UNIVERSIDAD DEL AZUAY

ESCUELA DE POSGRADOS

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

“Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento para alcanzar un nivel de desempeño de ocupación inmediata en las estructuras secundarias, caso de estudio “Hospital Darío Machuca Palacios”, ubicado en el cantón la Troncal, provincia del Cañar”

Trabajo de titulación para la obtención de la Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Sismo-resistentes, versión II

Autora:

MARIA PAZ SAQUICELA CARDENAZ

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

Cuenca, Ecuador

2026

DEDICATORIA

Hoy culmina uno de los sueños más importantes de mi vida. Aunque este logro lleva mi nombre, no fue construido únicamente con mi esfuerzo. En cada una de estas páginas permanecen el amor, los sacrificios, las enseñanzas y la huella de quienes caminaron a mi lado durante este largo recorrido. Esta tesis también guarda una parte de ustedes, porque su apoyo, sus palabras y la fe que depositaron en mí me dieron la fortaleza para seguir adelante.

En primer lugar, dedico este trabajo a Dios, por acompañarme en cada etapa de mi vida he iluminar mi camino. Gracias por darme la fortaleza necesaria para enfrentar cada dificultad y por permitirme alcanzar una meta que durante mucho tiempo había soñado.

A mi madre, Melba Cardenaz, uno de los pilares fundamentales de mi vida y la persona que más ha creído en mí. Gracias, mamá, por ser mi refugio, mi fortaleza y esa luz que siempre logra guiarme cuando el camino se vuelve difícil; por celebrar mis triunfos, corregirme cuando lo he necesitado y enseñarme que ningún obstáculo es suficiente para renunciar a nuestros sueños. De ti aprendí que podemos soñar tan alto como deseemos, siempre que tengamos el valor de luchar para hacerlo realidad. Con tu esfuerzo, responsabilidad y ejemplo me enseñaste a levantarme, a seguir adelante y a no detenerme hasta alcanzar cada una de mis metas. Estuviste conmigo desde el primer día y continuaste creyendo en mí, incluso cuando yo dudaba de mis propias capacidades. Nunca me alcanzarán las palabras para agradecer todo lo que haces por mí. Hoy, con el corazón lleno de orgullo y emoción, puedo decirte: lo logramos, mamá; aquel sueño que anhelamos desde niña se hizo realidad.

A mi padre, Diego Saquicela, el hombre más importante de mi vida y el mejor padre que pude haber tenido. Gracias, papá, por confiar en mí mucho más de lo que yo misma confiaba, por cada sacrificio silencioso y por enseñarme, mediante tu ejemplo, que las grandes metas se construyen día a día con trabajo, fortaleza, perseverancia y constancia. Has sido una de mis mayores fuentes de inspiración y la voz que tantas veces me recordó que debía continuar, aun cuando el camino parecía demasiado difícil. En cada paso estuvieron presentes tus enseñanzas y mi deseo de que te sintieras orgulloso de mí. Hoy te entrego este logro con todo mi amor y con la inmensa satisfacción de haber alcanzado aquello que tantas veces anhelaste para mí. Esta meta también es tuya, papá.

A mi hermana, Sol Saquicela, mi compañera, mi cómplice y una parte esencial de mi vida. Gracias por permanecer a mi lado no solo en los momentos felices, sino también durante mis

batallas más difíciles; por acompañarme en las largas noches de esfuerzo, escucharme cuando necesitaba desahogarme y recordarme que nunca estaba sola. Gracias por celebrar cada uno de mis logros como si fuera propio y por confiar siempre en que llegaría hasta aquí. Esta tesis también lleva una parte de ti, de tu cariño y de todas las veces en las que tu compañía me dio fuerzas para continuar.

A mi novio, por acompañarme con amor, paciencia y comprensión a lo largo de este proceso. Gracias por escucharme, motivarme y sostenerme en aquellos momentos en los que el cansancio, el miedo y las dudas parecían vencerme; por cada palabra de aliento, por recordarme todo aquello de lo que era capaz y por impulsarme a continuar y cumplir cada uno de mis sueños.

Finalmente, también me dedico esta tesis a mí misma, especialmente a la pequeña Paz que un día soñó con llegar lejos sin saber cuánto tendría que luchar para conseguirlo. A aquella niña llena de ilusiones que imaginaba un futuro inmenso, aunque todavía desconocía el camino que debía recorrer para alcanzarlo; a la niña que sintió miedo muchas veces, pero que nunca dejó de guardar en su corazón la esperanza de que algún día sus sueños se convertirían en realidad. Hoy miro hacia atrás y quisiera abrazarla para decirle que todo valió la pena: las caídas, las lágrimas, las noches de cansancio, los momentos de incertidumbre y cada una de las veces en las que tuvo que reunir fuerzas para volver a levantarse. A la pequeña Paz, gracias por atreverse a soñar; y a la mujer en la que me he convertido, gracias por no rendirse hasta hacerlo realidad. Hoy puedo mirar con orgullo a la niña que fui y decirle, con el corazón lleno de emoción: lo logramos; finalmente cumplimos nuestro sueño.

Cada paso que me condujo hasta aquí también lleva algo de ustedes. Este logro es el reflejo del amor con el que me acompañaron, de los sacrificios que realizaron por mí y de la confianza que depositaron en mis capacidades. Por eso, esta tesis no representa únicamente la culminación de una meta académica, sino también un sueño que construimos, luchamos y alcanzamos juntos.

Con todo mi amor, esta tesis también es de ustedes.

María Paz Saquicela Cardenaz

AGRADECIMIENTO

Al culminar esta etapa tan importante de mi vida, quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas e instituciones que, de distintas maneras, hicieron posible la realización de este trabajo y contribuyeron a mi formación personal y profesional.

En primer lugar, agradezco a Dios por haber guiado cada uno de mis pasos, por brindarme sabiduría, fortaleza y perseverancia para superar las dificultades que surgieron durante este proceso, y por permitirme alcanzar una meta que representa esfuerzo, aprendizaje y dedicación.

A la Universidad del Azuay y a la Facultad de Posgrados, por abrirme sus puertas y brindarme la oportunidad de continuar mi formación académica. Mi gratitud por proporcionar los conocimientos, los recursos y los espacios necesarios para fortalecer mi preparación profesional y desarrollar nuevas capacidades dentro del campo de la ingeniería estructural.

Al director de la maestría, Mgtr. Pablo David Quinde Martínez, por su compromiso con la formación académica de los estudiantes, por su disposición para orientar el proceso y por la gestión realizada durante el desarrollo del programa. Su trabajo permitió que esta etapa académica se desenvolviera dentro de un entorno de exigencia, aprendizaje y crecimiento profesional.

A mi director de tesis, Mgtr. José Fernando Vázquez Calero, expreso mi especial agradecimiento por aceptar la responsabilidad de guiar este trabajo, por compartir generosamente sus conocimientos y por acompañarme durante cada una de las etapas de su desarrollo. Gracias por su tiempo, paciencia y disposición; por cada observación, recomendación y corrección, las cuales fueron fundamentales para fortalecer el contenido técnico y académico de esta investigación.

A todos los docentes que formaron parte de la maestría, por compartir sus conocimientos, experiencias y enseñanzas con responsabilidad y compromiso. Cada asignatura cursada contribuyó a ampliar mi perspectiva profesional, fortalecer mi capacidad de análisis y comprender con mayor profundidad la responsabilidad que implica el ejercicio de la ingeniería civil, especialmente dentro del ámbito de las estructuras sismorresistentes.

A mis compañeros de maestría, por compartir conmigo este camino lleno de aprendizajes, retos y experiencias. Gracias por el apoyo, la colaboración, el intercambio de conocimientos y los momentos compartidos dentro y fuera de las aulas.

A mi familia y a quienes permanecieron cerca de mí durante este proceso, gracias por acompañarme en cada etapa y sostenerme con su amor, paciencia y confianza. Sus palabras de aliento me devolvieron la fortaleza en los momentos más difíciles y me recordaron constantemente las razones por las que decidí perseguir este sueño.

A todos ustedes, mi más profundo y sincero agradecimiento.

