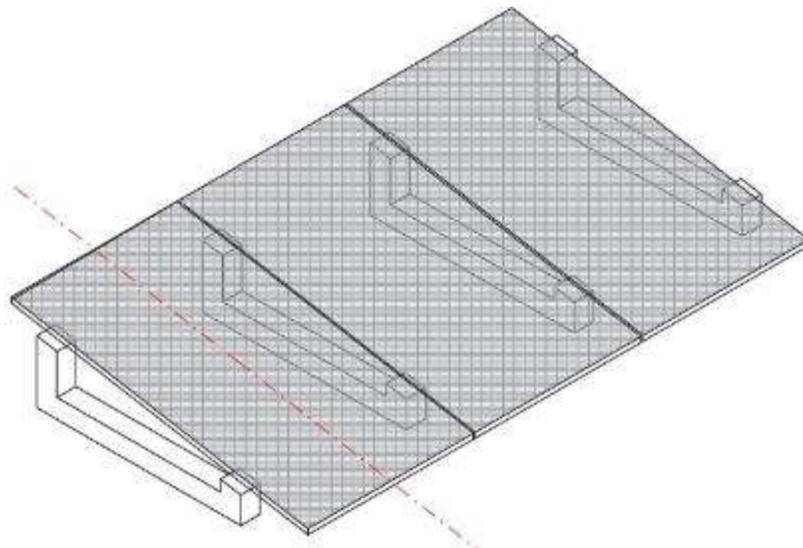
$W_{pi}$ : Peso más pequeño entre las dos porciones del elemento.

La pseudoaceleración espectral se toma de acuerdo al análisis realizado en el capítulo IV, la cual es de 1.19 g.

De acuerdo a la consideración al sistema de balasto y paneles solares se deberá cortar por el plano vertical y tomar la porción más pequeña para realizar el análisis, por lo tanto, el peso se tomó de una sección conformada por un balasto y la mitad de un panel solar como se presenta en la Figura 87.

**Figura 87**

*Corte vertical del sistema de balastos y paneles solares*

**Tabla 17**

*Cálculo de la fuerza de interconexión*

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
<b>S<sub>a</sub> (g)</b>	1.19
<b>W<sub>i</sub> (kg)</b>	84.45
<b>F<sub>pb</sub> (kg)</b>	20.10

Según SEAOC (2012), la fuerza  $F_{pb}$  debe ser resistida por los miembros y las conexiones del componente, en este caso se realizó el diseño de los pernos según la normativa ACI3-18 (2019).

Las características del perno utilizado en el diseño se detallan en la siguiente tabla.

**Tabla 18***Características del anclaje de tornillo*

Datos iniciales		Sistema Ingles		Sistema S. I	
$d_a$	Diámetro nominal del perno de anclaje	0.25	In	0.635	cm
$A_{se}$	Área transversal efectiva	0.043	in <sup>2</sup>	0.277	cm <sup>2</sup>
$f_{ya}$	Resistencia a la fluencia del anclaje	88000	lb/in <sup>2</sup>	6190	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{uta}$	Resistencia a la Tensión del anclaje	110000	lb/in <sup>2</sup>	7730	kg/cm <sup>2</sup>
$h_{ef}$	Profundidad de empotramiento eficaz	1.27	In	3.226	cm

- **Resistencia al arrancamiento del concreto:**

A pesar que para el sistema de balasto no existe una fuerza a tracción en el perno, este parámetro es necesario para el cálculo de la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante.

La resistencia al arrancamiento para un solo anclaje se calcula mediante la ecuación (7).

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad (7)$$

Donde:

$A_{NC}$ : Área de falla de un grupo de pernos.

$A_{NCO}$ : Área de falla para un solo anclaje.

$\Psi_{ed,N}$ : Factor de modificación de efectos de borde.

$\Psi_{c,N}$ : Factor de modificación de concreto no fisurado

$\Psi_{cp,N}$ : Factor de modificación de concreto no fisurado sin refuerzo para controlar el hendimiento.

$N_b$ : Resistencia básica al arrancamiento del concreto

Las condiciones para calcular los factores  $\Psi_{ed,N}$ ,  $\Psi_{c,N}$ ,  $\Psi_{cp,N}$  se encuentran detalladas en la siguiente tabla.

**Tabla 19**

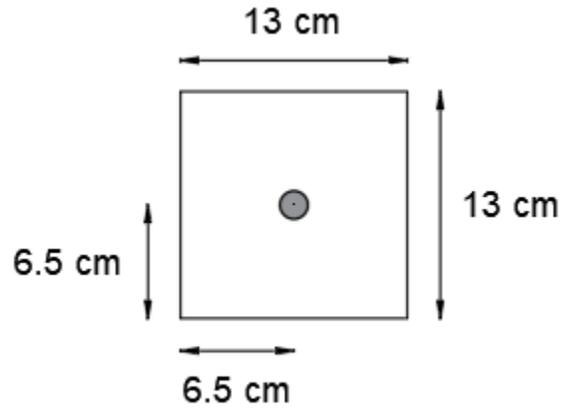
*Valores de los factores de modificación*

	1.00	$C_{a,min} \geq 1.50h_{ef}$
$\Psi_{ed,N}$	$0.70 + 0.30 \frac{C_{a,min}}{1.50h_{ef}}$	$C_{a,min} < 1.50h_{ef}$
$\Psi_{c,N}$	1.25 para anclajes preinstalados 1.40 para anclajes postinstalados	
$\Psi_{cp,N}$	1.00	$C_{a,min} \geq C_{ac}$
	$\frac{C_{a,min}}{C_{ac}}$	$C_{a,min} < C_{ac}$

La distancia mínima al borde  $C_{a,min}$  de acuerdo a las dimensiones del balasto es de 6.50 cm como se muestra en la Figura 88.

**Figura 88**

*Vista en planta de la ubicación del perno*



El factor de modificación de efectos de borde  $\Psi_{ed,N}$  tendrá un valor de 1.00 ya que la distancia mínima al borde  $C_{a,min}$  es mayor a  $1.50h_{ef}$  que tiene un valor de 4.84 cm.

El factor de modificación de concreto no fisurado  $\Psi_{c,N}$  de acuerdo a la tabla 19 tiene un valor de 1.40 para pernos postinstalados.

El factor de modificación de concreto no fisurado sin refuerzo para controlar el hendimiento  $\Psi_{cp,N}$ , se calculará de acuerdo a la ecuación presentada en la Tabla 19, ya que la distancia mínima al borde es menor a la distancia crítica que es de 7.62 cm otorgada por el fabricante.

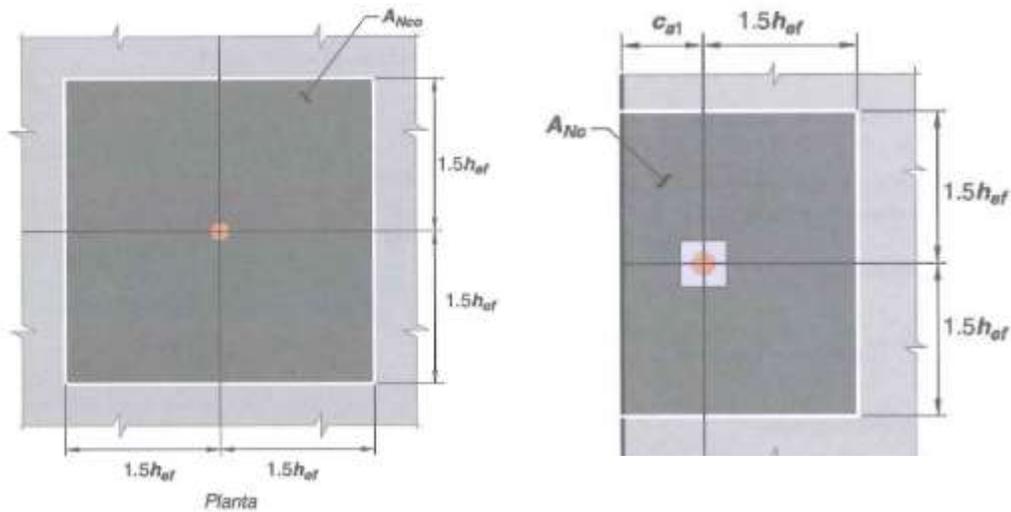
$$\Psi_{cp,N} = \frac{C_{a,min}}{C_{ac}}$$

$$\Psi_{cp,N} = \frac{6.50}{7.62} = 0.85$$

Para el presente caso de estudio el área de falla proyectada para un solo anclaje  $A_{NCO}$  será igual a el área de falla proyectada  $A_{NC}$ , ya que el valor de  $C_{a1}$  es mayor a  $1.50h_{ef}$ . El cálculo de estas áreas se determinará según la ecuación (8).(24)

**Figura 89**

*Área de falla proyectada*



*Nota:* (ACI 318, 2019)

$$A_{NCO} = A_{NC} = 9h_{ef}^2 \quad (8)$$

$$A_{NCO} = A_{NC} = 9 * (3.23)^2$$

$$A_{NCO} = A_{NC} = 93.66 \text{ cm}^2$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje  $N_b$  se calcula con la ecuación siguiente.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (9)$$

Donde:

$k_c$ : 7.00 para anclajes postinstalados, valor especificado en (ACI 318, 2019)  
sección 17.4.2.2

$\lambda_a$ : 0.8 de acuerdo a la sección 17.2.6 del (ASCE/SEI , 2017).

$$N_b = 7.00 * 0.8\sqrt{320} * 3.23^{1.5}$$

$$N_b = 580.44 \text{ kg}$$

Con los parámetros necesarios definidos se procede a calcular la resistencia al arrancamiento del concreto de acuerdo a la ecuación ( 7).

$$N_{cb} = \frac{93.66}{93.66} * 1.00 * 1.40 * 0.85 * 580.44$$

$$N_{cb} = 693.17 \text{ kg}$$

### **Resistencia a cortante de los anclajes.**

- **Resistencia del anclaje sometido a cortante:**

Para anclajes postinstalados la norma (ACI 318, 2019) recomienda que la resistencia a cortante  $V_{sa}$  debe basarse en los resultados obtenidos de los ensayos realizados de acuerdo con el ACI 355.2, sin embargo, de manera alternativa se puede usar la ecuación siguiente.

$$\phi V_{sa} = \phi 0.6 * A_{se,V} * f_{uta} \quad (10)$$

Donde:

$\phi = 0.65$  de acuerdo a la sección 17.3.3 de la norma (ACI 318, 2019).

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 0.60 * 0.277 * 7730$$

$$\phi V_{sa} = 835.07 \text{ kg}$$

- **Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante**

$$\phi V_{cp} = \phi * k_{cp} * N_{cp} \quad (11)$$

Donde:

$$k_{cp} = 1.0 \text{ para } h_{ef} < 2.50 \text{ in o } 2.0 \text{ para } h_{ef} > 2.50 \text{ in}$$

$N_{cp}$  = Para anclajes de expansión este valor será igual a  $N_{cb}$ .

$$h_{ef} = 1.27 \text{ in}$$

$$h_{ef} < 2.50 \text{ in} \Rightarrow k_{cp} = 1.00$$

$$N_{cp} = N_{cb} \Rightarrow N_{cp} = 693.17 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cp} = 0.65 * 1.00 * 693.17$$

$$\phi V_{cp} = 450.56 \text{ kg}$$

- **Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante**

$$V_{cb} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \quad (12)$$

Donde:

$A_{VC}$ : Área de falla de un grupo de pernos.

$A_{VCO}$ : Área de falla para un solo anclaje.

$\Psi_{ed,V}$ : Factor de modificación para la resistencia al cortante de anclajes con base a la proximidad a los bordes del miembro de concreto.

$\Psi_{c,V}$ : Factor de modificación con base a la presencia o ausencia de fisuración en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario.

$\Psi_{h,v}$ : Factor de modificación para anclajes colocados en miembros de concreto con  $h_a < 1.50 C_a$

$V_b$ : Resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje

Las condiciones para calcular los factores  $\Psi_{ed,v}$ ,  $\Psi_{c,v}$ ,  $\Psi_{h,v}$  se encuentran detalladas en la siguiente tabla.

**Tabla 20**

*Condiciones para los factores de modificación por cortante*

Nomenclatura	Condición	
$\psi_{ed,v}$	1.00	$C_{a2} \geq 1.50C_{a1}$
	$0.70 + 0.30 \frac{C_{a2}}{1.50C_{a1}}$	$C_{a2} < 1.50C_{a1}$
	1.40 para elementos sin fisuras	
	1.00 para elementos fisurados sin refuerzo o con refuerzo menor a No.4	
$\psi_{c,v}$	1.20 para elementos fisurados con refuerzo mayor a No.4 entre anclaje y borde	
	1.40 para concreto fisurado con refuerzo igual o mayor a No.4 entre anclaje y borde y con refuerzo de confinamiento con espaciamiento máximo de 4in.	
$\psi_{h,v}$	1.00	$h_a > 1.50C_{a1}$
	$\sqrt{\frac{1.50 C_{a1}}{h_a}}$	$h_a < C_{a1}$

De acuerdo a la Tabla 20 los factores de modificación tendrán los siguientes valores.

**Tabla 21**

*Factores de modificación*

<b>Factor</b>	<b>Valor</b>
$\psi_{ed,v}$	1.00
$\psi_{c,v}$	1.40
$\psi_{h,v}$	1.00

Para el cálculo de las áreas de falla por cortante se utilizará la ecuación (13).

$$A_{VCO} = 4.50 C_{a1}^2 \quad (13)$$

Debido a que el espesor del elemento donde se encuentra el perno es más grande que la distancia mínima al borde el valor de  $A_{VC}$  será igual a  $A_{VCO}$ .

$$A_{VCO} = A_{VC} = 4.50 * 6.50^2$$

$$A_{VCO} = A_{VC} = 190.13 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de la resistencia básica del arrancamiento  $V_b$  se utiliza la siguiente ecuación.

$$V_b = 1.90 \left( \frac{h_{ef}}{d_a} \right)^{0.2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * (C_{a1})^{1.50} \quad (14)$$

$$V_b = 1.90 \left( \frac{3.23}{0.64} \right)^{0.2} * \sqrt{0.64} * 0.80 * \sqrt{320} * (6.50)^{1.50}$$

$$V_b = 497.00 \text{ kg}$$

Una vez calculados todos los parámetros necesarios procedemos a encontrar el valor de la resistencia al arrancamiento de acuerdo a la ecuación (12).

$$\phi V_{cb} = 0.65 * \frac{190.13}{190.13} * 1.00 * 1.40 * 1.00 * 497.00$$

$$V_{cb} = 452.27 \text{ kg}$$

La resistencia nominal a cortante se tomará como el menor valor entre todas las calculadas, en este caso el valor es de 450.56 kg correspondiente a la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje.

Debido a que el anclaje debe resistir fuerzas sísmicas la normativa ACI3-18 (2019), sección 17.2.3.4.4 indica que la resistencia nominal  $V_n$  debe ser multiplicadas por un factor de 0.75.

$$0.75\phi V_n = 337.92 \text{ kg}$$

El perno seleccionado cumple con la demanda requerida por el sistema de balasto seleccionado que tiene un valor de 20 kg.

### ***Fuerza de fricción.***

Los apoyos del panel serán diseñados para una trayectoria de la fuerza sísmica desde el centro de masas de cada componente hacia el punto de resistencia a la fricción igual al menor que las ecuaciones (15) y (17).

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} A_x \quad (15)$$

Donde:

$F_p$ : Fuerza sísmica horizontal

$a_i$ : Máxima aceleración de piso

$a_p$  : Factor de amplificación del panel solar

$W_p$ : Peso de cada componente del sistema fotovoltaico

$R_p$ : Factor de modificación de la respuesta del panel solar

$I_p$ : Factor de importancia del panel solar

$A_x$ : Factor de amplificación torsional

La máxima aceleración de piso de la estructura de estudio según (ASCE/SEI , 2017) se la puede encontrar mediante cualquiera de los tres análisis siguientes:

- Análisis dinámico lineal, puede ser análisis modal espectral o análisis tiempo historia.
- Análisis tiempo historia no lineal.
- Análisis de espectros de respuesta del suelo.

En el presente proyecto se encontró la máxima aceleración de piso con un análisis dinámico tiempo historia no lineal, como se presentó en el capítulo IV.

Según la normativa ASCE/SEI 7-16, si se realiza un análisis con más de 7 espectros compatibles se deberá tomar el valor promedio entre las máximas aceleraciones de piso, en este caso se realizó un análisis con 12 espectros, por lo que se tomará el valor promedio y adicionalmente con fines de comparación entre resultados se realizará el análisis con cada una de las máximas aceleraciones obtenidas con los 12 espectros compatibles.

Los factores de amplificación  $a_p$  y de modificación de respuesta  $R_p$  del componente no estructural, es decir el panel solar, se los determinará según la norma ASCE/SEI 7-16, que indica los factores para diferentes componentes mecánicos y

eléctricos, al no existir específicamente factores para paneles solares se tomará el de la clasificación “otros componentes mecánicos y eléctricos” que se presenta en la Figura 90.

**Figura 90**

*Coeficientes sísmicos para componentes mecánicos y eléctricos*

Components	$a_p^b$	$R_p^b$
<b>MECHANICAL AND ELECTRICAL COMPONENTS</b>		
Air-side HVACR, fans, air handlers, air conditioning units, cabinet heaters, air distribution boxes, and other mechanical components constructed of sheet metal framing	2½	6
Wet-side HVACR, boilers, furnaces, atmospheric tanks and bins, chillers, water heaters, heat exchangers, evaporators, air separators, manufacturing or process equipment, and other mechanical components constructed of high-deformability materials	1	2½
Air coolers (fin fans), air-cooled heat exchangers, condensing units, dry coolers, remote radiators and other mechanical components elevated on integral structural steel or sheet metal supports	2½	3
Engines, turbines, pumps, compressors, and pressure vessels not supported on skirts and not within the scope of Chapter 15	1	2½
Skirt-supported pressure vessels not within the scope of Chapter 15	2½	2½
Elevator and escalator components	1	2½
Generators, batteries, inverters, motors, transformers, and other electrical components constructed of high-deformability materials	1	2½
Motor control centers, panel boards, switch gear, instrumentation cabinets, and other components constructed of sheet metal framing	2½	6
Communication equipment, computers, instrumentation, and controls	1	2½
Roof-mounted stacks, cooling and electrical towers laterally braced below their center of mass	2½	3
Roof-mounted stacks, cooling and electrical towers laterally braced above their center of mass	1	2½
Lighting fixtures	1	1½
Other mechanical or electrical components	1	1½

*Nota:* (ASCE/SEI , 2017)

El factor de importancia  $I_p$  dependen del tipo de componente que se va a analizar, según ASCE/SEI 7-16, será 1.50 para los componentes que cumplan cualquiera de las siguientes características:

- Componentes que se requieran para garantizar la seguridad humana después de terremotos por ejemplo sistemas contra incendios y escaleras de emergencia.
- Componentes que transporten, soporten o contengan sustancias tóxicas o explosivas que representen una amenaza para el público si se libera.

- Componentes que se encuentren en una estructura de alto riesgo sísmico y sean necesarios para el correcto funcionamiento del mismo.

Si no cumple ninguna de las características el factor de importancia se tomará un valor de 1.00, en el caso de estudio se tomará este valor.

El factor de amplificación torsional  $A_x$ , según la normativa ASCE/SEI 7-16, capítulo 12, se obtiene mediante la ecuación (16). El valor de este factor no debe ser menor que 1.00 y no debe exceder a 3.00.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \quad (16)$$

Donde:

$\delta_{m\acute{a}x}$ : Máximo desplazamiento en el último piso del edificio de estudio

$\delta_{prom}$ : Promedio entre los desplazamientos en los puntos externos del último piso del edificio de estudio

En las tablas siguientes se presenta un resumen de los valores del factor de amplificación torsional  $A_x$ , correspondientes a cada espectro.

**Tabla 22**

*Resumen de cálculo de factor de amplificación torsional  $A_x$  - Dirección horizontal X*

<b>Espectro</b>	<b><math>\delta_{max}</math> (m)</b>	<b><math>\delta_{prom}</math> (m)</b>	<b><math>A_x</math></b>	<b><math>A_x</math> asumido</b>
Lytle Creek	0.04586	0.04463	0.7331	1.00
Fuili, Italy-03	0.04218	0.04122	0.7272	1.00
Fruili, Italy-02	0.04503	0.04364	0.7394	1.00
Santa Barbara	0.04424	0.04376	0.7097	1.00

<b>Espectro</b>	<b><math>\delta_{\max}</math> (m)</b>	<b><math>\delta_{\text{prom}}</math> (m)</b>	<b><math>A_x</math></b>	<b><math>A_x</math> asumido</b>
Coalinga-01	0.05212	0.05127	0.7179	1.00
Coalinga-02	0.04160	0.04060	0.7290	1.00
Coalinga-04	0.04894	0.04735	0.7418	1.00
Coalinga-05	0.04582	0.04458	0.7335	1.00
Coalinga-06	0.04149	0.04115	0.7059	1.00
Coalinga-07	0.04181	0.04143	0.7072	1.00
N. Palm Springs	0.06079	0.05935	0.7285	1.00
Whittier Narrows-01	0.04905	0.04755	0.7389	1.00

**Tabla 23**

*Resumen de cálculo de factor de amplificación torsional  $A_x$  - Dirección horizontal Y*

<b>Espectro</b>	<b><math>\delta_{\max}</math> (m)</b>	<b><math>\delta_{\text{prom}}</math> (m)</b>	<b><math>A_x</math></b>	<b><math>A_x</math> asumido</b>
Lytle Creek	0.04963	0.04261	0.9419	1.00
Fuili, Italy-03	0.04767	0.04340	0.8378	1.00
Fruili, Italy-02	0.05079	0.04440	0.9085	1.00
Santa Barbara	0.04675	0.04289	0.8252	1.00
Coalinga-01	0.06487	0.05369	1.0138	1.01
Coalinga-02	0.05560	0.04780	0.9397	1.00
Coalinga-04	0.05661	0.04792	0.9693	1.00
Coalinga-05	0.05358	0.04705	0.9004	1.00
Coalinga-06	0.04671	0.04225	0.8488	1.00
Coalinga-07	0.04769	0.04377	0.8245	1.00
N. Palm Springs	0.04686	0.04502	0.7523	1.00
Whittier Narrows-01	0.05527	0.04764	0.9348	1.00

La fuerza sísmica será diferente para los sistemas de balasto externos e internos ya que soportan pesos diferentes, los valores utilizados para el cálculo de estas fuerzas se detallan en la Tabla 24.

**Tabla 24**

*Resumen de valores para cálculo de  $F_p$*

<b>Parámetro</b>		<b>Valor</b>
Factor importancia componente	$I_p$	1
Factor de amplificación dinámica	$a_p$	1
Factor de modificación de respuesta	$R_p$	1.5
Peso total sistema de balasto externo (kg)	$W_{pext}$	84.45
Peso total sistema de balasto interno (kg)	$W_{pint}$	98.90

El cálculo de la fuerza sísmica horizontal para el análisis del elemento no estructural tanto para la dirección X como para la dirección Y se presentan en las siguientes tablas. Es importante mencionar que se realizó el cálculo para cada registro, así como para el promedio de las aceleraciones de los 12 registros.