María Paz Saquicela Cardenaz

ÍNDICE DE CONTENIDO

TABLAS DE ILUSTRACIONES x

TABLAS xxi

TABLA DE ECUACIONES xxii

RESUMEN xxiv

Introducción 1

Problemática 2

Objetivo General 3

Objetivo Especifico 4

Metodología 4

Capítulo 1. 6

1. Estado del Arte 6

1.1. Antecedentes 6

1.2. Peligro sísmico 8

1.2.1 Riego tolerable 13

1.2.2 Categoría de riesgo 13

1.2.3 Factor de Importancia 13

1.2.4 Terremoto del 6 de abril del 2016 15

1.2.5 Estimación de perdidas indirectas 17

1.2.6 Ajuste por clase de sitio 18

1.2.7 Espectro de respuesta general 20

1.3. Adecuación sísmica 22

1.3.1 Criterio de priorización 22

1.3.2 Índice de amenaza sísmica 23

1.3.3 Índice de vulnerabilidad 24

1.3.4 Grado de Importancia 24

1.3.5 Nivel de daño 25

1.3.6 Límites de deriva 27

1.4. Evaluación de daños en hospitales 27

1.4.1 Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud 28

1.4.2 Estimación de daños en hospitales 29

1.4.3 Reducción de riesgo en hospitales 29

1.4.4 Mitigación del riesgo 30

1.4.5 Vulnerabilidad estructural 30

1.4.6 Daños por sismos en hospitales 31

1.4.7 Evaluación de daño debido a sismo 32

1.4.7.1 Base de evaluación 32

1.4.8 Características del hormigón 34

1.5. Método de análisis 35

1.5.1 Acciones críticas y ordinarias 37

1.5.2 Acciones controladas por fuerza 38

1.5.3 Respuestas inaceptables para la seguridad de vida 39

1.5.4 Amortiguamiento 40

1.5.5 Torsión accidental 41

1.5.6 Revisión de los parámetros y criterios de aceptación del modelado no lineal 42

1.5.7 Revisión de los parámetros de modelado y criterios de aceptación ... 42

1.6. Análisis estático no lineal (Pushover) 44

1.6.1 Curva de capacidad 44

1.6.2 Curva idealizada de capacidad 46

1.7 Análisis tiempo historia 48

1.8 Criterio de aceptación y rechazo 49

1.9 Elementos no estructurales 49

1.9.1 Estimación de pérdidas de contenidos de edificios por efectos sísmicos 49

1.10 Adecuación sísmica de edificaciones 53

1.10.1 Inclusión de muros de corte 54

1.10.2 Pórticos metálicos resistentes a momento o arriostrados 55

1.10.3 Adicción de contrafuertes 56

1.10.4 Sistemas de disipación de energía 57

1.10.4.1 Dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness) 59

1.10.4.2 Dispositivos TADAS (Triangular plate Added Damping and Stiffness) 60

1.10.4.3 Riostras restringidas al pandeo (Bucling Restrained Brase, BRB) 62

1.10.4.4 Amortiguadores de fluido viscoso 64

Capítulo 2. 67

2 Descripción de la metodología utilizada (ASCE 41-13) 67

2.6 Objetivo 67

2.7 Alcance 68

2.8 Incertidumbres y confiabilidad 68

2.9 Procedimiento para la evaluación y el diseño de rehabilitación 70

2.4.1 Materiales y elementos 71

2.4.2 Masa 72

2.4.3 Modelo analítico 73

2.4.1 Modelo de los componentes 74

2.4.1.1 Vigas 76

2.4.1.2 Columnas 78

2.10 Desempeño estructural 79

2.5.1 Objetivo de desempeño 80

2.5.2 Nivel de desempeño 81

2.5.3 Nivel de amenaza sísmica 83

2.5.4 Peligrosidad sísmica 87

2.5.5 Espectro elástico horizontal de aceleraciones 88

2.11 Método de evaluación de la capacidad estructural 89

2.6.1 Análisis lineal 90

2.6.2 Análisis no lineal 90

Capítulo 3 92

3 Descripción del proyecto 92

3.6 Descripción general y localización del hospital 92

3.7 Descripción arquitectónica 93

3.8 Especificaciones de la construcción 97

3.3.1 Área y altura de cada piso 97

3.3.2 Materiales de construcción 98

3.9 Elementos estructurales 98

3.10 Descripción de la disposición estructural 101

Capítulo 4 104

4 Análisis Estructural 104

4.6 Análisis estático no lineal 104

4.1.1 Cargas por gravedad de los componentes y combinaciones de carga 106

4.1.2 Capacidad de deformación de los elementos (rotulas plásticas) 111

4.1.3 Curva de capacidad (PUSHOVER) 156

4.1.4 Curva bilineal 159

4.1.5 Umbral de daño 168

4.7 Análisis dinámico no lineal tiempo historia 171

4.2.1 Base del procedimiento 171

4.2.2 Determinación de fuerzas y deformaciones 173

4.2.3 Criterios de aceptación para procedimientos no lineales 173

4.2.4 Análisis de los movimientos sísmicos 174

4.2.4.1 Selección de señales 175

4.2.4.2 Escalamiento de señales 178

4.2.4.2.1 Espectro de respuesta escalado 180

4.2.1 Objetivo de desempeño 183

4.2.2 Grafica tiempo- historia de aceleración 183

4.8 Análisis de los resultados obtenidos del procedimiento dinámico no lineal 195

4.8.1 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 475 años 195

4.8.2 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 2500 años 200

4.8.3 Aceleraciones de piso para un periodo de retorno de 475 años 203

4.8.4 Aceleración de piso para un periodo de retorno de 2500 años 208

Capítulo 5 212

5 Reforzamiento estructural 212

5.6 Modelado de BRBs 213

5.7 Distribución de los BRBs 219

5.8 Análisis del reforzamiento 222

5.8.1 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 475 años 223

5.8.2 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 2500 años 226

5.8.3 Aceleraciones de piso para un periodo de retorno de 475 años 229

5.8.4 Aceleración de piso ara un periodo de retorno de 2500 años 233

Capítulo 6 236

6 Análisis económico 236

6.6 Presupuesto referencial de la propuesta de reforzamiento 236

6.7 Análisis costo- beneficio 238

CONCLUSIONES 240

RECOMENDACIONES 241

BIBLIOGRAFÍA 242

TABLAS DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Propagación de ondas primarias (Ondas P) 9
Ilustración 2 Propagación de ondas secundarias (Ondas S)..... 10
Ilustración 3 Ondas Rayleigh (ondas R) 10
Ilustración 4 Ondas Love (ondas L)..... 11
Ilustración 5 Magnitudes de sismos y Energía Liberada 12
Ilustración 6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura..... 14
Ilustración 7 Curva de capacidad y niveles de desempeño estructural..... 26
Ilustración 8 Capacidad de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño33
Ilustración 9 Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados35
Ilustración 10 Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación 43
Ilustración 11 Mecanismo de entrepiso asociado con la concentración de deformaciones inelásticas en columnas..... 45
Ilustración 12 Mecanismo inelástico asociado con el criterio columna fuerte–viga débil46
Ilustración 13 Comparación entre la curva de capacidad calculada y su representación idealizada 47
Ilustración 14 Modos de falla sísmica de los contenidos y componentes no estructurales en una oficina. 50
Ilustración 15 Niveles de desempeño no estructural - Componentes arquitectónicos.... 52
Ilustración 16 Niveles de desempeño no estructural – Mecánico, eléctrico y de plomería52
Ilustración 17 Niveles de desempeño no estructural – Contenidos 53
Ilustración 18 Efecto conceptual de la disipación suplementaria de energía sobre el punto de desempeño..... 58
Ilustración 19 Disipadores ADAS 59
Ilustración 20 Disipadores TADAS..... 61
Ilustración 21 Sistema BRB..... 62
Ilustración 22 Configuraciones representativas del mecanismo de restricción al pandeo en una BRB..... 63
Ilustración 23 Comparación entre la riostra convencional y el BRB..... 64
Ilustración 24 Ejemplo de instalación de un sistema de amortiguamiento con fluido viscoso 65

Ilustración 25 Relación fuerza-deformación generalizada para para elementos o componentes de hormigon 77
Ilustración 26 Control de daño y nivel de desempeño para edificios 82
Ilustración 27 Espectro elástico horizontal de aceleraciones 89
Ilustración 28 Ubicación del Hospital Darío Machuca Palacios 92
Ilustración 29 Distribución del hospital en bloques 94
Ilustración 30 Arquitectura del hospital 95
Ilustración 31 Bloque 3 correspondiente a hospitalización 96
Ilustración 32 Bloque 4 correspondiente a quirófanos, central de esterilización y neonatología 97
Ilustración 33 Vista en planta columna para el bloque 3 99
Ilustración 34 Vista en planta columna para el bloque 4 100
Ilustración 35 Disposición estructural de vigas y columnas para el bloque 3 101
Ilustración 36 Modelo a utilizar para el análisis del bloque 3 102
Ilustración 37 Disposición estructural de vigas y columnas para el bloque 4 102
Ilustración 38 Modelo a utilizar para el análisis del bloque 4 103
Ilustración 39 Secuencia del proceso de análisis pushover 105
Ilustración 40 Patron de distribución de las cargas laterales 106
Ilustración 41 Tipos de curva fuerza- deformación para la clasificación de las acciones de los componentes estructurales 112
Ilustración 42 Relaciones generalizadas fuerza-deformación y criterios de aceptación para componentes de hormigón. 114
Ilustración 43 Rotulas plásticas en vigas del bloque 3 118
Ilustración 44 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V1 y V13 119
Ilustración 45 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V2 y V14 119
Ilustración 46 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V3 y V15 120
Ilustración 47 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V4 y V16 120
Ilustración 48 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V5 y V9 121

Ilustración 49 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V6 y V10 121
Ilustración 50 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V7 y V11 122
Ilustración 51 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V8 y V12 122
Ilustración 52 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V17 123
Ilustración 53 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V18 123
Ilustración 54 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V19 124
Ilustración 55 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V20, V23 Y V26..... 124
Ilustración 56 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V21, V24 Y V27..... 125
Ilustración 57 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V22, V25 Y V28..... 125
Ilustración 58 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 29 126
Ilustración 59 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 30 126
Ilustración 60 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 31 127
Ilustración 61 Rotulas plásticas en vigas del bloque 4 127
Ilustración 62 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V1 y V13 128
Ilustración 63 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V2 y V14 128
Ilustración 64 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V3 y V15 129
Ilustración 65 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V4 y V16 129

Ilustración 66 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V5 y V9 130
Ilustración 67 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V6 y V10 130
Ilustración 68 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V7 y V11 131
Ilustración 69 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V8 y V12 131
Ilustración 70 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V17 132
Ilustración 71 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V18 132
Ilustración 72 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V19 133
Ilustración 73 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V20, V23 Y V26..... 133
Ilustración 74 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V21, V24 Y V27..... 134
Ilustración 75 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V22, V25 Y V28..... 134
Ilustración 76 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 29 135
Ilustración 77 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 30 135
Ilustración 78 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 31 136
Ilustración 79 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C3 137
Ilustración 80 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C18 137
Ilustración 81 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C1 138
Ilustración 82 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C21 138

Ilustración 83 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C4 139
Ilustración 84 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C5 139
Ilustración 85 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C19 140
Ilustración 86 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C20 140
Ilustración 87 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C6 141
Ilustración 88 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C10 141
Ilustración 89 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la 142
Ilustración 90 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C9 142
Ilustración 91 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C13 143
Ilustración 92 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C17 143
Ilustración 93 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C7 144
Ilustración 94 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C8 144
Ilustración 95 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C11 145
Ilustración 96 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C12 145
Ilustración 97 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C15 146
Ilustración 98 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C16 146
Ilustración 99 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la colunma C3 147

Ilustración 100 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C18 147
Ilustración 101 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C1 148
Ilustración 102 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de 148
Ilustración 103 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C4 149
Ilustración 104 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C5 149
Ilustración 105 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C19 150
Ilustración 106 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la..... 150
Ilustración 107 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C6 151
Ilustración 108 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C10 151
Ilustración 109 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C14 152
Ilustración 110 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C9 152
Ilustración 111 momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C13 153
Ilustración 112 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C2 153
Ilustración 113 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C7 154
Ilustración 114 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C8 154
Ilustración 115 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C11 155
Ilustración 116 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C12 155

Ilustración 117 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C15 156
Ilustración 118 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C16 156
Ilustración 119 Curva de capacidad del Bloque 3 en la dirección X 157
Ilustración 120 Curva de capacidad del Bloque 3 en la dirección Y 158
Ilustración 121 Curva de capacidad del Bloque 4 en la dirección X 158
Ilustración 122 Curva de capacidad del Bloque 4 en la dirección Y 159
Ilustración 123 Idealización de la curva de capacidad mediante una relación fuerza-desplazamiento 161
Ilustración 124 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección X 166
Ilustración 125 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección Y 166
Ilustración 126 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección X 167
Ilustración 127 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección Y 167
Ilustración 128 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 3 en la dirección X 169
Ilustración 129 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 3 en la dirección Y 169
Ilustración 130 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 4 en la dirección X 170
Ilustración 131 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 4 en la dirección X 170
Ilustración 132 Acelerograma AGYE-E 176
Ilustración 133 Acelerograma AGYE-N 176
Ilustración 134 Acelerograma AOTA-E 177
Ilustración 135 Acelerograma AOTA-N 177
Ilustración 136 Acelerograma PRAM-E 178
Ilustración 137 Acelerograma PRAM-N 178
Ilustración 138 Representación conceptual del escalamiento de acelerogramas respecto al espectro objetivo 179

Ilustración 139 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 3 para Tr= 475 años..... 181
Ilustración 140 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 3 para Tr= 2500 años..... 181
Ilustración 141 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 4 para Tr= 475 años..... 182
Ilustración 142 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 4 para Tr= 2500 años..... 182
Ilustración 143 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 475 años 183
Ilustración 144 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 475 años 184
Ilustración 145 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 475 años 184
Ilustración 146 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 475 años 185
Ilustración 147 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 475 años 185
Ilustración 148 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 475 años 186
Ilustración 149 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 2500 años 186
Ilustración 150 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 2500 años 187
Ilustración 151 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 2500 años 187
Ilustración 152 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 2500 años 188
Ilustración 153 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 2500 años 188
Ilustración 154 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 2500 años 189
Ilustración 155 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 475 años 189