**Tabla 25**

*Fuerza  $F_p$  dirección X – Sistema de balasto interno*

<b>Espectro</b>	<b><math>a_i</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>F_p</math> (N)</b>	<b><math>F_p</math> (Kg)</b>
Lytle Creek	20.445	1347.985	137.409
Fuili, Italy-03	15.065	993.256	101.249
Fruili, Italy-02	18.182	1198.786	122.200
Santa Barbara	16.435	1083.638	110.463

<b>Espectro</b>	<b>ai (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Fp (N)</b>	<b>Fp (Kg)</b>
Coalinga-01	23.055	1520.111	154.955
Coalinga-02	16.969	1118.812	114.048
Coalinga-04	19.287	1271.644	129.627
Coalinga-05	15.606	1028.934	104.886
Coalinga-06	15.473	1020.206	103.997
Coalinga-07	14.709	969.827	98.861
N. Palm Springs	23.256	1533.378	156.308
Whittier Narrows-01	17.512	1154.648	117.701
Promedio	18.000	1186.769	120.975

**Tabla 26**

*Fuerza Fp dirección Y – Sistema de Balasto interno*

<b>Espectro</b>	<b>ai (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Fp (N)</b>	<b>Fp (Kg)</b>
Lytle Creek	18.064	1191.025	121.409
Fuili, Italy-03	18.664	1230.612	125.445
Fruili, Italy-02	17.793	1173.148	119.587
Santa Barbara	15.338	1011.287	103.087
Coalinga-01	22.364	1494.841	152.379
Coalinga-02	21.661	1428.212	145.587
Coalinga-04	18.764	1237.148	126.111
Coalinga-05	20.855	1375.016	140.165
Coalinga-06	19.169	1263.851	128.833
Coalinga-07	17.725	1168.651	119.129

<b>Espectro</b>	<b>ai (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Fp (N)</b>	<b>Fp (Kg)</b>
N. Palm Springs	18.338	1209.075	123.249
Whittier Narrows-01	19.123	1260.865	128.529
Promedio	18.988	1251.950	127.6198

**Tabla 27**

*Fuerza Fp dirección X – Sistema de balasto externo*

<b>Espectro</b>	<b>ai (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Fp (N)</b>	<b>Fp (Kg)</b>
Lytle Creek	20.445	1151.034	117.333
Fuili, Italy-03	15.065	848.134	86.456
Fruili, Italy-02	18.182	1023.635	104.346
Santa Barbara	16.435	925.310	94.323
Coalinga-01	23.055	1298.012	132.315
Coalinga-02	16.969	955.346	97.385
Coalinga-04	19.287	1085.848	110.688
Coalinga-05	15.606	878.600	89.562
Coalinga-06	15.473	871.147	88.802
Coalinga-07	14.709	828.128	84.417
N. Palm Springs	23.256	1309.341	133.470
Whittier Narrows-01	17.512	985.946	100.504
Promedio	18.000	1013.373	103.300

**Tabla 28***Fuerza Fp dirección Y – Sistema de Balasto externo*

<b>Espectro</b>	<b>ai (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Fp (N)</b>	<b>Fp (Kg)</b>
Lytle Creek	18.064	1017.007	103.670
Fuili, Italy-03	18.664	1050.811	107.116
Fruili, Italy-02	17.793	1001.742	102.114
Santa Barbara	15.338	863.530	88.026
Coalinga-01	22.364	1276.434	130.116
Coalinga-02	21.661	1219.540	124.316
Coalinga-04	18.764	1056.392	107.685
Coalinga-05	20.855	1174.117	119.686
Coalinga-06	19.169	1079.194	110.010
Coalinga-07	17.725	997.903	101.723
N. Palm Springs	18.338	1032.420	105.242
Whittier Narrows-01	19.123	1076.643	109.750
Promedio	18.988	1069.031	108.974

Se procede a calcular la fuerza mediante la ecuación (17)(17) con el fin de comparar las fuerzas obtenidas en las tablas anteriores y seleccionar el menor valor.

$$F_h = 0.60W_p \quad (17)$$

**Tabla 29**

*Fuerza horizontal - Sistema de balasto*

<b>Fuerza sísmica</b>	<b>Valor</b>
$F_{next} (kg)$	50.67
$F_{hint} (kg)$	59.34

Al realizar la comparación se determina que el menor valor entre las fuerzas es  $F_h$ , esta fuerza debe ser resistida por la fricción que se genera por el contacto del bloque de balasto y la superficie de la terraza del edificio.

La fuerza de fricción que se opone al movimiento del sistema de balasto respecto a la superficie de la terraza se la calculará mediante la ecuación (18).

$$f = \mu * N \quad (18)$$

Donde:

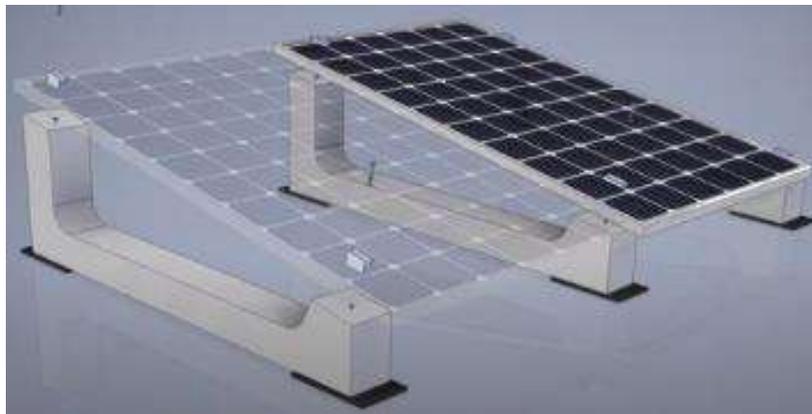
$\mu$ : coeficiente de fricción

$N$ : Fuerza normal

De acuerdo a los proveedores SunBallast para la instalación del sistema se debe colocar bajo los extremos del balasto una membrana de caucho como se presenta en la Figura 91, por lo tanto, el coeficiente de fricción entre las dos superficies (caucho sobre hormigón) será de 0.3 en condiciones húmedas y 1.00 en condiciones secas.

**Figura 91**

*Montaje sistema de balasto*



*Nota:* (Sun Ballast, 2020)

Según SEAOC (2012), el coeficiente de fricción será aquel que represente las condiciones más desfavorables para el sistema de balasto, en este caso será en condiciones húmedas.

La fuerza normal es la reacción que tiene la superficie de la terraza sobre el sistema de balasto ante las fuerzas perpendiculares que ejerce el componente, en este caso será igual al peso total entre el panel solar y el sistema de soporte.

**Tabla 30**

*Cálculo fuerza de fricción*

<b>Balasto</b>	<b>N (kg)</b>	<b>f (kg)</b>
Interno	98.9	29.67
Externo	84.45	25.335

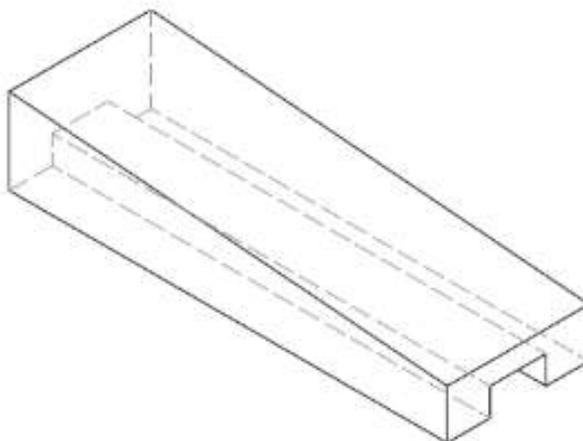
De acuerdo a los valores obtenidos, la fuerza de fricción tanto para el balasto interno como externo es menor que la fuerza sísmica calculada  $F_h$ , esto indica que ante

un evento sísmico el sistema fotovoltaico se desplaza, por lo que es necesario añadir peso extra para que contribuya a la fuerza normal y por ende la fuerza de fricción sea mayor.

Se añadió un bloque de hormigón simple para colocarlo sobre los balastos tanto externos como internos y de esa manera se genere una fuerza gravitacional extra.

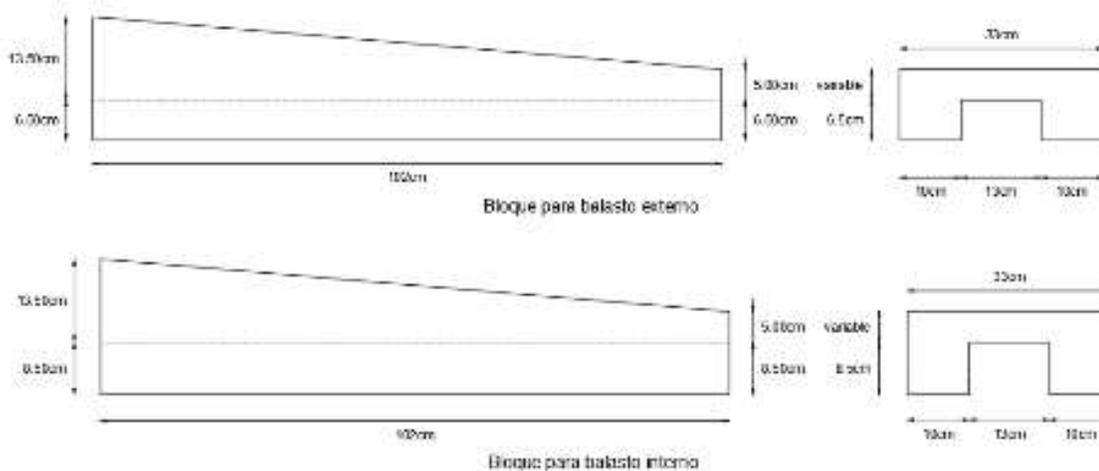
**Figura 92**

*Bloque de hormigón extra*



**Figura 93**

*Dimensiones de los bloques de hormigón*



Con las dimensiones que se presentan en la Figura 93 y con un peso específico aproximado de 2200 kg/m<sup>3</sup>, se calculó el peso de los bloques de hormigón y se obtuvo un peso de 97.70kg para balasto externo y de 106.60kg para balasto interno, con este peso extra se recalculó la fuerza de fricción como se muestra en la Tabla 31.

**Tabla 31**

*Cálculo nueva fuerza de fricción*

<b>Balasto</b>	<b>N (kg)</b>	<b>f (kg)</b>
Interno	205.50	61.65
Externo	182.15	54.65

**Tabla 32**

*Comparación Fuerza sísmica y Fuerza de fricción*

<b>Balasto</b>	<b>F<sub>h</sub> (kg)</b>	<b>f (kg)</b>	<b>F<sub>h</sub> &lt; f</b>
Externo	50.67	54.65	Ok
Interno	59.34	61.65	Ok

Al añadir peso extra la fuerza de fricción es mayor que la fuerza sísmica, esto garantiza que el sistema de montaje de balasto junto a los paneles solares no se desplace en la superficie de la terraza al momento de un movimiento sísmico.

### ***Sistema de montaje anclado a la losa***

Para el sistema anclado a la losa se tomó como base el soporte que se presenta en la Figura 94, el cual corresponde a una empresa canadiense que se acopla a las dimensiones del panel escogido anteriormente.

**Figura 94**

*Sistema de montaje comercial*

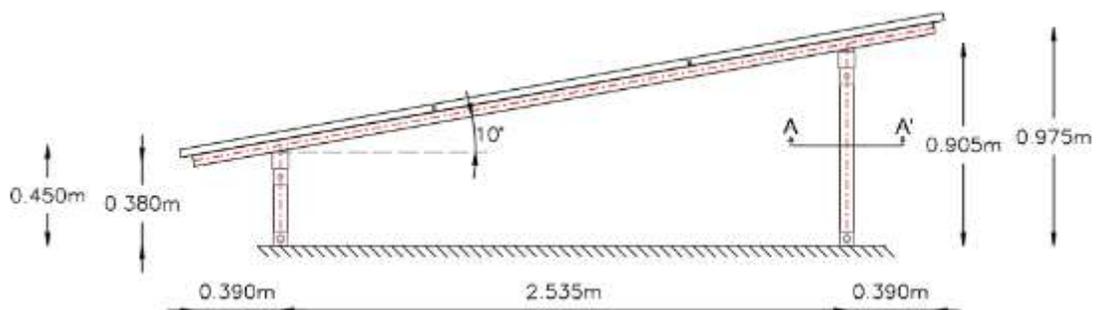


*Nota:* (SunModo Corporation, 2018)

El sistema de montaje se lo acopló a las dimensiones de los paneles solares y a la inclinación necesaria según el lugar de emplazamiento, al igual que el sistema de balasto este tiene una inclinación de  $10^\circ$  hacia el norte.

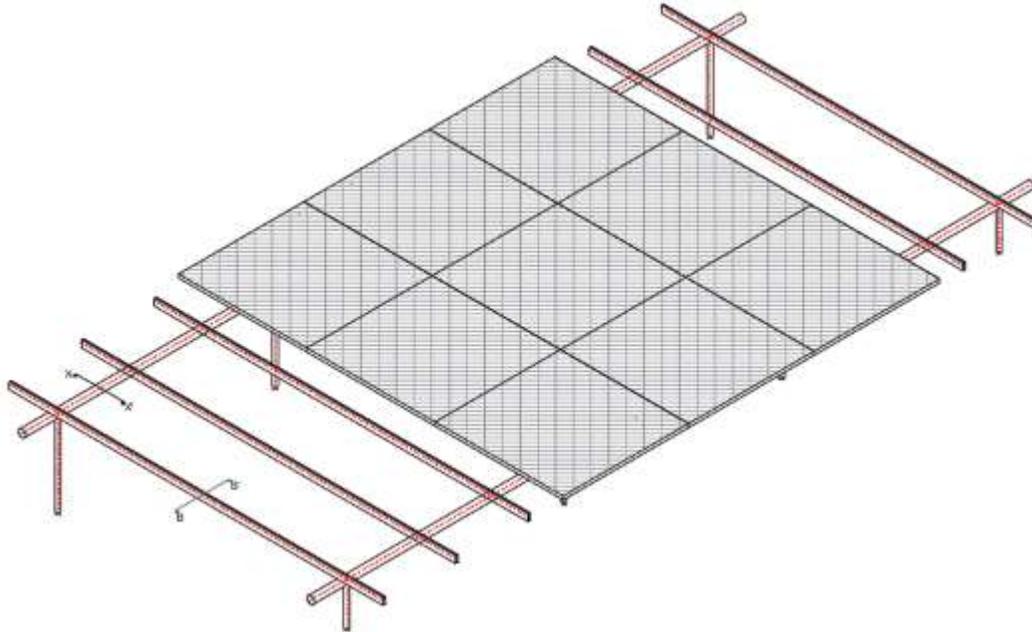
**Figura 95**

*Dimensiones e inclinación - Sistema de montaje*



**Figura 96**

*Colocación de paneles solares en sistema de montaje escogido*



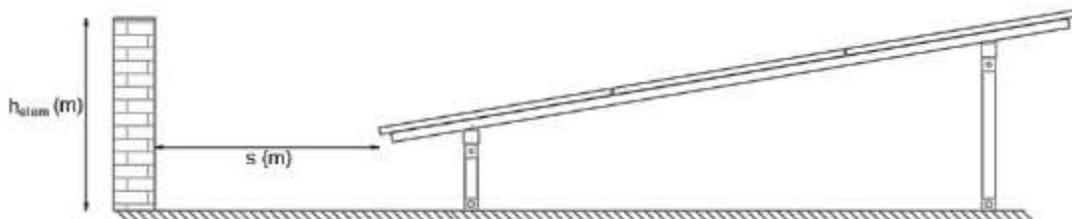
### **Distribución geométrica de paneles.**

A diferencia de los sistemas fotovoltaicos fijados con balasto la normativa ASCE/SEI 7-16 no especifica los espacios mínimos que debe existir entre los sistemas anclados por lo que para su dimensionamiento geométrico solamente se tomara en cuenta la proyección de sombra y una distancia para circulación y mantenimiento de los paneles.

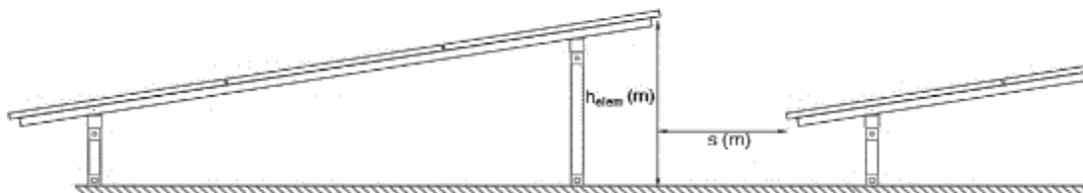
La distancia mínima para prevenir la sombra se determinó según la ecuación (5), tanto para la sombra de los antepechos como para la sombra producida por los paneles solares como se presenta en las figuras, donde  $h_{elem}$  es la altura del elemento que genera sombra.

**Figura 97**

*Distancia de sombra entre antepecho y panel - Montaje anclado a la losa*

**Figura 98**

*Distancia de sombra entre paneles solares- Montaje anclado a la losa*

**Tabla 33**

*Distancias mínimas para evitar sombra - Montaje anclado a la losa*

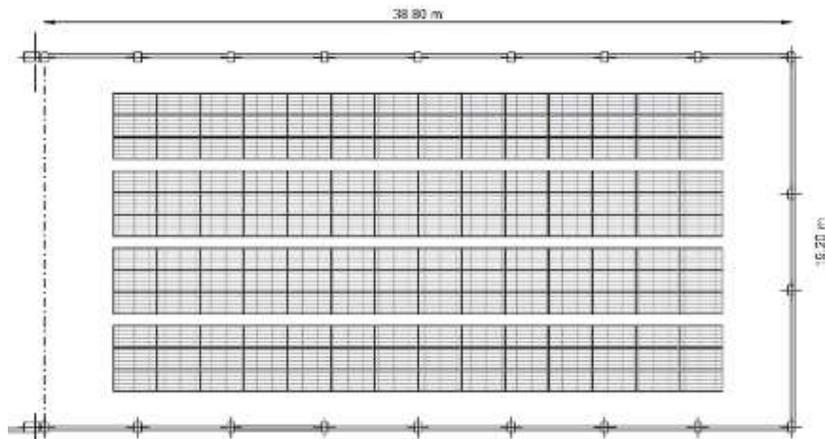
Elemento	$h_{elem}$ (m)	Distancia s (m)
Antepecho 1	1.00	0.562
Antepecho 2	0.90	0.505
Panel	0.975	0.547

Como se mencionó anteriormente se debe tomar en cuenta la distancia mínima para circulación de una persona que es de 0.60m y transporte de herramientas para la instalación y mantenimiento de los paneles.

De acuerdo a las dimensiones de la terraza del caso de estudio, en resumen, se tomará como separación entre paneles 0.60m y entre antepecho y panel de 1.82m y 3.55m debido a la configuración geométrica de la estructura de soporte seleccionada.

**Figura 99**

*Distribución de los paneles anclados a la losa*



**Figura 100**

*Distribución de paneles - Vista 3D*



### Consideraciones sísmicas.

Para estructuras de montaje de paneles solares anclados a la losa la normativa ASCE/SEI 7-16, capítulo 13, indica las fuerzas sísmicas para realizar un análisis dinámico del elemento.

Para determinar las fuerzas sísmicas horizontales que resiste el elemento se debe aplicar la ecuación (15)(15), tomando los mismos valores de los factores  $I_p$ ,  $a_p$ ,  $R_p$  y  $A_x$  utilizados en el sistema de montaje con balasto

El peso total del sistema fotovoltaico  $W_p$  incluirá el peso del sistema de montaje y el peso propio de las planchas de paneles solares, en este caso será el peso de 42 paneles.

**Tabla 34**

*Resumen de datos para calcular la fuerza sísmica*

Parámetros	Nomenclatura	Valor
Factor importancia componente	$I_p$	1
Factor de amplificación dinámica	$a_p$	1
Factor de modificación de respuesta	$R_p$	1.5
Peso total sistema fotovoltaico (kg)	$W_p$	1625.06

Con estos datos se procede a calcular las fuerzas sísmicas horizontales con las máximas aceleraciones de los 12 espectros y con el valor promedio de estas.

**Tabla 35***Resumen de fuerzas sísmicas horizontales - Dirección X*

<b>Espectro</b>	<b><math>a_i</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>F_{px}</math> (N)</b>	<b><math>F_{px}</math> (Kg)</b>
Lytle Creek	20.445	22149.198	2257.818
Fuili, Italy-03	15.065	16320.526	1663.662
Fruili, Italy-02	18.182	19697.669	2007.917
Santa Barbara	16.435	17805.625	1815.048
Coalinga-01	23.055	24977.465	2546.123
Coalinga-02	16.969	18383.593	1873.965
Coalinga-04	19.287	20894.824	2129.952
Coalinga-05	15.606	16906.772	1723.422
Coalinga-06	15.473	16763.357	1708.803
Coalinga-07	14.709	15935.556	1624.420
N. Palm Springs	23.256	25195.470	2568.346
Whittier Narrows-01	17.512	18972.419	1933.988
Promedio	18.000	19500.206	1987.7886

**Tabla 36***Resumen de fuerzas sísmicas horizontales - Dirección Y*

<b>Espectro</b>	<b><math>a_i</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>F_{py}</math> (N)</b>	<b><math>F_{py}</math> (Kg)</b>
Lytle Creek	18.064	19570.138	1994.917
Fuili, Italy-03	18.664	20220.611	2061.224
Fruili, Italy-02	17.793	19276.391	1964.974
Santa Barbara	15.338	16616.799	1693.863

Espectro	$a_i$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_{py}$ (N)	$F_{py}$ (Kg)
Coalinga-01	22.364	24562.255	2503.798
Coalinga-02	21.661	23467.444	2392.196
Coalinga-04	18.764	20328.008	2072.172
Coalinga-05	20.855	22593.366	2303.095
Coalinga-06	19.169	20766.777	2116.899
Coalinga-07	17.725	19202.508	1957.442
N. Palm Springs	18.338	19866.720	2025.150
Whittier Narrows-01	19.123	20717.703	2111.896
Promedio	18.988	20571.223	2096.965

La fuerza sísmica horizontal  $F_p$  según ASCE/SEI 7-16, debe ser menor que el valor obtenido de la ecuación (19) y mayor que el valor obtenido de la ecuación (20).

$$F_{ps} = 1.6S_a I_p W_p \quad (19)$$

$$F_{pi} = 0.3S_a I_p W_p \quad (20)$$

Donde

$S_a$ : Pseudoaceleración espectral del edificio de estudio, en este caso 1.19 g.

**Tabla 37**

*Límites de la fuerza sísmica horizontal  $F_p$*

$F_{pi}$ (Kgf)	580.341
$F_{ps}$ (Kgf)	3095.154

*Fuente: Autores*

De acuerdo a los resultados de las tablas anteriores se puede observar que los valores de la fuerza sísmica  $F_p$  están dentro del rango establecido.

### **Diseño de Anclajes.**

Para el diseño de anclajes de elementos no estructurales, en este caso paneles solares, el ASCE/SEI 7-16 permite el uso de pernos preinstalados y postinstalados cuyo diseño debe cumplir con los requerimientos indicados en la normativa ACI 318 (2019), capítulo 17, también menciona que los pernos postinstalados en concreto deben ser precalificados para aplicaciones sísmicas, sometidos a ensayos de laboratorio en concordancia con ACI 355.2.