Ilustración 156 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 475 años 190
Ilustración 157 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 475 años 190
Ilustración 158 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 475 años 191
Ilustración 159 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 475 años 191
Ilustración 160 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 475 años 192
Ilustración 161 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 2500 años 192
Ilustración 162 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 2500 años 193
Ilustración 163 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 2500 años 193
Ilustración 164 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 2500 años 194
Ilustración 165 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 2500 años 194
Ilustración 166 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 2500 años 195
Ilustración 167 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño 196
Ilustración 168 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño 197
Ilustración 169 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño 197
Ilustración 170 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño 198
Ilustración 171 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño 198
Ilustración 172 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño 199

Ilustración 173 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño 200
Ilustración 174 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño 201
Ilustración 175 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño 201
Ilustración 176 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño 202
Ilustración 177 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño 202
Ilustración 178 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño 203
Ilustración 179 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)205
Ilustración 180 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)205
Ilustración 181 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)206
Ilustración 182 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)206
Ilustración 183 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)207
Ilustración 184 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)207
Ilustración 185 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)208
Ilustración 186 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)209
Ilustración 187 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)209
Ilustración 188 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)210
Ilustración 189 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)210

Ilustración 190 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)211
Ilustración 191 Distribución en planta de los BRB en el bloque 3 220
Ilustración 192 Configuración de los BRB en el bloque 3 220
Ilustración 193 Distribución en planta de los BRB en el bloque 4 221
Ilustración 194 Configuración de los BRB en el bloque 4 222
Ilustración 195 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3,con BRB, generadas por el sismo AGYE 223
Ilustración 196 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, con BRB, generadas por el sismo AOTA. 223
Ilustración 197 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, con BRB, generadas por el sismo PRAM 224
Ilustración 198 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB generadas por el sismo AGYE 224
Ilustración 199 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB generadas por el sismo AOTA 225
Ilustración 200 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB generadas por el sismo PRAM 225
Ilustración 201 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, con BRB generadas por el sismo AGYE 226
Ilustración 202 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, con BRB generadas por el sismo AOTA 227
Ilustración 203 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, con BRBgeneradas por el sismo PRAM 227
Ilustración 204 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB, generadas por el sismo AGYE 228
Ilustración 205 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, con BRB, generadas por el sismo AOTA 228
Ilustración 206 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, con BRB, generadas por el sismo PRAM 229
Ilustración 207 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)230
Ilustración 208 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)230

Ilustración 209 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)231
Ilustración 210 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)231
Ilustración 211 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)232
Ilustración 212 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)232
Ilustración 213 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)233
Ilustración 214 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)233
Ilustración 215 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)234
Ilustración 216 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)234
Ilustración 217 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)235
Ilustración 218 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)235

TABLAS

Tabla 1 Categoría de riesgo de edificaciones y otras estructuras para cargas de inundación, viento, tornada, nieve, terremoto y hielo 84
Tabla 2 Nivel de amenaza sísmica 85
Tabla 3 Objetivo básico de desempeño para edificaciones existentes 86
Tabla 4 Objetivo de desempeño 86
Tabla 5 Coeficientes de sitio y sismicidad 88
Tabla 6 Información general del Hospital Darío Machuca Palacios 93
Tabla 7 Distribución del hospital en bloques 95
Tabla 8 áreas y altura de cada bloque a analizar 98
Tabla 9 Dimensiones de columnas para el bloque 3 98
Tabla 10 Dimensiones de columnas para el bloque 3 99

Tabla 11 Dimensiones de columnas para el bloque 4 99
Tabla 12 Dimensiones de columnas para el bloque 3 101
Tabla 13 Carga muerta 108
Tabla 14 Carga viva del bloque 3 108
Tabla 15 Carga viva del bloque 4 109
Tabla 16 Carga de gravedad 109
Tabla 17 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para vigas de hormigón reforzado 116
Tabla 18 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para columnas de hormigón reforzado 117
Tabla 19 Valores del factor modal Co 163
Tabla 20 Factor de masa efectiva Cm 164
Tabla 21 Valores de desplazamiento objetivo máximo para niveles de desempeño 168
Tabla 22 Registros de aceleración a utilizar 175
Tabla 23 Periodos para Spectral Matching del bloque 3 179
Tabla 24 Periodos para Spectral Matching del bloque 4 180
Tabla 25 Objetivos de desempeño de la edificación 183
Tabla 26 Cuantificación de objetivos de desempeño con aceleraciones de piso 204
Tabla 27 Parámetros obtenidos para el predimensionamiento de los BRB 218
Tabla 28 Propiedades de los dispositivos Dampo Dul Protect 218
Tabla 29 Distribución y geometría de los BRB 219
Tabla 30 Presupuesto referencial para el Bloque 3 236
Tabla 31 Presupuesto referencial para el Bloque 3 237
Tabla 32 Presupuesto referencial para los Bloques 3y 4 237

TABLA DE ECUACIONES

Ecuación 1 Cargas y combinaciones de cargas para efectos de rehabilitación 107
Ecuación 2 Periodo Fundamental efectivo de la estructura en la dirección analizada 161
Ecuación 3 Desplazamiento objetivo del nodo de control 162
Ecuación 4 Relación de residencia 163
Ecuación 5 Coeficiente C1 164
Ecuación 6 Coeficiente C2 165
Ecuación 7 Periodo estimado de la estructura reforzada, en segundos 213

Ecuación 8 rigidez lateral equivalente de la estructura sin reforzar 214
Ecuación 9 Rigidez lateral total necesaria para alcanzar el periodo objetivo 214
Ecuación 10 rigidez lateral adicional requerida para el conjunto de BRB 214
Ecuación 11 Longitud geométrica entre los nodos de conexión del BRB 215
Ecuación 12 Ángulo de inclinación del BRB respecto de la horizontal 215
Ecuación 13 Rigidez axial requerida para cada dispositivo 216
Ecuación 14 Área requerida del núcleo de acero 216
Ecuación 15 Fuerza nominal de fluencia requerida 217
Ecuación 16 Fuerza esperada de fluencia del BRB 217

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA ALCANZAR UN NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA EN LAS ESTRUCTURAS SECUNDARIAS, CASO DE ESTUDIO "HOSPITAL DARÍO MACHUCA PALACIOS", UBICADO EN EL CANTÓN LA TRONCAL, PROVINCIA DEL CAÑAR

RESUMEN

Ecuador se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, por lo que sus edificaciones están expuestas a eventos capaces de ocasionar daños estructurales y comprometer su funcionalidad. Esta condición resulta especialmente preocupante en las edificaciones hospitalarias, consideradas infraestructuras esenciales que deben permanecer operativas inmediatamente después de un sismo. Sin embargo, muchos hospitales existentes fueron diseñados bajo normativas antiguas, sin considerar criterios de desempeño orientados a alcanzar la ocupación inmediata. Además, la normativa ecuatoriana contempla principalmente el incremento del factor de importancia, sin verificar explícitamente el desempeño estructural. Ante esta problemática, la presente investigación evalúa la vulnerabilidad y el desempeño sísmico del Hospital Darío Machuca Palacios, ubicado en el cantón La Troncal, provincia del Cañar, mediante análisis estructurales no lineales y registros sísmicos. Con base en los resultados obtenidos, se proponen estrategias de reforzamiento estructural destinadas a alcanzar el nivel de ocupación inmediata y favorecer la continuidad operativa del hospital.

Palabras Claves: Hospital Darío Machuca Palacios, análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, nivel de desempeño, evaluación estructural, reforzamiento, vulnerabilidad sísmica.

Validar únicamente en FirmaEC.
Firmado electrónicamente por:
JOSE FERNANDO VAZQUEZ CALERO

José Fernando Vázquez Calero

Director del Trabajo de Titulación

Pablo David Quinde Martínez

Director de Maestría

María Paz Saquicela Cardenaz

Autora

SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS AND REINFORCEMENT PROPOSAL TO ACHIEVE AN IMMEDIATE OCCUPANCY PERFORMANCE LEVEL IN SECONDARY STRUCTURES: CASE STUDY OF THE "DARÍO MACHUCA PALACIOS HOSPITAL," LOCATED IN LA TRONCAL CANTON, CAÑAR PROVINCE.

ABSTRACT

Ecuador is located in a region of high seismic activity, where buildings are exposed to events that can cause structural damage and compromise their functionality. This condition is particularly concerning for hospital buildings, which are considered essential facilities that must remain operational immediately after an earthquake. However, many existing hospitals were designed under outdated building codes, without considering performance criteria aimed at achieving Immediate Occupancy. Furthermore, Ecuadorian seismic design regulations primarily focus on increasing the importance factor without explicitly assessing structural performance. In response to this issue, this research evaluates the seismic vulnerability and performance of Darío Machuca Palacios Hospital, located in La Troncal canton, Cañar province, through nonlinear structural analyses and seismic records. Based on the results obtained, structural retrofitting strategies are proposed to achieve the Immediate Occupancy performance level and contribute to maintaining the hospital's operational continuity following a seismic event.

Keywords: Darío Machuca Palacios Hospital, nonlinear static analysis, nonlinear dynamic analysis, performance level, structural evaluation, structural reinforcement, seismic vulnerability.

Validar únicamente en FirmaEC.
Firmado electrónicamente por:
JOSE FERNANDO VAZQUEZ CALERO

José Fernando Vázquez Calero — **Thesis Director**

Pablo David Quinde Martínez — **Master's Director**

María Paz Saquicela Cardenaz

Author

Introducción

La ocurrencia de eventos símicos alrededor del mundo ha demostrado que la seguridad estructural no debe limitarse únicamente a evitar el colapso de las edificaciones, sino también a garantizar su capacidad de continuar operativas después de un terremoto. Bajo los enfoques tradicionales de diseño sismorresistente, una estructura cumple su objetivo principal cuando protege la vida de sus ocupantes y evita fallas catastróficas durante un sismo severo. No obstante, este criterio puede resultar insuficiente en edificaciones esenciales donde la pérdida de funcionalidad representa un riesgo significativo para la población y para la capacidad de respuesta ante emergencias.

En este contexto, las edificaciones hospitalarias adquieren una relevancia particular debido a que desarrollan un papel fundamental en la atención médica y en la respuesta inmediata frente a desastres naturales. Después de un terremoto, la demanda de servicios de salud incrementa considerablemente por lo que los hospitales deben conservar condiciones adecuadas de seguridad, estabilidad y funcionalidad que permitan garantizar la continuidad de su operación. Por esta razón, la ingeniería ha evolucionada hacia enfoques de diseño y evaluación basados en desempeño, los cuales están orientados no solo a prevenir el colapso sino también a controlar los niveles de daño estructural y asegurar la Ocupación Inmediata.

La necesidad de implementar este tipo de mitologías cobra especial importancia en países con elevada actividad sísmica, como es el Ecuador. Su ubicación dentro del Cinturón de Fuego del Pacifico lo convierte en una de las regiones con mayor amenaza sísmica del mundo, condición que históricamente ha ocasionado importantes pérdidas humanas, económicas y daños severos en la infraestructura existente. A pesar de los avances incorporados en la normativa ecuatoriana de construcción, muchas edificaciones esenciales fueron proyectadas bajo reglamentos anteriores o sin considerar criterios específicos de evaluación basados en desempeño.

En este contexto, el Hospital Darío Machuca Palacios constituye una infraestructura estratégica para la prestación de servicios de salud en el cantón la Troncal y sectores aledaños. Debido a la importancia de sus funciones resulta indispensable evaluar su capacidad de respuesta frente a solicitaciones sísmicas severas y determinar si sus estructuras secundarias poseen las condiciones necesarias para mantener la operatividad del establecimiento después de un terremoto. No obstante, la ausencia de estudios integrales de vulnerabilidad sísmica y

desempeño estructural limita el conocimiento técnico sobre sus posibles mecaniza de daño, niveles de seguridad y capacidad funcional ante escenarios sísmicos extremos.

La presente investigación tiene como propósito evaluar el comportamiento sísmico de la edificación mediante procedimiento de modelación estructural y análisis lineales, aplicados conforme a los lineamientos establecidos por la norma ASCE 41-13 para edificaciones existentes. A partir de esta evaluación, se determinará el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Con base en los resultados obtenidos, se desarrollará una propuesta de reforzamiento estructural orientada a mejorar el desarrollo sísmico de las estructuras secundarias del Hospital Darío Machuca Palacios y alcanzar el nivel de Ocupación Inmediata, garantizando así condiciones seguras y continuidad operativa. Finalmente se realizará un análisis costo-beneficio.

Problemática

Ecuador se encuentra ubicada en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las regiones con mayor actividad sísmica del mundo lo que expone de manera permanente las infraestructuras a la ocurrencia de eventos sísmicos de elevada intensidad. La ocurrencia histórica de sismos en el país ha puesto en evidencia la alta vulnerabilidad sísmica de numerosas edificaciones existentes, especialmente aquellas que fueron construidas antes de la implementación y aplicación de la normativa vigente.

En este contexto las edificaciones de uso hospitalario adquieren un carácter estratégico y prioritario ya que deben mantener su operatividad inmediata después de un evento sísmico, garantizando la continuidad en la atención para así salvaguardar vidas humanas. No obstante, una parte significativa de los hospitales del país no fue proyectada bajo enfoques de diseño sismo resistente basado en desempeño, ni considerando explícitamente el cumplimiento del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), lo que incrementa su vulnerabilidad sísmica y el riesgo de interrupción funcional ante la ocurrencia de sismos de magnitud considerable. Sin embargo, la norma NEC-15 no contempla esta situación, limitándose a aumentar el factor de importancia para estructuras hospitalarias sin considerar el nivel de desempeño de la edificación. Esta práctica puede no garantizar el correcto desempeño de una estructura hospitalaria, incluso cuando se diseña según la NEC para el evento de diseño.

El Hospital Darío Machuca Palacios, ubicado en el cantón La Troncal, provincia del Cañar, constituye una infraestructura clave para la atención de la población local y de zonas aledañas, por lo que su desempeño sísmico resulta de vital importancia. No obstante, el hospital se localiza en una zona de alta peligrosidad sísmica y sobre condiciones geotécnicas que no son plenamente favorables, lo que incrementa su nivel de exposición y vulnerabilidad ante eventos sísmicos. Al tratarse de una edificación existente, existe incertidumbre respecto a su comportamiento sísmico real frente a un sismo de diseño, considerando la posible aplicación de normativas sísmicas anteriores a la norma vigente.

Adicionalmente, el hospital no cuenta con un estudio integral de vulnerabilidad sísmica que permitan conocer de manera objetiva su nivel real de desempeño estructural y no estructural. Esta situación limita la capacidad de identificar los mecanismos de falla y las zonas críticas de daño que podrían activarse ante un sismo moderado o severo. En consecuencia, existe el riesgo de que la edificación no alcance el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, generándose daños que comprometan la seguridad de pacientes, personal médico y equipamiento, así como la continuidad operativa del establecimiento de salud en momentos críticos.

El presente estudio estructural tiene como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de la edificación mediante la aplicación de metodologías de análisis avanzadas, representativas del comportamiento real de la estructura, tales como análisis no lineales y el uso de registros sísmicos escalados. Estos análisis permitirán determinar el nivel de desempeño sísmico actual del hospital e identificar los mecanismos de falla estructural existentes. Con base en este diagnóstico, se plantearán estrategias eficientes de reforzamiento estructural orientadas a alcanzar un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, garantizando la continuidad operativa del establecimiento de salud frente a sismos severos que superen el período de retorno de diseño convencional de 475 años, y asegurando su funcionamiento incluso ante eventos extremos asociados a un período de retorno de 2500 años.

Objetivo General

Analizar la vulnerabilidad sísmica de la edificación, tomando como caso de estudio el Hospital Darío Machuca Palacios y elaborar una propuesta de reforzamiento estructural orientada a alcanzar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Objetivo Especifico

- Procesar la información estructural existente del caso de estudio "Hospital Darío Machuca Palacios" correspondiente al proyecto de investigación "Hospitales Seguros Frente a Desastres".
- Determinar el nivel de desempeño actual de la edificación hospitalaria, mediante el uso de software especializado y establecer el nivel de vulnerabilidad.
- Plantear una propuesta de reforzamiento que disminuya la vulnerabilidad de la edificación hasta alcanzar un nivel de funcionalidad continua.
- Elaborar una propuesta de ingeniería de valor estimada del costo- beneficio del reforzamiento.

Metodología

La presente investigación adoptara un diseño no experimental, debido a que se analiza el comportamiento estructural existente del "Hospital Darío Machuca Palacios" frente a acciones sísmicas. Este estudio se lo desarrollara bajo un enfoque metodológico cuantitativo.

La metodología se fundamentará en los lineamientos establecidos en la Norma ASCE 41-13 correspondiente a la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones existentes, con el fin de determinar el nivel de desempeño estructural. Este enfoque resulta pertinente para edificaciones hospitalarias, debido a la exigencia de alcanzar niveles de desempeño superiores que garanticen su operatividad inmediata posterior a un evento sísmico.

Para la obtención de la información relacionada con la configuración arquitectónica y estructural del hospital, se realiza la recopilación y el análisis de la documentación técnica existente del proyecto de investigación de la Universidad del Azuay "Hospitales Seguros Frente a Desastres". Esta información se encuentra principalmente en trabajos de titulación desarrollados en esta universidad, los cuales resultan relevantes para la modelación estructural.

Mediante el uso de software especializado de análisis estructural se evaluará el nivel de desempeño sísmico del "Hospital Darío Machuca Palacios" conforme a los criterios establecidos en la Norma ASCE 41-13, a partir de la ejecución de un análisis estático no lineal (pushover). Se determinarán los umbrales de daño correspondientes a cada nivel funcional y, en caso de que los resultados iniciales no sean satisfactorios, se planteará una propuesta de reforzamiento estructural orientada a mejorar la funcionalidad y comportamiento sísmico de la estructura.

Finamente se evaluará la viabilidad de la propuesta de reforzamiento mediante un análisis costo- beneficio, con el fin de determinar su conveniencia técnica y económica.

Capítulo 1.

1. Estado del Arte

1.1. Antecedentes

A nivel mundial los desastres naturales representan una amenaza constante para la seguridad de la población y la estabilidad de los sistemas socioeconómicos. Entre estos fenómenos los terremotos destacan por generar impactos inmediatos y severos en entornos urbanos, afectando vivienda, infraestructuras públicas y servicios básicos indispensables. Dentro de los sectores más vulnerables se encuentra el sistema de salud, dado que los centros hospitalarios deben garantizar su respuesta precisamente durante las situaciones de mayor emergencia. Cabe mencionar que, cuando ocurre un sismo de gran magnitud la capacidad operativa de un hospital adquiere una importancia crítica, pues estas edificaciones son esenciales para la atención de heridos, el manejo de crisis médicas y la coordinación de acciones sanitarias posteriores al desastre.

Sin embargo, el comportamiento histórico de las estructuras ante eventos sísmicos demuestra que muchas edificaciones diseñadas bajo enfoques convencionales exhiben altos niveles de vulnerabilidad al ser sometidos a demandas severas. Algunos terremotos ocurridos en las últimas décadas evidencian que diversos hospitales alrededor del mundo presentan deficiencias estructurales y funcionales que limitan su operatividad tras un sismo. En muchos casos, aun cuan la estructura no colapse totalmente los daños en elementos estructurales, arquitectónicos o instalaciones provocan la interrupción parcial o total de los servicios médicos.

Desde la perspectiva de la ingeniería sismorresistente, estos daños en edificaciones esenciales expusieron las limitaciones de las metodologías tradicionales de diseño, basadas únicamente en criterios de resistencia y seguridad de vida. Por lo que el objetivo principal consistía en evitar el colapso y permitir la evacuación segura de los ocupantes. No obstante, la perdida de funcionalidad de un centro de salud puede ocasionar el colapso del sistema de atención médica local, incrementar el riesgo para los pacientes y personal, dificultar las labores de rescate y reducir drásticamente la capacidad de la respuesta institucional.

Es por esto que los organismos internacionales vinculados a la gestión del riesgo y la salud pública promueven estrategias para fortalecer la seguridad hospitalaria. La (Organizacion Panamericana de la Salud, 2018) establece que la evaluación de daño y vulnerabilidad en el sector de la salud es una herramienta fundamental para la toma de decisiones. Según reportes la organización Panamericana de la Salud se indica que en América Latina entre 1981 y 1996

múltiples sismos ocasionaron daños severos en hospitales en la región, provocando colapsos parciales y la perdida de operatividad de miles de camas (Organizacion Panamericana de la Salud , 2004). Así mismo, terremotos de gran magnitud como Northridge (1994), Kobe (1995), Chile (2010) y Haití (2010) permitieron analizar el comportamiento real de diferentes sistemas estructurales esenciales; en este escenario las fallas recurrentes estuvieron asociadas a irregularidades en planta y elevación deficiencias en el detallado sismorresistente, baja ductilidad, insuficiente confinamiento del hormigón armado y falta de continuidad en los sistemas resistentes laterales, demostrando que la resiliencia de la infraestructura hospitalaria es un componente indispensable en la reducción del riesgo.

Como respuesta a esta problemática, la ingeniería sísmica moderna ha evolucionado hacia el diseño basado en desplazamiento, cuyo propósito es controlar el comportamiento estructural y los niveles de daño esperados en función de la intensidad del sismo y del uso de la edificación (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007). Este enfoque incorpora criterios relacionados no solo con la estabilidad global, sino también con la magnitud del daño, la funcionalidad residual y la velocidad de recuperación post- evento. Dentro de estos parámetros el novel de ocupación inmediata adquiere especial relevancia en los hospitales, esto se debe a que los mismos exigen que la infraestructura conserve condiciones óptimas de seguridad, estabilidad y operatividad inmediatamente después del movimiento telúrico (American Society of Civil Engineers (ASCE 41-13), 2014) .