Para el diseño se utilizarán pernos de anclaje de expansión, en este caso el perno utilizado es de la marca Strong-Bolt 2 Anclaje de Cuña.

### **Figura 101**

*Perno de anclaje de expansión*



*Nota:* (Simpson Strong - Tie, 2016)

Las dimensiones y propiedades del perno a utilizar se detallan en la siguiente tabla.

**Tabla 38***Características del perno de expansión*

<b>Datos iniciales</b>		<b>Sistema Ingles</b>		<b>Sistema S. I</b>	
$d_a$	Diámetro nominal del perno de anclaje	0.50	in	1.27	cm
$A_{se}$	Área transversal efectiva	0.105	in <sup>2</sup>	0.677	cm <sup>2</sup>
$f_{ya}$	Resistencia a la fluencia del anclaje	92000	lb/in <sup>2</sup>	6470	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{uta}$	Resistencia a la Tensión del anclaje	115000	lb/in <sup>2</sup>	8090	kg/cm <sup>2</sup>
$h_{ef}$	Profundidad de empotramiento eficaz	3.375	in	8.573	cm

*Nota:* (Simpson Strong - Tie, 2016)

Para realizar el diseño es necesario encontrar las reacciones generadas en los apoyos del panel solar, una vez que este fue sometido a las fuerzas sísmicas obtenidas anteriormente, como se observa en las tablas.

**Tabla 39***Reacciones obtenidas con la fuerza sísmica horizontal*

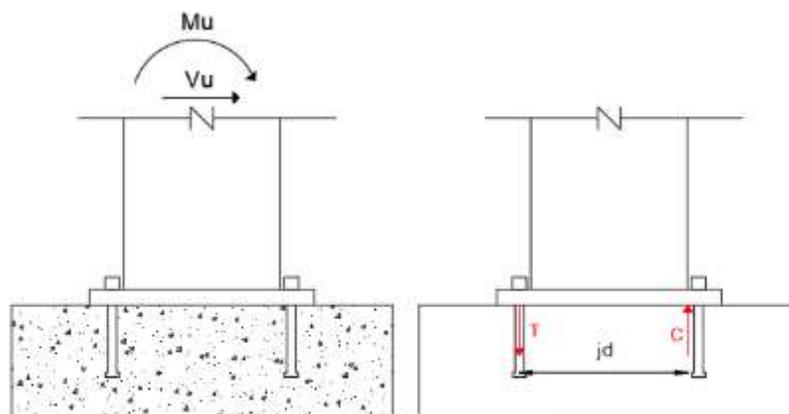
<b>Espectro</b>	<b>Cortante (Kg)</b>	<b>Momento (Kg-m)</b>
Lytle Creek	425.06	107.40
Fuili, Italy-03	364.6	94.86
Fruili, Italy-02	378.97	95.65
Santa Barbara	343.39	86.58
Coalinga-01	478.24	120.96
Coalinga-02	425.21	110.06
Coalinga-04	401.48	101.38
Coalinga-05	409.07	105.97

Espectro	Cortante (Kg)	Momento (Kg-m)
Coalinga-06	377.29	97.42
Coalinga-07	349.54	90.01
N. Palm Springs	482.34	122.00
Whittier Narrows-01	376.42	97.19
Promedio	375.25	96.50

Debido a que el soporte está sometido a momento es necesario determinar la distancia entre las fuerzas  $jd$ , como se indica en la figura y el área sometida a compresión ya que las fuerzas solo actúan en aquellos pernos sometidos a tracción.

**Figura 102**

*Comportamiento de pernos ante fuerzas aplicadas*

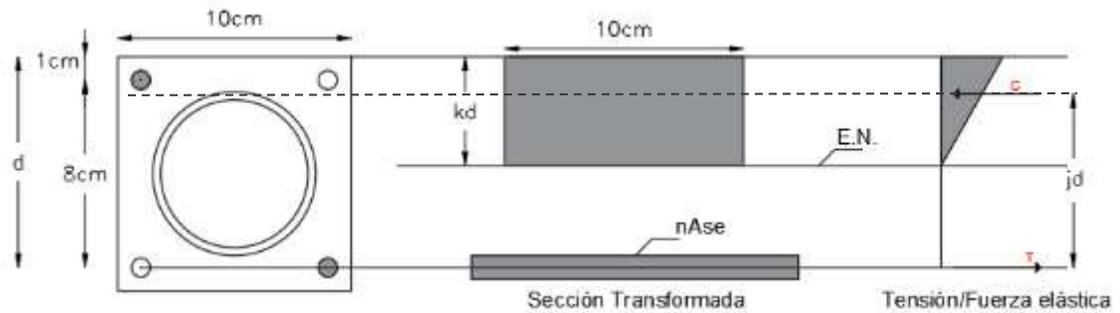


Para fines de diseño y de manera aproximada se permite hacer el cálculo de la distancia  $jd$  mediante la teoría elástica de vigas, también se puede calcular tomando como hipótesis que la resultante a compresión se encuentra a una distancia igual a el espesor de la placa desde la cara exterior del poste, entre estos cálculos se tomará el menor valor.

A continuación, se determinará la distancia  $jd$  utilizando la teoría elástica de vigas.

**Figura 103**

*Teoría elástica de vigas*



Primero es necesario encontrar la distancia  $kd$  realizando una suma de momentos en el eje neutro.

$$10 * kd * \left(\frac{kd}{2}\right) = nA_{se} * (d - kd)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{57000 * \sqrt{f'c}}$$

$$n = \frac{29000000 \text{ lb/in}^2}{57000 * \sqrt{4000 \text{ lb/in}^2}} \approx 8$$

$$A_{se} = 1 * 0.677 \text{ cm}^2 = 0.677 \text{ cm}^2$$

$$d = 10 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$$

$$5 * kd^2 = 8 * 0.677 * (9 - kd)$$

$$kd = 2.627 \text{ cm}$$

Con  $kd$  encontrado se procede a hallar la distancia  $jd$  ya que se conoce que la fuerza a compresión se encuentra a una distancia de  $1/3$  de la base del triángulo.

$$jd = d - \frac{Kd}{3}$$

$$jd = 9 - \frac{2.627}{3}$$

$$jd = 8.125 \text{ cm}$$

Utilizando la hipótesis que la resultante a compresión se encuentra a una distancia igual al espesor de la placa, la distancia  $jd$  es la siguiente.

$$jd = 7.00 + 0.7 + 0.5$$

$$jd = 8.20 \text{ cm}$$

Donde 7.00 cm es el diámetro del poste, 0.70 cm es el espesor de la placa de fijación utilizada y 0.50 cm es la distancia entre el perno y la cara del poste.

La distancia  $jd$  a utilizar es la que se encontró mediante la teoría elástica de vigas ya que es la más crítica, cabe destacar que los valores obtenidos mediante la teoría elástica pueden estar sobreestimados ya que el análisis es más complicado cuando se utiliza placas flexibles.

Con la distancia  $jd$  obtenida se procede a calcular la fuerza a tracción que actúa en los pernos de anclaje, de acuerdo a la ecuación (21).

$$Mu = Nu * jd \tag{21}$$

**Tabla 40***Fuerzas a tracción en pernos*

<b>Espectro</b>	<b>Mu (kgf-m)</b>	<b>jd (m)</b>	<b>Nu (kgf)</b>
Lytle Creek	107.40	0.08125	1321.85
Fuili, Italy-03	94.86	0.08125	1167.51
Fruili, Italy-02	95.65	0.08125	1177.23
Santa Barbara	86.58	0.08125	1065.6
Coalinga-01	120.96	0.08125	1488.74
Coalinga-02	110.06	0.08125	1354.58
Coalinga-04	101.38	0.08125	1247.75
Coalinga-05	105.97	0.08125	1304.25
Coalinga-06	97.42	0.08125	1199.02
Coalinga-07	90.01	0.08125	1107.82
N. Palm Springs	122.00	0.08125	1501.54
Whittier Narrows-01	97.19	0.08125	1196.18
Promedio	96.50	0.08125	1187.69

Una vez calculadas las fuerzas a tracción procedemos a calcular la resistencia nominal del anclaje y de esta manera comprobar si el perno seleccionado resiste las cargas aplicadas.

#### **Resistencia a tracción del anclaje.**

#### ***Rotura a tracción del anclaje.***

Para encontrar la rotura a tracción del perno se utilizará la ecuación (22) según la normativa (ACI 318, 2019).

$$\phi N_s = \phi n * A_{se} * f_{uta} \quad (22)$$

Donde:

$\phi$  : 0.75 de acuerdo a la sección 17.3.3 de la norma (ACI 318, 2019).

$n$ : número de pernos que trabajan a tracción.

$A_{se}$ : Área transversal efectiva a tracción y corte, parámetro que provee el fabricante.

$f_{uta}$ : Resistencia a la tensión del anclaje, parámetro que provee el fabricante, adicionalmente no debe ser mayor que el menor valor entre 1.90  $f_{ya}$  o 125000 lb/in<sup>2</sup>

El parámetro  $f_{uta}$  otorgado por el fabricante no es mayor que el menor de 1.90  $f_{ya}$  o 125000 lb/in<sup>2</sup> por lo tanto se utiliza el valor del fabricante.

$$f_{uta} = 115000 \frac{lb}{in^2} \approx 8090 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi N_s = 0.75 * 0.677 \text{ cm}^2 * 8090 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi N_s = 4107.70 \text{ kg}$$

### **Resistencia al arrancamiento del concreto.**

La resistencia al arrancamiento para un solo anclaje como se explicó en la sección de sistemas de montaje de balasto se calcula mediante la ecuación ( 7).

Como los paneles solares se encuentran ubicados en la terraza del edificio no se toma en cuenta el parámetro  $C_{a,min}$  ya que es la distancia mínima hacia un borde de concreto y al encontrarse en una superficie alejada de bordes este parámetro es despreciable, por lo que  $\Psi_{ed,N}$  y  $\Psi_{cp,N}$  son igual a 1.00 de acuerdo a la Tabla 19, por

otro lado, el valor de  $\Psi_{c,N}$  es igual a 1.40 al estar trabajando con anclajes postinstalados.

Para el presente caso de estudio el área de falla proyectada para un solo anclaje  $A_{NCO}$  será igual a el área proyectada para un grupo de anclajes  $A_{NC}$ . El cálculo de estas áreas se determinará según las ecuaciones (23) y (24).

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2 \quad (23)$$

$$A_{NC} = (C_{a1} + 1.5h_{ef})(2 * 1.5h_{ef}) \quad (24)$$

Como se menciona con anterioridad debido a que el perno de anclaje se encuentra alejado de los bordes, la distancia  $C_{a1}$  es igual a la distancia originada por el cono de falla en el hormigón  $1.5h_{ef}$  de tal forma que la ecuación de cálculo para  $A_{NC}$  coincide con la ecuación de  $A_{NCO}$  como se muestra a continuación.

$$C_{a1} = 1.5h_{ef}$$

$$A_{NC} = (1.5h_{ef} + 1.5h_{ef})(2 * 1.5h_{ef})$$

$$A_{NC} = (2 * 1.5h_{ef})(2 * 1.5h_{ef})$$

$$A_{NC} = 9h_{ef}^2$$

$$A_{NC} = A_{NCO}$$

$$A_{NC} = 9 * 8.573^2 = 661.47 \text{ cm}^2$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje  $N_b$  se calcula al igual que en el sistema de balasto con la ecuación (9).

$$N_b = 7.00 * 0.8\sqrt{280} * 8.5^{1.5}$$

$$N_b = 2352.16 \text{ kg}$$

Con los parámetros necesarios definidos se procede a calcular la resistencia al arrancamiento del concreto de acuerdo a la ecuación ( 7).

$$\phi N_{cb} = 0.75 * \frac{661.47}{661.47} * 1.00 * 1.40 * 1.00 * 2352.16$$

$$\phi N_{cb} = 2469.77 \text{ kg}$$

***Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje.***

$$\phi N_{pn} = \Psi_{c,p} * N_p \quad (25)$$

A pesar que la norma ACI 318 (2019) especifica que es necesario verificar la resistencia a la extracción, para el presente estudio no es posible determinar este valor debido a que  $N_p$  no puede ser hallado mediante fórmulas de cálculo para anclajes postinstalados, por lo que se lo obtiene mediante ensayos de laboratorio de acuerdo a ACI 355.2.

***Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción.***

$$\phi N_{sb} = 160 * C_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}} \quad (26)$$

Debido a la naturaleza del presente estudio no es necesario realizar el cálculo de este valor ya que esta reacción se encuentra presente únicamente en aquellos anclajes cercanos a un borde de hormigón como sería el caso de un pedestal.

***Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos.***

$$\phi N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} * \Psi_{ed,Na} * \Psi_{cp,Na} * N_{ba} \quad (27)$$

De igual forma debido a las condiciones del caso de estudio este valor no es necesario calcular ya que para el anclaje se están utilizando pernos de expansión mas no pernos adheridos para los cuales está orientada el cálculo de esta resistencia.

### **Resistencia a cortante de los anclajes.**

#### ***Resistencia del anclaje sometido a cortante.***

Al igual que en los sistemas de balasto para anclajes postinstalados la norma ACI 318 (2019) permite usar de forma alternativa la ecuación (10).

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 0.60 * 0.677 * 8090 = 2136.00 \text{ kg}$$

#### ***Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante.***

La resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo se lo calculará con la ecuación (11), donde el valor de  $k_{cp}$  se lo determinará de acuerdo a la siguiente condición.

$$h_{ef} = 3.375 \text{ in}$$

$$h_{ef} > 2.50 \text{ in} \Rightarrow k_{cp} = 2.00$$

$$N_{cp} = N_{cb} \Rightarrow N_{cp} = 3293.03 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cp} = 0.65 * 2.00 * 3293.03$$

$$\phi V_{cp} = 4280.94 \text{ kg}$$

Las resistencias nominales para el diseño tanto a tracción como a cortante son las menores de todas las calculadas, en este caso las resistencias de diseño son las que se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 41**

*Resistencias de diseño a tracción y cortante*

$\phi N_n$ (kg)	2469.77
-----------------	---------

$\phi V_n$ (kg)	2136.00
-----------------	---------

Ya que el anclaje debe resistir fuerzas sísmicas el (ACI 318, 2019) sección 17.2.3.4.4 indica que las resistencias nominales  $V_n$  y  $N_n$  deben ser multiplicadas por un factor de 0.75.

$$0.75\phi V_n = 1602.00 \text{ kg}$$

$$0.75\phi N_n = 1852.33 \text{ kg}$$

Una vez calculadas las resistencias nominales del perno se procede a verificar si estas resisten las fuerzas producidas por las aceleraciones máximas en la terraza del edificio de estudio.

**Tabla 42**

*Verificación de la resistencia a cortante*

<b>Espectro</b>	<b>Vu (kgf)</b>	<b>0.75 <math>\phi V_n</math></b>	<b>0.75 <math>\phi V_n &gt; Vu</math></b>
Lytle Creek	425.06	1602.00	OK
Fuili, Italy-03	364.6	1602.00	OK
Fruili, Italy-02	378.97	1602.00	OK
Santa Barbara	343.39	1602.00	OK
Coalinga-01	478.24	1602.00	OK
Coalinga-02	425.21	1602.00	OK
Coalinga-04	401.48	1602.00	OK
Coalinga-05	409.07	1602.00	OK
Coalinga-06	377.29	1602.00	OK
Coalinga-07	349.54	1602.00	OK
N. Palm Springs	482.34	1602.00	OK

<b>Espectro</b>	<b>Vu (kgf)</b>	<b>0.75 <math>\phi</math>Vn</b>	<b>0.75 <math>\phi</math>Vn &gt; Vu</b>
Whittier Narrows-01	376.42	1602.00	OK
Promedio	375.25	1602.00	OK

**Tabla 43**

*Verificación de la resistencia a tracción*

<b>Espectro</b>	<b>Nu (kgf)</b>	<b>0.75 <math>\phi</math>Nn</b>	<b>0.75 <math>\phi</math>Nn &gt; Un</b>
Lytle Creek	1321.85	1852.328	OK
Fuili, Italy-03	1167.51	1852.328	OK
Fruili, Italy-02	1177.23	1852.328	OK
Santa Barbara	1065.6	1852.328	OK
Coalinga-01	1488.74	1852.328	OK
Coalinga-02	1354.58	1852.328	OK
Coalinga-04	1247.75	1852.328	OK
Coalinga-05	1304.25	1852.328	OK
Coalinga-06	1199.02	1852.328	OK
Coalinga-07	1107.82	1852.328	OK
N. Palm Springs	1501.54	1852.328	OK
Whittier Narrows-01	1196.18	1852.328	OK
Promedio	1187.69	1852.328	OK

Se puede observar que la resistencia del perno seleccionado cumple con los requisitos existentes, por lo tanto, el perno de anclaje de expansión seleccionado es adecuado para fijar de forma segura la estructura del panel solar a la terraza del edificio.

## Conclusiones del capítulo

Debido a que los sistemas fotovoltaicos son una tecnología relativamente nueva en Ecuador las casas comerciales que los distribuyen no cuentan con un buen servicio de montaje ya que sus estructuras de soporte carecen de fichas técnicas que aseguren el buen comportamiento de este ante posibles eventos sísmicos.

En el país no existen empresas que oferten específicamente sistemas de montaje tipo balasto de hormigón, por lo que, la ficha técnica del sistema de montaje se lo obtuvo de una empresa extranjera, es importante mencionar que para las dimensiones del panel solar escogido la empresa solo ofertaba un tipo de sistema, sin embargo, para paneles más pequeños existe gran variedad de componentes.

Se colocó una separación entre los paneles solares con montaje de balasto y los antepechos de la terraza de 1.55 m en la longitud larga y 2.00 m en la longitud corta de la terraza, valores obtenidos en función de las dimensiones del panel escogido y la superficie de emplazamiento disponible, esta separación es mayor a la recomendada por el ASCE/SEI 7-16 de 1.22 m lo que garantiza que ante movimientos sísmicos los paneles solares no choquen con el antepecho y con esto se evita el cálculo de la resistencia mínima de los antepechos ante fuerzas de impacto.

El sistema de montaje de balasto escogido para el caso de estudio de este proyecto necesita de un peso extra, en este caso un bloque de hormigón simple para resistir sismos de las características indicadas en el capítulo IV.

La normativa ASCE/SEI 7-16, capítulo 13, indica que si se tiene más de 7 espectros para el diseño sísmico de los sistemas fotovoltaicos se deberá realizar el cálculo de la fuerza sísmica horizontal con el valor promedio de las aceleraciones de piso obtenidas con cada uno de los espectros, sin embargo, en el presente estudio a

pesar de tener 12 espectros compatibles, se realizó este cálculo con cada una de las aceleraciones, así como con el valor promedio de las mismas, con esto se pudo verificar que en este caso un valor promedio es suficiente para poder estimar el comportamiento de los sistemas fotovoltaicos ante diferentes eventos sísmicos.

El sistema fotovoltaico anclado a la losa permite el uso de una mayor cantidad de paneles solares en el mismo espacio de la superficie de la terraza, teniendo la cantidad de 168 paneles ubicados en 4 filas de 42 paneles cada una que representa el 62.15% de la superficie de la terraza, mientras que con el sistema de balasto se tiene una cantidad de 155 paneles ubicados en 5 filas de 31 paneles cada una que representa el 51.77% de la superficie de la terraza, esto permite concluir que en cuanto a optimización del espacio disponible la mejor opción es el sistema anclado a la losa.

La opción más adecuada para la instalación de paneles en el edificio de aulas (bloque A) es aquella que contempla el uso de balasto ya que los soportes emperrados al no tener un espesor mínimo de concreto generarían daños a la losa como la infiltración de humedad hacia el interior, por otro lado, el peso añadido del sistema fotovoltaico con balasto y el bloque de hormigón extra no representa un peligro para la losa, ya que el área que ocupan los paneles solares en la terraza no tendrá acceso a carga viva, la carga por metro cuadrado de los paneles solares es de  $84.66 \text{ kg/m}^2$  valor menor en un 57.67% al de la carga viva con la que fue diseñado el edificio.

## Conclusiones

De acuerdo a la investigación de mercado sobre los proveedores de paneles solares en Ecuador, se determinó que a pesar de que existe una gran variedad de paneles solares, la mayoría de proveedores obtienen sus paneles de una misma empresa extranjera, por lo que es fácil encontrar el peso y medidas de estos sistemas en fichas técnicas obtenidas en páginas web.

En el Ecuador los sistemas de montaje para paneles solares fotovoltaicos todavía no se los realiza técnicamente, es decir que colocan una estructura de soporte de cualquier material accesible sin realizar estudios para verificar que resiste el peso del panel o resiste los movimientos sísmicos. La mayoría de clientes solicita únicamente el panel y con sus propios medios lo instalan, por lo que se tomó como referencia sistemas de montajes para terrazas planas de empresas extranjeras que mejor se ajustaban a las características del panel escogido.

Las consideraciones sísmicas para la correcta interacción entre el sistema fotovoltaico y la estructura de hormigón armado con terraza plana tomadas en cuenta en la presente investigación fueron extraídas únicamente de normativas americanas como la norma ASCE/SEI y SEAOC ya que normativas como la colombiana NCR-10, chilena NTM-001 y europea CEN, en sus capítulos de diseño sísmico de elementos no estructurales, toman como referencia a las normas americanas antes mencionadas.

De acuerdo a las dimensiones de la terraza, a las recomendaciones de la normativa ASCE/SEI 7-16 capítulo 13, a las consideraciones para evitar sombra y a la configuración del sistema de montaje, se determinó que se podrá colocar 168 paneles solares anclados a la losa, distribuidos en cuatro filas de 42 paneles cada uno, dejando una separación de 0.60m entre filas de paneles solares para el paso de personas y

equipo de instalación y mantenimiento, así mismo se podrá colocar 155 paneles solares con sistema de balasto distribuidos en cinco filas de 31 paneles cada uno, con una separación de 0.90m entre filas de acuerdo a las especificaciones técnicas del fabricante.

De acuerdo a las aceleraciones y desplazamientos obtenidos de la estructura de estudio después de un movimiento sísmico, se determinó que cada uno de los sistemas de montaje para paneles solares tienen un buen comportamiento ante fuerzas sísmicas, sin embargo, los sistemas de balasto al no estar anclados en la losa necesitan de un peso extra para que no tengan desplazamientos excesivos o se evite un posible volcamiento de los paneles solares.

## Recomendaciones

Es importante que en el Ecuador exista una normativa especializada en diseño sísmico de elementos no estructurales como son los paneles solares, ya que el volcamiento o daño de los mismos ante movimientos sísmicos representan un peligro tanto para la estructura como para la vida humana, de igual forma al contar con dicha guía se podrían evitar gastos innecesarios de reparación de daños producto de la incorrecta instalación de los paneles solares.

Previo a la implementación de paneles solares en estructuras existentes es importante que se realice una evaluación sísmica de la estructura y verificar si cumple con las normativas vigentes del país, caso contrario realizar primero un reforzamiento.

Es necesario que antes de colocar paneles solares en cualquier edificación, se solicite a un técnico calificado la evaluación energética de la estructura, con el fin de colocar paneles solares que abastezcan la potencia necesaria y así mismo que no sean paneles sobredimensionados que representarían un costo mayor.