En el Ecuador, la amenaza sísmica es una condición permanente debido a la interacción tectónica entre la placa de Nazca y Sudamericana lo cual ubica al país dentro del Cinturón de Fuego del Pacifico. Esta realidad geodinámica ha generado históricamente terremotos de gran magnitud con graves repercusiones en la infraestructura nacional. El (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2019) señala que el terremoto del 16 de abril de 2016 evidencio múltiples deficiencias en estructuras construidas bajo normativas anteriores a la vigente, exponiendo a la estructura a daños severos que comprometieron su funcionamiento durante la emergencia debido a la falta de un detallado enfoque basados en desempeño.

A partir de este evento, diversas instituciones del país han impulsado investigaciones sobre la vulnerabilidad sísmica hospitalaria. Entre destaca el proyecto “Hospitales Seguros Frente a Desastres”, el cual fue desarrollado por diversos estudiantes de la Universidad del Azuay, los cuales han permitido ejecutar estudios de evaluación, modelación y análisis sísmico

es establecimientos de salud. Estas iniciativas han contribuido significativamente al desarrollo de criterios técnicos y metodologías base adaptadas al entorno local.

En este contexto en el presente estudio se desarrollará el "ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA ALCANZAR UN NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA EN LAS ESTRUCTURAS SECUNDARIAS, CASO DE ESTUDIO: HOSPITAL DARÍO MACHUCA PALACIOS, UBICADO EN EL CANTÓN LA TRONCAL, PROVINCIA DEL CAÑAR". Cabe mencionar que esta infraestructura es clave para la prestación de servicios medios en el cantón La Troncal y sus zonas de influencia. Considerando la necesidad estratégica de garantizar su continuidad operativa resulta indispensable evaluar el comportamiento de su sistema estructural y componentes no estructurales mediante las metodologías avanzadas de DBD. A partir de este diagnóstico, la investigación busca identificar el nivel actual de vulnerabilidad sísmica de la edificación, determinar sus potenciales mecanismos de falla y plantear una propuesta optima de reforzamiento estructural orientada a alcanzar el nivel de ocupación inmediata.

1.2. Peligro sísmico

El peligro sísmico constituye uno de los parámetros fundamentales dentro de la ingeniería sismorresistente, debido a que condiciona directamente las demandas dinámicas que deben considerarse en el análisis, diseño y evaluación de las edificaciones. La correcta caracterización de la amenaza permite estimar la intensidad de los movimientos del terreno que podrían actuar sobre una estructura durante su vida útil, estableciendo la base para desarrollar criterios de diseño orientados al control del daño y al cumplimiento de niveles específicos de daño estructural. De acuerdo con la ((NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC), 2014), especialmente en su capítulo NEC-SE-DS, se define al peligro sísmico como "la probabilidad de excedencia, dentro de un periodo especifico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. Esta información vincula la amenaza con la probabilidad de que una estructura experimente solicitaciones que superen determinados niveles de demanda durante su ciclo de vida, lo cual resulta indispensable para la determinación de espectros de diseño y estados límite de comportamiento.

Desde el punto de vista técnico los terremotos son consecuencia de la acumulación y liberación repentina de energía en la corteza terrestre debido al desplazamiento relativo entre placas litosféricas (BOLT, 2004). Estos movimientos generan esfuerzos internos en las zonas de acoplamiento hasta superar la resistencia de los materiales geológicos, produciendo una ruptura superficial acompañada por la propagación de ondas elásticas. El punto subsuperficial donde se inicia dicha ruptura recibe el nombre de foco o hipocentro, mientras que su proyección vertical sobre la superficie terrestre se denomina epicentro. La profundidad focal, el mecanismo de falla y la distancia a la fuente representan variables determinantes en la severidad de las aceleraciones inducidas sobre las construcciones.

La energía liberada durante un sismo se transmite mediante ondas mecánicas las cuales generan movimientos dinámicos en el terreno y producen fuerzas inerciales en los sistemas estructurales (CHOPRA, 2014) .

Estas ondas se clasifican principalmente en ondas de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo están conformadas por: las ondas P (principales) corresponden a movimientos longitudinales de compresión y dilatación caracterizándose por presentar las mayores velocidades de propagación.

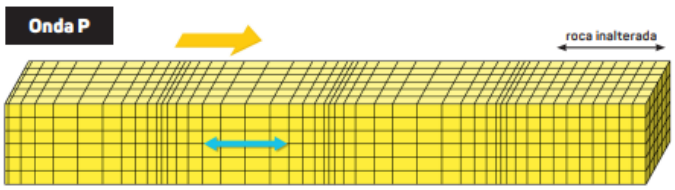

Ilustración 1 Propagación de ondas primarias (Ondas P)

Fuente: (UNAM)

Las ondas S (secundarias) generan movimientos transversales perpendiculares a la dirección de propagación y suelen producir las mayores distorsiones en las estructuras debido a sus amplitudes y características cinemáticas, tal como se esquematiza en la Ilustración 2.

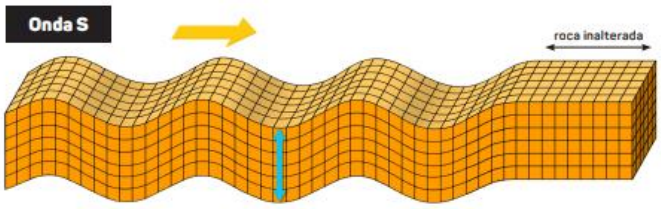

Ilustración 2 Propagación de ondas secundarias (Ondas S)

Fuente: (UNAM)

Por otra parte, las ondas superficiales, se propagan exclusivamente por las capas más externas de la corteza. Estas pueden generar desplazamientos significativos del suelo y elevados niveles de demanda estructural, particularmente en zonas propensas a efectos de sitio o amplificación local por perfiles de suelo blandos. En la Ilustración 3 se observan las ondas Rayleigh (ondas R) las cuales prestan un movimiento elíptico en un plano principalmente vertical. Minetas que las ondas Love (ondas L) se propagan en planos horizontales con una amplitud que disminuye a medida que aumenta la profundidad como se puede observar en la Ilustración 4.

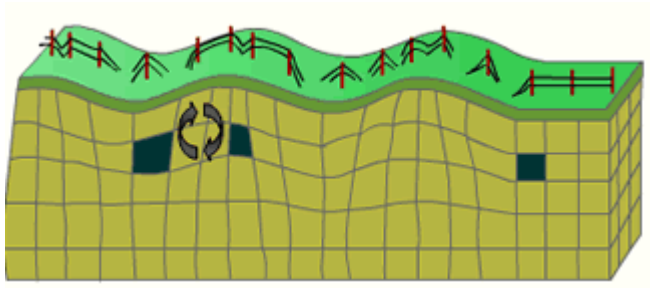

Ilustración 3 Ondas Rayleigh (ondas R)

Fuente: (Ondas sísmicas, 2020)

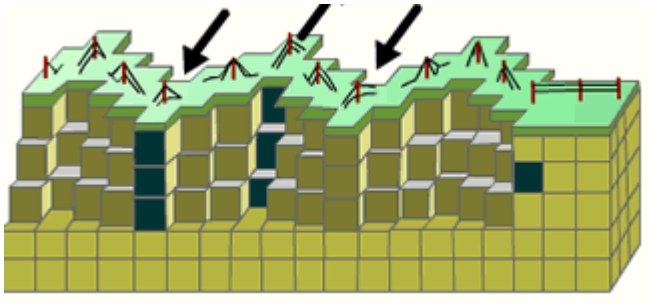

Ilustración 4 Ondas Love (ondas L)

Fuente: (Ondas sísmicas, 2020)

Desde la perspectiva de la respuesta estructural el efecto de estas ondas sobre las edificaciones depende de factores como la frecuencia predominante del movimiento, el contenido energético, la duración del evento y las propiedades dinámica intrínsecas de la estructura (CHOPRA, 2014). Cuando los periodos dominantes del sismo se aproximan a los periodos naturales de vibración de una edificación, ocurre el fenómeno de resonancia, el cual amplifica considerablemente la respuesta inercial y eleva el riesgo de colapso. Por esta razón, el estudio de la interacción entre la demanda sísmica y la capacidad estructural constituye uno de los pilares de la ingeniería moderna.

La magnitud representa una mediada cuantitativa indirecta de la energía liberada durante la ruptura tectónica. Debido a su naturaleza logarítmica, un incremento unitario en la escala de magnitud implica un aumento potencial en la energía liberada respecto al nivel anterior, comportamiento matemático que explica las asimetrías observadas entre eventos de escalas cercanas (Kanamori, 1997). Por ejemplo, el terremoto de Northridge de 1997 libero una energía equivalente a aproximadamente 170 kilotones de TNT, mientras que el terremoto de Tōhoku en Japón de 2011 liberó una energía estimada cercana a los 480 megatones de TNT, consolidándose como uno de los eventos más severos registrados instrumentalmente, como se aprecia en la comparativa de la Ilustración 5.

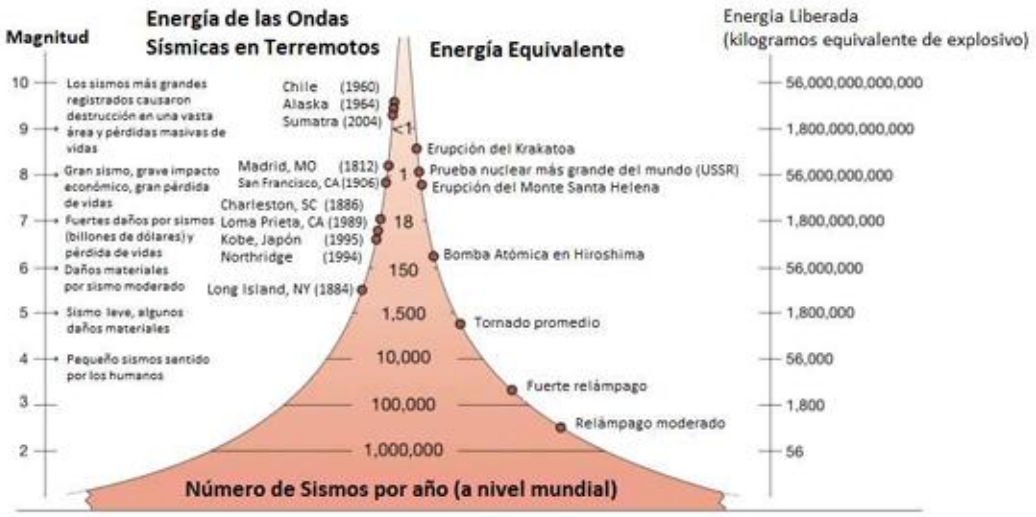

Ilustración 5 Magnitudes de sismos y Energía Liberada

Fuente: (SeismicsKnowledge, 2018)

Los daños documentados en sismos históricos permitieron identificar múltiples deficiencias en el comportamiento de los sistemas estructurales esenciales. Fallas asociadas a irregularidades en planta y elevación, ductilidad insuficiente, confinamiento deficiente en elementos de hormigón armado, mecanismos de piso blando y fallas por cortante evidenciaron las limitaciones de los enfoques tradicionales basados exclusivamente en la resistencia de los materiales. Como resultado de estas lecciones, la ingeniería sísmica evolucionó hacia metodologías de Diseño Basado en Desempeño (DBD). Este paradigma busca controlar los niveles de daño frente a diferentes intensidades de movimiento, evaluando parámetros como distorsiones de entrepiso, disipación de energía, secuencia de plastificación y capacidad residual.

En estructuras como hospitales, las características del peligro sísmico adquieren una importancia crítica debido a la necesidad de garantizar niveles superiores de desempeño y funcionalidad. Estos deben conservar su estabilidad, capacidad resistente y continuidad operativa incluso inmediatamente después de un evento severo, lo que exige evaluaciones estructurales rigurosas y una definición precisa de los escenarios sísmicos de diseño.

1.2.1 Riego tolerable

Al concluir un proyecto de ingeniería estructural, se debe garantizar que la probabilidad de alcanzar estados límite de desempeño no deseado se mantenga dentro de umbrales aceptables. En la práctica del diseño sismorresistente, se asume que no existe el riesgo nulo ante eventos externos; es por ello que la filosofía actual se enfoca en la gestión de riesgo admisible. Esto implica cuantificar el nivel de daño estructural y no estructural que la normativa asume según el tipo de edificación (FEMA, 2012). Para infraestructuras esenciales, este límite de tolerancia es altamente restrictivo, exigiendo que los sistemas mitiguen el colapso y preserven la continuidad operativa inmediata.

1.2.2 Categoría de riesgo

La categoría de riesgo constituye la clasificación de edificaciones y estructuras en función de las consecuencias asociadas a un desempeño inaceptable. Este sistema de ordenamiento abarca un espectro amplio, siendo aplicable tanto a solicitaciones sísmicas como a acciones climáticas y dinámicas externas, entre las que destacan el ciento, inundaciones y deslizamientos.

Bajo las directrices de normativas de referencia como son la norma (ASCE 7-16, 2016) y la ((NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC), 2014), se definen cuatro niveles fundamentales en el impacto social, económico y la exposición de vidas humanas los cuales van desde el Riesgo I el cual corresponde a edificaciones con un riesgo limitado y con un impacto mínimo en vidas humanas en caso de falla, hasta el Riesgo IV el cual incluye edificaciones esenciales donde existe un alto riesgo de pérdidas significativas de vidas y otras pérdidas considerables en caso de fallos.

1.2.3 Factor de Importancia

El factor de importancia (I) constituye un parámetro fundamental en la ingeniería sismorresistente, cuyo propósito es parametrizar los niveles de confiabilidad y seguridad estructural en función del impacto operativo que provocarían el fallo o la inoperatividad de una edificación.

Desde una perspectiva analítica y de la dinámica estructural, este coeficiente actúa como un modulador normativo que amplifica el espectro de aceleraciones de diseño. En

términos mecánicos, esta amplificación eleva la demanda de fuerza lateral sobre la edificación, lo que obliga a generar secciones transversales de hormigón y acero más robustas. Como consecuencia se incrementa la rigidez lateral de los pórticos, permitiendo que la estructura restrinja de mejor manera las derivas entre piso y reduzca las deformaciones inelásticas ante solicitaciones dinámicas severas. De este modo, la normativa reconoce que el daño físico y las distorsiones admisibles no deben ser iguales para todas las tipologías constructivas, exigiendo un comportamiento estructural mucho más rígido y cercano al rango elástico en edificaciones de carácter crítico. La determinación de este incremento se sustenta en los estudios probabilísticos de amenaza sísmica (PSHA) (Probabilistic Seismic Hazard Analysis), los cuales cuantifican la frecuencia con la que se superan las aceleraciones del terreno mediante el análisis de configuraciones tectónicas y registros sísmicos del pasado. De este modo, el método absorbe matemáticamente las incertidumbres asociadas al tamaño, la recurrencia y el proceso de fractura en las zonas sismogénicas (Kramer S. L., 2024).Al acoplar la amenaza sísmica con las propiedades elásticas del edificio, este factor interviene como una herramienta directa para controlar los desplazamientos laterales bajo solicitaciones dinámicas severas.

El propósito del factor de importancia (I) es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC - SE - DS, 2014). El grado de importancia de una edificación considera: función, cantidad de personas expuestas y las repercusiones directas e indirectas que puede llegar a resultar de un mal diseño estructural; por lo que se establecen 3 categorías las mismas que se puede observar en Ilustración 6.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. 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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Ilustración 6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014)

Las lecciones derivadas de eventos sísmicos históricos a nivel mundial demuestran que la pérdida de rigidez lateral y el consecuente daño en componentes no estructurales de redes esenciales inhabilitan por completo la operatividad de la obra, incluso si la estructura no colapsa físicamente. En el territorio ecuatoriano, esta vulnerabilidad mecánica se magnifica debido a un entorno sismotectónico gobernado por la subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana. Esta interacción geodinámica genera sismos de gran magnitud que imponen severas demandas de aceleración y deformación a la infraestructura del país (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2016)

Si bien la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - SE - DS, 2014) aborda este peligro incrementando las fuerzas laterales de diseño mediante el factor de importancia (I), los enfoques elásticos basados en fuerzas son incapaces de predecir agrietamientos de hormigón, la degradación de rigidez y la fluencia del acero ante cargas cíclicas inversas. Es por esta razón que el presente estudio se basa en el Diseño Basado en Desempeño (DBD), el cual es una metodología que cuantifica estados límites específicos como es la Ocupación Inmediata frente a sismos con periodo de retorno preestablecidos. Este enfoque evalúa distorsiones de entrepiso y rotaciones plásticas en secciones transversales críticas, superando la limitación de analizar únicamente fuerzas nominales cortantes (ASCE 7-16, 2016).

1.2.4 Terremoto del 6 de abril del 2016

El terremoto ocurrido el 16 de abril de 2016 en la costa ecuatoriano, conocido como el terremoto de Pedernales, constituye uno de los eventos sismos más destructivos registrados en la historia reciente del Ecuador. El mismo se produjo a las 18:58 hora local y alcanzo un sismo de magnitud Mw 7.8, con epicentro localizado frente a las costas de Pedernales, provincia de Manabí; alcanzo una profundidad aproximada de 20km. Este evento se originó por el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, mecanismo tectónico responsable de la elevada actividad sísmica que caracteriza al territorio ecuatoriano (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2016).

Las respuestas dinámicas del terremoto durante el evento fueron documentadas por la red de estaciones acelerográficas, evidenciando niveles de solicitaciones cinemáticas

excepcionales. En la estación instrumental de la zona epicentral (Pedernales) se registraron aceleraciones máximas del suelo (PGA) de 1.4 g en dirección E-W, 0.8 g en dirección N-S y 0.75 g en la componente vertical, valores significativamente superiores a las aceleraciones consideradas en numerosos diseños estructurales convencionales. Estos registros constituyen una referencia importante para la actualización de los estudios de amenaza sísmica y el desarrollo de normativas de diseño sismorresistente en el país.

Según información de la (Secretaria de Gestion de Riesgos , 2016) y la Secretaria Nacional de Planificación y Desarrollo (SENPLADES), el terremoto ocasiono 663 fallecidos, más de 6.274 heridos y decenas de miles de personas afectadas. Cabe mencionar que numerosas construcciones presentaban deficiencias en el diseño y construcción, tales como irregularidades geométricas, insuficiente confinamiento de elementos de hormigón armado, deficiencias en el detallado sísmico y falta de cumplimiento de los requisitos establecidos en las normativas vigentes. Como consecuencia, muchas estructuras sufrieron daños severos e incluso colapsos totales, evidenciando la necesidad de fortalecer los procesos de control, diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones existentes. La (Secretaria de Gestion de Riesgos , 2016) informo que aproximadamente 7000 edificaciones fueron destruidas y miles de estructuras adicionales sufrieron danos moderados y severos. Cabe mencionar que este evento provoco interrupciones en los sistemas de agua potable, energía eléctrica, telecomunicación y transporte, así como danos importantes en carreteras, puentes e infraestructuras públicas.

El sector de la salud fue uno de los más afectado durante la emergencia. Alrededor de 10 hospitales y 15 centros de salud quedaron parcial o totalmente fuera de servicio debido a danos estructuras y no estructurales, reduciendo significativamente la capacidad de respuesta medica en zonas afectadas. Las pérdidas económicas en este sector fueron estimadas en aproximadamente $150 millones. Esta situación puso en evidencia la importancia de garantizar la funcionalidad y resiliencia de las edificaciones hospitalarias, consideradas infraestructuras esenciales para la atención de emergencias y desastre.

Desde la perspectiva de la ingeniería sísmica, el terremoto de Pedernales constituyó una fuente fundamental de información para comprender el comportamiento de las estructuras y de los suelos ante movimientos sísmicos severos. La amenaza sísmica se define inicialmente sobre condiciones de roca o base rocosa; sin embargo, para representar adecuadamente la demanda sísmica real sobre las estructuras es indispensable incorporar las condiciones geotécnicas locales mediante factores de amplificación y estudios de efectos de sitio. Estos factores

modifican significativamente la respuesta dinámica del terreno y, por ende, la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones. En consecuencia, las lecciones derivadas del terremoto de 2016 han contribuido al fortalecimiento de las metodologías de evaluación de vulnerabilidad, particularmente en edificaciones esenciales como los hospitales, cuya operatividad durante y después de un sismo resulta indispensable para la gestión de emergencias y la protección de la población (Sánchez & Simbaña-Tasiguano, 2024).

1.2.5 Estimación de perdidas indirectas

La evolución de las pérdidas ocasionadas por desastres naturales constituye un componente fundamental dentro de los estudios de riesgo y vulnerabilidad. Las pérdidas económicas derivadas de eventos extremos se clasifican en: pérdidas directas, perdidas indirectas y perdidas microeconómicas.

Las pérdidas directas corresponden a los danos físicos producidos sobre edificaciones, infraestructuras, equipamientos y bienes materiales, mientras que las perdidas indirectas se relacionan con las consecuencias derivadas de la interrupción de las actividades y servicios afectados. Por su parte las perdidas macroeconómicas representan las alteraciones que experimenta la economía de una región o país como consecuencia de un desastre incluyendo efectos sobre el producto interno bruto, el empleó la inversión y las finanzas públicas (Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), 2014).

Las pérdidas indirectas comprenden la disminución temporal o permanente de la capacidad productiva, la interrupción de servicios básicos, la pérdida de ingresos, el aumento de costos operativos, la reducción de oportunidades de desarrollo económico y social, así como los impactos derivados de la interrupción de cadenas de suministro y actividades comerciales. En caso de estructuras esenciales como hospitales, centros de salud, sistemas de abastecimiento de agua, energía eléctrica y transporte, las pérdidas indirectas pueden superar significativamente las pérdidas directas debido a las consecuencias que genera la suspensión de los servicios sobre la población afectada (Bruneau, y otros, 2003).

La estimación de perdidas indirectas constituye uno de los aspectos más complejos dentro de la evaluación del riesgo de desastres, debido a la dificultad de cuantificar las consecuencias económicas derivadas de interrupción funcional de los sistemas afectados. En términos generales, estas pérdidas suelen estimarse mediante metodologías basadas en el tiempo de recuperación de la infraestructura, análisis de interrupción de servicios, modelos

insumo-producto, modelos de equilibrio económico y análisis de resiliencia funcional (Kelly, 2015). En numerosos estudios de riesgo, especialmente cuando existe escasez de información sobre los desastres, las pérdidas indirectas suelen estimarse como un porcentaje de las pérdidas físicas o directas. (Cardona, y otros, 2015), indica que dichos porcentajes se derivan de información empírica obtenida a partir de bases de datos históricas de elementos ocurridos previamente.