En el Ecuador al no existir empresas especializadas en la fabricación de estructuras de soporte para paneles solares a diferencia de otros países, es importante tener en cuenta que se debe diseñar dicha estructura para que resista tanto el peso del panel solar como amenazas naturales existentes en nuestro medio como movimientos sísmicos, caída de ceniza y granizo, inclusive fuerzas generadas por viento, de esta manera asegurar la vida útil del panel.

Es importante que además de un análisis sísmico de los paneles solares también se realice un análisis ante cargas de viento ya que podrían ser estas las causantes de volcamiento y arrancamiento de la losa, ya que la normativa ASCE/SEI 7-16 cuenta con

un capítulo específicamente enfocado en este tema, además existen varios estudios sobre la incidencia de este fenómeno.

Se recomienda que para el uso de sistemas de montaje anclado a la losa se lo realice en estructuras que cuenten con losas macizas ya que la longitud de anclaje necesaria podría causar infiltración de agua en losas alivianadas o losas tipo steel deck al no contar con el espesor mínimo de hormigón, sin embargo si se requiere instalarlos en este tipo de losas se lo podría realizar colocando cadenas de amarre de hormigón armado sobre la losa existente, tomando en cuenta que se debe dejar drenajes para que no se estanque el agua lluvia, estas cadenas serán ancladas a las vigas de la estructura para evitar perforar la losa en secciones que no cuentan con el espesor de concreto mínimo especificado por el fabricante.

## Bibliografía

- Acevedo, A. B. (Julio de 2012). CRITERIOS SISMOLÓGICOS PARA SELECCIONAR ACELEROGRAMAS REALES DE LA RED NACIONAL DE ACELERÓGRAFOS DE COLOMBIA PARA SU USO EN ANÁLISIS DINÁMICOS. Medellín, Colombia: Revista EIA, ISSN 1794-1237. Obtenido de <http://www.scielo.org.co/pdf/eia/n17/n17a06.pdf>
- ACI 318. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19).
- Aguiar, R. R. (Abril de 2008). Análisis sísmico de edificios. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Alcubierre, D. (2014). Tipos de Sistemas de Energía Solar Fotovoltaica. *Tipos de Sistemas de Energía Solar Fotovoltaica*. México. Obtenido de <https://www.cemaer.org/tipos-de-sistemas-de-energia-solar-fotovoltaica/#:~:text=Existen%20dos%20tipos%20de%20sistemas,interconectados%20a%20la%20red%20el%C3%A9ctrica>.
- Alvarez Lozano, D. A. (Julio de 2017). Evaluación de la orientación y ángulo de inclinación óptimo de una superficie plana para maximizar la captación de irradiación solar en Cuenca - Ecuador. Cuenca, Ecuador: Universidad Politecnica Salesiana, Sede Cuenca. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/14458/1/UPS-CT007120.pdf>
- Álvarez, C., Felipe, P., González González, D., Alemán, P., & Grey, J. (2016). Energías renovables y medio ambiente: su regulación jurídica en Ecuador. *Revista Universidad y Sociedad*, 179-183.

- Alvarez, J. (2018). Calentadores de agua. Ecuador. Obtenido de <https://www.juanalvarez.com.ec/paneles-solares-termicos/>
- Arancibia Bulnes, C., & Best y Brown, R. (2010). Energía del Sol. México. Obtenido de [https://www.revistaciencia.amc.edu.mx/images/revista/61\\_2/PDF/EnergiaSol.pdf](https://www.revistaciencia.amc.edu.mx/images/revista/61_2/PDF/EnergiaSol.pdf)
- Arcentales Naranjo, N. I., & Yépez Proaño, V. H. (2020). Evaluación de la respuesta dinámica del Hospital Naval General Hosnag sometido a vibración ambiental. Sangolquí, Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/jspui/handle/21000/21866>
- ARCONEL. (2019). *Balance Nacional de Energía Eléctrica*. Ecuador.
- ASCE/SEI . (2017). *ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- Aucca Cruz, B. (2018). *Sistemas Estructurales de Edificaciones*. Cusco, Perú: Universidad Andina del Cusco.
- Ballesteros Salazar, K. S., & Caizaguano Montero, D. G. (17 de agosto de 2020). Guía para la evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica de unidades educativas localizadas en la parroquia de Sangolquí, basada en la guía FEMA P-1000. Estudio de caso. Sangolquí, Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/jspui/bitstream/21000/22553/1/T-ESPE-043869.pdf>
- Barbat, H., Oller, S., & Vielma, J. C. (2005). Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. Barcelona, España. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28500/MIS56.pdf>

Barberá Santos, D. (2014). Introducción a la energía fotovoltaica. España. Obtenido de <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/70271/fichero/02+INTRODUCCI%C3%93N+A+LA+ENERG%C3%8DA+FOTOVOLTAICA%252FIntroducci%C3%B3n+a+l+a+Energ%C3%ADa+Fotovoltaica.pdf>

Barbosa, R., Alvarez, J., & Carrillo, J. (5 de Octubre de 2017). Aceleraciones de piso para diseño de elementos no estructurales y estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica en edificios. Medellín, Colombia: Universidad de Medellín. Obtenido de <http://www.scielo.org.co/pdf/rium/v17n33/1692-3324-rium-17-33-99.pdf>

BBC News Mundo. (4 de junio de 2018). *Volcán de Fuego de Guatemala: por qué la mayor parte de los terremotos y erupciones volcánicas ocurren en el Cinturón de Fuego del Pacífico*. Obtenido de <https://www.bbc.com/mundo/noticias-42727202>

Benito Oterino, B. (2013). Geología, Terremotos y Riesgo Sísmico: Avances y Perspectivas. Universidad Politécnica de Madrid. Obtenido de <https://repositorio.uam.es/handle/10486/678735>

Bravo, K. A. (Diciembre de 2014). Historia de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Obtenido de <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/9210/3/Historia%20de%20la%20ESPE.pdf>

Briceño Z., A. P., & Carreras G., N. H. (Octubre de 2013). Análisis de diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011. Venezuela: Universidad Católica Andrés Bello. Obtenido de

[https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci38\\_38236\\_teg\\_muros\\_estructurales\\_segun\\_chile\\_2010\\_y\\_nz\\_2011.pdf](https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci38_38236_teg_muros_estructurales_segun_chile_2010_y_nz_2011.pdf)

Castellanos, O. (11 de junio de 2019). Building Management System en HVAC. Schneider Electric. Obtenido de <https://blogespanol.se.com/gestion-de-edificios/2019/06/11/building-management-system-en-hvac/>

Código Ecuatoriano de la Construcción. (1977). CEC-77. Ecuador.

CSI. (2016). ETABS "Structural Software for Building Analysis and Design". Berkeley, California, Estados Unidos: Computers and Structures, Inc. Obtenido de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#>

El Comercio. (agosto de 2014). Ecuador está asentado sobre tres sistemas de fallas geológicas. Ecuador. Obtenido de <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador-asentado-tres-sistemas-fallas-1.html>

El Diario EC. (enero de 2018). Charla sobre riesgo sísmico. Manabí, Ecuador. Obtenido de <https://www.eldiario.ec/noticias-manabi-ecuador/459619-charla-sobre-riesgo-sismico/>

El Telégrafo. (julio de 2016). Ecuador atraviesa por al menos 10 fallas geológicas. Ecuador. Obtenido de <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/ecuador/1/ecuador-atraviesa-por-al-menos-10-fallas-geologicas#:~:text=%22El%20Ecuador%20atraviesa%20por%20una,fracturas%20que%20causan%20movimientos%20s%C3%ADsmicos.>

El Universo. (14 de Septiembre de 2018). El hormigón es el mas usado para construir viviendas en Ecuador. Ecuador. Obtenido de <https://www.eluniverso.com/noticias/2018/09/14/nota/6951929/hormigon-es-mas-usado-construir-viviendas-ecuador>

EPEC. (2021). "Empresa Provincial de Energía de Córdoba". *Las energías renovables*. Argentina. Obtenido de <https://web.epec.com.ar/docs/educativo/institucional/renovables.pdf>

Flores Mena, E. A. (2018). Modelación, diseño estructural comparativo y propuesta de ampliación vertical de la edificación FLORES MENA, ubicada en la ciudad de Quito-Ecuador, Sector Cofavi. Quito, Ecuador: Pontificia Univercidad Catolica del Ecuador.

Giner, J., & Molina, S. (2001). Sismicidad y Riesgo sísmico en la C.A.V. Alicante, España: Editorial Club Universitario.

Giordani, C., & Leone, D. (s.f). Estructura. Buenos Aires, Argentina: Universidad Tecnológica Nacional. Obtenido de [https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/1\\_ano/civil1/files/IC%20I-Estructura.pdf](https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/1_ano/civil1/files/IC%20I-Estructura.pdf)

González Cuevas, Ó. (2002). Análisis Estructural. Limusa.

Google Maps. (2018). Edificio Central. Obtenido de [https://www.google.com/maps/uv?pb=!1s0x91d5bd12538eb13b%3A0x907c61f1abbe45ab!3m1!7e115!4shttps%3A%2F%2Fih5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipNnRuJvZxbehmd2gdcoQqPhMzZaUOnHa-H\\_-CMz%3Dw337-h160-k-no!5suniversidad%20de%20las%20fuerzas%20armadas%20espe%20-%20](https://www.google.com/maps/uv?pb=!1s0x91d5bd12538eb13b%3A0x907c61f1abbe45ab!3m1!7e115!4shttps%3A%2F%2Fih5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipNnRuJvZxbehmd2gdcoQqPhMzZaUOnHa-H_-CMz%3Dw337-h160-k-no!5suniversidad%20de%20las%20fuerzas%20armadas%20espe%20-%20)

Google Maps. (noviembre de 2020). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Obtenido de [https://www.google.com/maps/@-0.3144289,-](https://www.google.com/maps/@-0.3144289,-78.4446987,3a,27.6y,313.72h,97.89t/data=!3m8!1e1!3m6!1sAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV!2e10!3e11!6shhttps:%2F%2FIh5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV%3Dw203-h100-k)

[78.4446987,3a,27.6y,313.72h,97.89t/data=!3m8!1e1!3m6!1sAF1QipMSLihqUCk](https://www.google.com/maps/@-0.3144289,-78.4446987,3a,27.6y,313.72h,97.89t/data=!3m8!1e1!3m6!1sAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV!2e10!3e11!6shhttps:%2F%2FIh5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV%3Dw203-h100-k)

[WKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV!2e10!3e11!6shhttps:%2F%2FIh5.google](https://www.google.com/maps/@-0.3144289,-78.4446987,3a,27.6y,313.72h,97.89t/data=!3m8!1e1!3m6!1sAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV!2e10!3e11!6shhttps:%2F%2FIh5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV%3Dw203-h100-k)

[usercontent.com%2Fp%2FAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN0](https://www.google.com/maps/@-0.3144289,-78.4446987,3a,27.6y,313.72h,97.89t/data=!3m8!1e1!3m6!1sAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV!2e10!3e11!6shhttps:%2F%2FIh5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV%3Dw203-h100-k)

[3lxV%3Dw203-h100-k](https://www.google.com/maps/@-0.3144289,-78.4446987,3a,27.6y,313.72h,97.89t/data=!3m8!1e1!3m6!1sAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV!2e10!3e11!6shhttps:%2F%2FIh5.googleusercontent.com%2Fp%2FAF1QipMSLihqUCkWKaQWZ2yQC1g1YEQAvPGgrrN03lxV%3Dw203-h100-k)

Google Maps. (2021). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Obtenido de

<https://www.google.com/maps/@-0.3152956,-78.4456967,1054m/data=!3m1!1e3>

INPRES. (s.f.). Instituto Nacional de Prevención Sísmica. *Fallas Geológicas*. San Juan,

Argentina. Obtenido de

<http://contenidos.inpres.gov.ar/docs/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf>

ITC. (Abril de 2008). "Instituto Tecnológico de Canarias". *Energías renovables y*

*eficiencia energética*. España. Obtenido de

[https://www.cienciacanaria.es/files/Libro-de-energias-renovables-y-eficiencia-](https://www.cienciacanaria.es/files/Libro-de-energias-renovables-y-eficiencia-energetica.pdf)

[energetica.pdf](https://www.cienciacanaria.es/files/Libro-de-energias-renovables-y-eficiencia-energetica.pdf)

Jaramillo Narváez, J. D. (13 de mayo de 2020). Estudio comparativo de normativas de

diseño sismo-resistente de elementos no estructurales. Quito, Ecuador:

Universidad San Francisco de Quito USFQ.