En el ámbito hospitalario, las pérdidas indirectas adquieren una relevancia particular debido a que la funcionalidad de los establecimientos de salud resulta indispensable durante y después de una emergencia. La interrupción parcial o total de los servicios médicos puede generar costos asociados al traslado de pacientes, incremento del tiempo de atención, suspensión de procedimientos clínicos, pérdida de capacidad operativa y aumento de la mortalidad de la población afectada (Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2015).

1.2.6 Ajuste por clase de sitio

La respuesta sísmica de una estructura no depende únicamente de las características de la fuente sísmica y de la distancia al epicentro, sino también de las condiciones geotécnicas locales sobre las cuales se encuentra cimentada. Numerosas investigaciones han demostrado que los depósitos de suelo pueden modificar significamente la amplitud, duración y contenido de frecuencia de las ondas símicas, fenómeno conocido como efecto de sitio.

Los estudios desarrollados por el National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) y posteriormente incorporados en el FEMA 274, FEMA 302, FEMA P-1050 y ASCE 7, establecen seis clases generales de sitio los cuales se denominan: A, B, C, D, E y F. En el cual la clase A corresponde a roca dura, mientras que la clase B representa roca competente. La clase C y D agrupan suelos densos y suelos rígidos, respectivamente; mientras que la clase E corresponde a depósitos de suelo blando con elevada capacidad de amplificación sísmica. Por su parte la clase F incluye condiciones geotécnicas especiales las cuales requieren estudios específicos, esto se debe a la posibilidad de comportamientos complejos, como licuación, arcillas altamente sensibles o depósitos orgánicos de gran espesor ((NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC), 2014).

Para incorporar la influencia de las condiciones del suelo en los espectros de diseño se emplean los coeficientes de amplificación Fa y Fv. En los cuales el factor Fa representa la amplificación espectral para periodos cortos (normalmente en periodos de 0.3 segundos),

mientras que el factor Fv representa la amplificación para periodos largos (normalmente en un periodo de 1 segundo). Ambos coeficientes se determinaron a partir del análisis de registros sísmicos reales, estudios empíricos y simulaciones numéricas que permitieron que permitieron cuantificar la respuesta relativa de distintos tipos de suelo respecto a condiciones de roca de referencia (FEMA 274, 1997).

Los movimientos sísmicos, tanto de periodo corto como de periodo largo experimentan procesos de amplificación al propagarse desde el basamento rocoso hacia los depósitos de suelo superficial. La magnitud de esta amplificación depende principalmente de las propiedades dinámicas del terreno, siendo esto más significativo en suelos blandos y disminuyendo la medida que aumenta la rigidez del sitio. Así también, investigaciones realizadas en el campo de la ingeniería sísmica han demostrado que ante movimientos de alta intensidad los depósitos de suelo presentan un comportamiento no lineal caracterizado por la degradación de la rigidez y el incremento del amortiguamiento efectivo, lo que reduce los niveles de amplificación del movimiento sísmico. Este comportamiento constituye el fundamento para que el coeficiente de amplificación de sitio Fa y Fv sean definidos en función tanto de la clase de sitio como del nivel de amenaza sísmica, permitiendo representar de manera más realista la respuesta dinámica del suelo frente a diferentes niveles de excitación sísmica (Dobry, y otros, 2000).

Para perfiles de suelo blando clasificados como clase E y para condiciones especiales correspondientes a la clase F, él (ASCE 7-16, 2016)y él (FEMA, 2012) recomienda realizar estudios específicos de respuesta sísmica local. Estos estudios incorporan análisis dinámicos unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales de propagación de ondas, utilizando las propiedades geotécnicas del sitio y registros sísmicos respectivos. El objetivo es obtener espectros de respuesta específicos del emplazamiento los cuales representen de manera más realista la demanda sísmica esperada.

La (NEC - SE - DS, 2014) incorpora la fluencia de las características geotécnicas del terremoto dentro del proceso de evaluación de la amenaza sísmica, esto se debe a que el comportamiento del suelo puede alterar la intensidad del movimiento sísmico que alcanza la superficie. Para ello la normativa clasifica los perfiles del suelo e introduce coeficientes de amplificación que permiten ajustar los espectros de diseño de acuerdo con las condiciones particulares del sitio. La aplicación de estos criterios es importante en sectores conformados por depósitos sedimentarios o rellenos antrópicos, ya que este tipo de materiales puede

intensificar el movimiento del terreno y aumentar las solicitaciones sísmicas que actúan sobre las edificaciones, afectando su respuesta estructural.

En las edificaciones esenciales, como hospitales y centros de salud, la correcta caracterización de las clases de sitio constituye un aspecto fundamental dentro de la evaluación del comportamiento sísmico. La capacidad de estas edificaciones para mantener su operatividad durante y después de un terremoto, depende en gran medida, de una adecuada estimación de la demanda sísmica, la cual fue influenciada por las condiciones geotécnicas del terreno. En este sentido, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los establecimientos de salud no debe limitarse al análisis de las características estructurales de la edificación, sino que también se debe considerar la clasificación del suelo y los efectos de amplificación del movimiento sísmico establecido por la ((NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC), 2014). La integración de la información estructural con las propiedades geotécnicas del sitio permite definir una demanda sísmica representativa de las condiciones reales de emplazamiento, lo que mejora la confiabilidad de los análisis de desempeño, como el análisis estático no lineal (pushover), y proporciona una estimación más precisa de la capacidad sísmica y del comportamiento esperado de la estructura frente a terremotos de gran intensidad. De esta manera, es posible identificar con mayor certeza las deficiencias estructurales y establecer estrategias de reforzamiento orientadas a garantizar la continuidad operativa de los servicios hospitalarios después de un evento sísmico.

1.2.7 Espectro de respuesta general

Dentro de la ingeniería estructural, el espectro de respuesta representa una herramienta esencial para la caracterización de la demanda sísmica sobre las edificaciones. Este concepto sintetiza la repuesta máxima que experimentan los sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos naturales de vibración cuando son sometidos a un mismo movimiento sísmico, permitiendo describir de forma simplificada la interacción entre las características dinámicas del terremoto y la respuesta estructural. (CHOPRA, 2014). Gracias a esta representación, es posible establecer parámetros de diseño y evaluación que constituye la base de los métodos moderno de análisis símico.

El (FEMA 274, 1997) señala que el espectro de respuesta utilizado para el diseño sísmico presenta dos regiones principales de comportamiento. La primera corresponde al rango de períodos cortos, donde predomina una respuesta caracterizada por aceleraciones

aproximadamente constantes; la segunda corresponde al rango de períodos largos, donde la respuesta está gobernada principalmente por velocidades aproximadamente constantes. Esta representación permite caracterizar la demanda sísmica sobre estructuras con diferentes propiedades dinámicas y constituye la base para la construcción de los espectros de diseño empleados en la evaluación sismorresistente.

Desde la perspectiva de ingeniería estructural sismorresistente, cuando una estructura supera su comportamiento elástico durante un terremoto desarrolla deformaciones inelásticas mediante la formación progresiva de rotulas plásticas, lo que produce una disminución de rigidez lateral e incrementa su periodo efectivo de vibración. Como consecuencia, la demanda sísmica experimentada por la estructura varía durante el evento, modificando las aceleraciones, velocidades y desplazamientos asociados a su respuesta dinámica. Este comportamiento constituye uno de los principios fundamentales del análisis no lineal y del diseño basado en desempeño, ya que permite representar con mayor precisión la respuesta estructural y evaluar el cumplimiento de los niveles de desempeño establecidos frente a diferentes escenarios de amenaza sísmica (CHOPRA, 2014).

Cabe mencionar que, los espectros de respuesta pueden obtenerse a partir de registros acelerográficos reales o mediante estudios probabilísticos de amenaza sísmica. Estos representan la respuesta máxima que experimentaría un sistema estructural con diferentes períodos naturales de vibración cuando es sometido a un mismo movimiento sísmico.

(Kramer S. L., 1996), señala que la forma y amplitud del espectro de respuesta están determinadas por las características del sismo y por las condiciones del sitio donde se ubica la estructura. Entre los factores que más influyen se encuentran la magnitud del terremoto, la distancia a la fuente sismogénica, el mecanismo de ruptura, la profundidad focal y las propiedades geotécnicas del terreno. Por ello, los espectros de diseño y los registros sísmicos utilizados en los análisis estructurales deben ser compatibles con las condiciones tectónicas y geológicas del emplazamiento, de manera que representen adecuadamente la demanda sísmica esperada (NEC - SE - DS, 2014).

En la actualidad, el espectro de respuesta no solo se emplea para las acciones símicas de diseño, sino que también constituye una herramienta esencial en la evaluación basada en desempeño. Su aplicación permite relacionar la amenaza sísmica con la respuesta estructural de la edificación, facilitando la estimación de los niveles de daño, la verificación de los

objetivos de desempeño y la evaluación de la funcionalidad esperada frente a diferentes escenarios sísmicos.

1.3. Adecuación sísmica

La adecuación sísmica también denominada rehabilitación o reforzamiento sísmico, consiste en la aplicación de técnicas y estrategias destinadas a mejorar el comportamiento de una estructura existente frente a acción de los sismos. Su objetivo es incrementar la capacidad resistente de la edificación, reducir su vulnerabilidad y alcanzar niveles de desempeño que garanticen la seguridad de los ocupantes y la continuidad de su funcionamiento después de un evento sísmico.

La necesidad de implementar programas de adecuaciones sísmicas surge principalmente en edificaciones que presentan deficiencias estructurales identificadas durante procesos de evaluación de vulnerabilidad. Entre los casos más comunes se encuentran las estructuras diseñadas con normativas anteriores, edificaciones que han sufrido daños por terremotos, construcciones con deterioro de sus materiales o aquellas que han sido modificar sin considerar los criterios estructurales de diseño originales.

Debido a que los recursos destinados a reforzamiento estructural suelen ser limitados, no todas las edificaciones pueden intervenirse simultáneamente. Por ello resulta necesario establecer criterios técnicos que permitan priorizar aquellas estructuras cuya rehabilitación genere una mayor reducción del riesgo y garantice la continuidad de los servicios esenciales, como ocurre en las edificaciones hospitalarias.

1.3.1 Criterio de priorización

Establecer criterios de priorización eficaces para la adecuación sísmica a escala urbana requiere un análisis equilibrado entre la importancia operativa del inmueble (exposición y función) y su nivel de riesgo físico (vulnerabilidad estructural.

El primer criterio fundamental de priorización es la criticidad funcional, el cual evalúa el rol de la edificación durante y después de la crisis. Bajo este enfoque, las estructuras esenciales como hospitales, estaciones de bomberos y centros de operaciones de emergencia reciben la máxima prioridad de intervención, ya que su continuidad operativa es indispensable para mitigar el impacto social y coordinar el socorro inmediato (Organización Panamericana

de la Salud (OPS), 2015). Este criterio se extiende a la infraestructura estratégica (redes de agua y energía), cuya preservación es vital para evitar el colapso de los servicios básicos y dar soporte a las tareas de rescate en la ciudad.