Jinko Solar. (2020). Ficha técnica. *TR 72M 520-540 Watt Mono-facial*. China. Obtenido

de <http://www.jinkosolar.com/>

Manoj Kumar, N. (1 de Marzo de 2019). Performance comparison of BAPV and BIPV

systems with c-Si, CIS and CdTe photovoltaic technologies under tropical

weather. Obtenido de

[https://www.researchgate.net/publication/329606578\\_Performance\\_comparison\\_](https://www.researchgate.net/publication/329606578_Performance_comparison_)

of\_BAPV\_and\_BIPV\_systems\_with\_c-  
Si\_CIS\_and\_CdTe\_photovoltaic\_technologies\_under\_tropical\_weather\_conditio  
s

Mena Hernández, U. (Julio de 2002). Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas.

Barcelona, España. Obtenido de

[https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO\\_2.pdf?sequence=3&isAllowed=y](https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO_2.pdf?sequence=3&isAllowed=y)

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras*.

Ecuador. Obtenido de <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec10.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Septiembre de 2019). Guía práctica para el

diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma

Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Ecuador. Obtenido de

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>

Montoya, J., & Pinto Vega, F. (Agosto de 2010). Cimentaciones. Mérida, México:

Universidad de Los Andes. Obtenido de

<https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf>

Muñoz, D. (1989). Conceptos básicos en riesgo sísmico. Madrid: Universidad

Complutense.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Cargas Sísmicas - Diseño Sismo

Resistente. Ecuador.

- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente. Ecuador.
- Núñez Palacios, A. B. (2017). Diseño por desempeño de un edificio de hormigón armado utilizando el método de Análisis Tiempo Historia. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/27236/1/Tesis%201219%20-%20N%C3%BA%C3%B1ez%20Palacios%20Alba%20Beatriz.pdf>
- Ojeda Ruiz, J. M., Parra Meza, A., & Sánchez Vergara, R. (s.f.). Análisis de estructuras. Baja California, México: Universidad Autónoma de Baja California. Obtenido de [http://ing.ens.uabc.mx/docencia/apuntes/civil/analisis\\_estructural.pdf](http://ing.ens.uabc.mx/docencia/apuntes/civil/analisis_estructural.pdf)
- Organización Panamericana de la Salud. (s.f.). Guía para la evaluación de establecimientos de salud de mediana y baja complejidad. Obtenido de [https://www.paho.org/disasters/index.php?option=com\\_content&view=article&id=1152:medium-and-small-hospitals-safety-index&Itemid=924&lang=es](https://www.paho.org/disasters/index.php?option=com_content&view=article&id=1152:medium-and-small-hospitals-safety-index&Itemid=924&lang=es)
- Peralta, J., Lopez, Á., Barriga, A., Sosa, I., & Delgado, E. (2013). Análisis estadístico de la información metereológica para la explotación de energías renovables en el Ecuador . *Investigación Sostenible: Energías Renovables y Eficiencia Energética*.
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., & Ramírez, L. (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México. Cuernavaca, México. Obtenido de [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0036-36342018000700041](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0036-36342018000700041)

- Prasad, D., Snow, M., & Watt, M. (2005). Best Practice Guidelines for Solar Power Building Projects in Australia. *Renewable Energy Industry Development (REID 7) Program, The University of New South Wales (UNSW)*.
- Prato, C., Ceballos, M., & Pinto, F. (2015). Método Modal Espectral. Obtenido de [http://www.facultad.efn.uncor.edu/webs/departamentos/estruct/ae/apuntes/INGENIERIA%20SISMICA%20-%20Metodo%20modal%20espectral%20\(2016\).pdf](http://www.facultad.efn.uncor.edu/webs/departamentos/estruct/ae/apuntes/INGENIERIA%20SISMICA%20-%20Metodo%20modal%20espectral%20(2016).pdf)
- Proyecto EnDev/GIZ. (Marzo de 2013). Manual de instalación de un sistema fotovoltaico domiciliario. Lima, Perú. Obtenido de [https://energypedia.info/images/0/0b/Gu%C3%ADa\\_de\\_instalaci%C3%B3n\\_de\\_SFD\\_-\\_2013.pdf](https://energypedia.info/images/0/0b/Gu%C3%ADa_de_instalaci%C3%B3n_de_SFD_-_2013.pdf)
- Quinde Martinez, P., & Reinoso Angulo, E. (4 de Abril de 2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA. *ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA*. Obtenido de <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n94/0185-092X-ris-94-00001.pdf>
- Red Sismológica Nacional RSN. (11 de agosto de 2014). ¿Qué es una falla geológica? Costa Rica: Universidad de Costa Rica. Obtenido de <https://rsn.ucr.ac.cr/documentos/educativos/geologia/244-que-es-una-falla>
- Ricalde Estrada, G. Y. (2019). Análisis Dinámico comparativo Modal espectral Vs Tiempo historia de una estructura con muros de ductilidad limitada, Villa el Salvador- 2019. Lima, Perú: Universidad César Vallejo. Obtenido de [https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/49656/Ricalde\\_EG\\_Y-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/49656/Ricalde_EG_Y-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

- Rodriguez Cuevas, D. A. (Julio de 2016). Análisis sismorresistente mediante el método modal espectral de un edificio habitacional ubicado en la comuna de Tomé. Concepción, Chile: Universidad Católica de la Santísima Concepción. Obtenido de <http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1044/Diego%20Alions%20Rodr%C3%ADguez%20Cuevas.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Romo Proaño, M. (2008). Temas de Hormigon Armado. *Capitulo 4. Diseño de vigas a flexion*. Ecuador.
- Salinas Basualdo, R. (s.f.). Fundamentos del Análisis Dinámico de Estructuras. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Obtenido de [https://www.academia.edu/13256030/Fundamentos\\_de\\_An%C3%A1lisis\\_Din%C3%A1mico\\_de\\_Estructuras](https://www.academia.edu/13256030/Fundamentos_de_An%C3%A1lisis_Din%C3%A1mico_de_Estructuras)
- SC Johnson. (2020). Diseñado para inspirar: El edificio administrativo diseñado por Frank Lloyd Wright de SC Johnson. Estados Unidos. Obtenido de <https://www.scjohnson.com/es/a-family-company/architecture-and-tours/frank-lloyd-wright/designed-to-inspire-sc-johnsons-frank-lloyd-wright-designed-administration-building>
- SEAOC. (Agosto de 2012). Structural Seismic Requirements and Commentary for Rooftop Solar Photovoltaic Arrays. Estados Unidos.
- Secretaría de Gestión de Riesgo. (05 de mayo de 2016). Informa de Situación N°65. Ecuador. Obtenido de <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/05/Informe-de-situaci%C3%B3n-n%C2%B065-especial-16-05-20161.pdf>

- SeismoSoft. (2019). SeismoMatch © 2019 "A computer program for adjusting earthquake accelerograms to match". Obtenido de <https://seismosoft.com/products/seismomatch/>
- SEMS. (2020). Cómo funcionan los paneles solares. México. Obtenido de <https://panelessolaresenguadalajara.com/recursos/como-funcionan-los-paneles-solares/>
- Servicios de Guatemala. (s.f.). Cielo Falso. Guatemala. Obtenido de <https://serviciosdeguatemala.com/servicios/cielo-falso-instalacion-remodelaciones/>
- Simpson Strong - Tie. (2016). Sistemas de anclaje y sujeción Simpson Strong - Tie para concreto y mampostería. Canadá. Obtenido de <https://www.strongtie.com/>
- Sun Ballast. (2020). Estructuras para cubiertas planas. España. Obtenido de <https://www.sunballast.it/es/estructuras-para-cubiertas-planas/lastre-10/>
- SunModo Corporation. (2018). Sistema de Montaje Sunturf SunModo. Vancouver, Canadá. Obtenido de [www.sunmodo.com](http://www.sunmodo.com)
- TecnoSol. (05 de Diciembre de 2016). Consejos para instalaciones fotovoltaicas: Distancia entre filas de paneles solares para evitar el sombreado. España. Obtenido de <https://tecnosolab.com/noticias/distancia-entre-filas-de-paneles-solares/>
- Tello Córdor, A. F. (julio de 2010). SISTEMA DE SEGUIMIENTO AUTOMÁTICO DEL SOL PARA OPTIMIZAR LA CAPTACIÓN DE ENERGÍA EN CELDAS FOTOVOLTAICAS. Latacunga, Ecuador. Obtenido de <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/3887/1/T-ESPEL-0730.pdf>

Torres Jijón, N. R. (2011). ESTUDIO SOBRE LAS CAUSAS DEL DESPRENDIMIENTO DE CAPAS DE PINTURA, ENLUCIDO Y MAMPOSTERÍA EN CONSTRUCCIONES UBICADAS EN AUQUI CHICO, PARROQUIA DE CUMBAYÁ AÑO 2010. Quito, Ecuador: Universidad Tecnológica Equinoccial.

Obtenido de

[http://repositorio.ute.edu.ec/bitstream/123456789/3601/1/52099\\_1.pdf](http://repositorio.ute.edu.ec/bitstream/123456789/3601/1/52099_1.pdf)

Toulkeridis, T., Aguiar, R., Cruz, M., Chunga, K., & Haro, A. (s.f.). Peligrosidad y Vulnerabilidad Sísmica en el Ecuador. Ecuador: Grupo de Investigación en Geodinámica Interna y Externa "GEO1". Obtenido de

<http://geo1.espe.edu.ec/proyecto-14/>

Troyano Moreno, M. (2019). *Introducción a las estructuras de hormigón*. Malaga, España: Universidad de Malaga. Obtenido de <https://hdl.handle.net/10630/17342>

University of California. (octubre de 2010). PEER Ground Motion Database © 2013 . Berkeley, California, Estados Unidos de Norte América. Obtenido de <https://ngawest2.berkeley.edu/>

USINA Estudio de arquitectura. (2019). PROYECTO + OBRA GRIS QUINTAS DE ITALIA. Córdoba, Argentina. Obtenido de <https://www.usinaestudio.com/2019/02/proyecto-obra-gris-quintas-de-italia.html>

Valdivieso Cardoza, J. A. (Abril de 2018). Análisis comparativo de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado por el método estático equivalente y método de diseño basado en desempeño. El Salvador: Universidad de El Salvador. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/16389/1/An%C3%A1lisis%20comparativo%20de%20dise%C3%B1o%20s%C3%ADsmico%20de%20estructuras%20de%20concreto>

%20reforzado%20por%20el%20m%C3%A9todo%20est%C3%A1tico%20equival  
ene%20y%20m%C3%A9todo%20de%20dise%C3%B1o%20basado%20en%20

Wills, R., Milke, J., Sara, R., & Steranka, K. (2014). Commercial Roof-Mounted  
Photovoltaic System Installation Best Practices Review and All Hazard  
Assessment. *The Fire Protection Research Foundation*.

Zalamea Vanhaecke, N. I. (Abril de 2017). Determinación del coeficiente sísmico para  
estudios de estabilidad en el macro-deslizamiento Guarumales. Cuenca,  
Ecuador: Universidad de Cuenca. Obtenido de  
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/27410?locale=es>

## **Anexos**

1. Propuesta de normativa adjunta