El segundo criterio clave es la vulnerabilidad estructural intrínseca, la cual define la propensión del inmueble a sufrir daños según sus características físicas. Aquí, la priorización discrimina las estructuras en función de su época de construcción y su configuración geométrica. Por un lado, los edificios diseñados con normativas obsoletas tienen prioridad de reforzamiento debido a que carecen de las demandas contemporáneas de ductilidad, lo que eleva el riesgo de colapso (FEMA, 2012). Por otro lado, la presencia de irregularidades criticas como pisos blandos, columnas cortas o efectos torsionales actúan como un factor agravante que acelera la selección de la estructura para su intervención.

Para integrar ambos criterios en la toma de decisiones, se emplean métodos de priorización por evaluación rápida. Un referente técnico es el procedimiento desarrollado en India tras el terremoto de Bhuj en 2001 (CÓRDOVA, 2025), el cual sistematiza estos componentes en un índice cuantitativo. Este método cruza los defectos geométricos y el estado de conservación del edificio (vulnerabilidad) con su nivel de ocupación y el peligro del sitio (exposición), transformando variables cualitativas en un indicador numérico que ordena jerárquicamente qué edificaciones deben ser reforzadas con urgencia.

1.3.2 Índice de amenaza sísmica

El índice de amenaza sísmica expresa el nivel de peligro al que, expuesta una región, permitiendo comprar de forma objetiva la intensidad esperada de los movimientos del terreno entre diferentes zonas. Este parámetro se determina a partir de estudios sismológicos y geotécnicos que analizan la actividad de las fallas tectónicas cercanas, el registro histórico de los terremotos y las características del suelo local que podrían amplificar la vibración (Kramer S. L., 2024).

(Kramer S. L., 1996), señala que conocer la amenaza sísmica de un sitio es el primer paso indispensable para gestionar su riesgo. En términos prácticos, evaluar la amenaza implica calcular la probabilidad de que ocurra un sismo de cierta magnitud durante la vida útil de una edificación. Esta información técnica cumple dos roles fundamentales: por un lado, define las fuerzas de diseño obligatorias estipuladas en los códigos de construcción; por otro lado, cuando se evalúan edificaciones existentes, la amenaza sísmica actúa como el parámetro base que

interactúa con la vulnerabilidad de la estructura. En consecuencia, cruzar el nivel de amenaza de la zona con los defectos del inmueble permite establecer criterios claros de priorización para decidir qué edificios necesitan ser reforzados con mayor urgencia.

1.3.3 Índice de vulnerabilidad

El índice de vulnerabilidad mide la predisposición física de una edificación a sufrir daños ante un terremoto. Para calcular este indicador en estructuras existentes, se evalúa variables directas como son: el sistema estructural, la antigüedad de la obra, el código de diseño empleado, las irregularidades geométricas y el estado de conservación de los materiales (FEMA, 2012). Sin embargo, el comportamiento de los componentes no estructurales (tumbados, fachadas) y las condiciones del suelo son factores críticos que pueden duplicar el nivel de daño de un inmueble.

Bajo un enfoque de priorización, este concepto adquiere una connotación más compleja al evaluar infraestructuras esenciales como los hospitales y centros de salud. En estas edificaciones, el análisis de vulnerabilidad no solo busca evitar el colapso físico, sino garantizar la continuidad operativa de las instalaciones inmediatamente después del sismo. El fallo en las redes de servicios básicos, el desprendimiento de instalaciones mecánicas o el daño en equipos médicos especializados pueden paralizar por completo la atención de emergencias, aun cuando la estructura principal no sufra daños graves. Por lo tanto, el índice de vulnerabilidad hospitalaria se convierte en un criterio técnico prioritario para la asignación de recursos de reforzamiento, asegurando que el establecimiento siga funcionando cuando la población más lo necesita.

1.3.4 Grado de Importancia

El grado de importancia es un criterio de clasificación que define el nivel de protección sísmica que requiere una edificación según su función, la densidad de sus ocupantes y las consecuencias socioeconómicas de su eventual colapso. En el análisis práctico, este parámetro se introduce formalmente a través del factor de importancia (I), un coeficiente adimensional que actúa como un escalar directo sobre las ordenadas del espectro de respuesta elástica en aceleraciones. Su incorporación metodológica incrementa la demanda sísmica de diseño con el objetivo implícito de rigidizar lateralmente la estructura, optimizar su capacidad resistente frente a fuerzas cortantes y rigidizar el control de derivas de piso, garantizando así que los

inmuebles de alta criticidad mantengan un desempeño estructural y operativo predecible ante eventos de diseño.

Para aplicar este concepto, la ((NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC), 2014) distribuye los inventarios urbanos en tres niveles de criticidad:

- Edificaciones esenciales: Representan el grado de máxima prioridad (hospitales, estaciones de bomberos y centros de operaciones de emergencia). Su estructura debe permanecer intacta y operativa durante y después del sismo para liderar las tareas de socorro y mitigar el impacto social.
- Estructuras de ocupación especial: Incluyen instalaciones de alta concentración pública o infraestructura de servicios básicos (escuelas, universidades, sedes gubernamentales y redes de agua potable). Su falla paralizaría la dinámica urbana y retrasaría significativamente la recuperación económica de la región.
- Estructuras de ocupación normal: Comprenden viviendas, hoteles y oficinas estándar. Aunque exigen seguridad de vida para sus ocupantes, su inhabilitación no compromete la logística de respuesta a la emergencia general.

1.3.5 Nivel de daño

El nivel de desempeño estructural describe el comportamiento esperado de una edificación cuando es sometida a un nivel determinado de demanda sísmica, considerando el daño permitido, la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la estructura (ASCE/SEI 41-13, 2014). A diferencia del diseño sismorresistente convencional, cuyo principal objetivo es proteger la vida de los ocupantes evitando el colapso estructural, el diseño basado en desempeño establece objetivos específicos relacionados con el nivel de daño aceptable, la seguridad y la funcionalidad esperada de la edificación después de un terremoto (FEMA 356, 2000).

De acuerdo con (ASCE/SEI 41-13, 2014), los niveles de desempeños más utilizados para la evaluación de edificaciones existentes son:

- Ocupación Inmediata: Caracterizado por una degradación estructural mínima donde los elementos portantes retienen casi por completo su rigidez y resistencia originales, permitiendo el uso seguro del inmueble de forma inmediata tras el sismo.

- Seguridad de Vida: Admite daños estructurales y no estructurales significativos, pero con un margen de seguridad remanente que impide fallas locales o globales que pongan en riesgo la integridad física de los ocupantes.
- Prevención del Colapso: Constituye el límite último de estabilidad, donde la estructura sufre deformaciones plásticas severas y pérdida severa de rigidez, conservando únicamente la capacidad residual indispensable para sostener las cargas de gravedad y evitar el derrumbe total.



Ilustración 7 Curva de capacidad y niveles de desempeño estructural

Fuente: (FIGUEROA, 2019)

La Ilustración 7 muestra de manera esquemática la relación entre la curva de capacidad de una edificación y los niveles de desempeño estructural definidos en la metodología basada en desempeño. La curva, obtenida mediante un análisis estático no lineal (*pushover*), relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral de la estructura y permite identificar la evolución del comportamiento estructural, desde el rango elástico hasta la formación de mecanismos de falla. De igual forma, la figura ilustra la correspondencia entre la capacidad resistente de la edificación y los niveles de desempeño Operacional (OP), Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP), mostrando el incremento progresivo del daño a medida que aumenta la demanda sísmica.

1.3.6 Límites de deriva

La deriva de entre piso constituye uno de los principales indicadores para evaluar la respuesta sísmica de una edificación, ya que permite medir el nivel de deformación lateral que experimenta la estructura durante un sismo. Se expresa como la relación entre el desplazamiento horizontal relativo de dos pisos consecutivos y la altura que los separa, siendo este un parámetro ampliamente utilizado para verificar el cumplimiento de los criterios de desempeño establecidos en las normas de diseño y evaluación sísmica (ASCE/SEI 41-13, 2014).

El comportamiento de una estructura frente a la deriva depende de factores como el sistema estructural, la capacidad de disipación de energía, las propiedades de los materiales y los criterios de diseño considerados en el proyecto. En estructuras con adecuado detallado sismorresistente es posible desarrollar mayores deformaciones inelásticas antes de que se produzcan pérdidas importantes de resistencia. En contraste, las edificaciones diseñadas con normativas antiguas o con deficiencias en el detallado estructural suelen presentar una menor capacidad de deformación, lo que incrementa la probabilidad de alcanzar estados de daño para valores de deriva relativamente bajos.

1.4. Evaluación de daños en hospitales

Los hospitales son edificaciones esenciales cuya operación es fundamental durante y después de un evento sísmico, ya que brindan atención médica a la población afectada y apoyan las labores de respuesta ante emergencias. Por ello, la evaluación de los daños en este tipo de edificaciones no debe limitarse únicamente a la estructura principal, sino que también debe considerar los componentes no estructurales, los equipos médicos y los sistemas indispensables para garantizar la continuidad de los servicios de salud.

La experiencia obtenida en terremotos ocurridos en diferentes países ha demostrado que un hospital puede perder su capacidad operativa aun cuando la estructura no presente daños significativos. La falla de sistemas esenciales, como el suministro de energía eléctrica, el abastecimiento de agua potable, las redes de gases medicinales, las telecomunicaciones o el equipamiento médico, puede interrumpir parcial o totalmente la atención de los pacientes. Por esta razón, la evaluación de la vulnerabilidad hospitalaria debe considerar de manera integral el desempeño de los componentes estructurales, no estructurales y funcionales de la edificación.

En Ecuador, el terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016 evidencio la vulnerabilidad de la infraestructura hospitalaria frente a sismos de gran magnitud, afectando la operatividad de varios establecimientos de salud. Este evento resaltó la importancia de realizar evaluaciones de vulnerabilidad sísmica e implementar medidas de reforzamiento que permitan mantener la continuidad de los servicios hospitalarios y fortalecer la capacidad de respuesta del sistema de salud ante futuros eventos sísmicos.

1.4.1 Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud

La ubicación geográfica de un establecimiento de salud es un factor determinante en su nivel de exposición frente a amenazas naturales, especialmente las de origen sísmico. Por ello, la selección del sitio donde se emplaza un hospital debe considerar aspectos como la amenaza sísmica de la región, las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno, la presencia de fallas geológicas activas y la accesibilidad al establecimiento (Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2015). Estos factores influyen directamente en la seguridad de la infraestructura y en la capacidad del hospital para mantener sus servicios durante y después de una emergencia.

Las características del terreno también condicionan el comportamiento sísmico de una edificación. Suelos blandos, rellenos antrópicos o zonas con potencial de licuación, asentamientos diferenciales o inestabilidad de laderas pueden modificar el movimiento del terreno e incrementar la demanda sísmica sobre la estructura. Por esta razón, el diseño y la evaluación de edificaciones hospitalarias deben sustentarse en estudios geológicos y geotécnicos que permitan caracterizar adecuadamente las condiciones del sitio y, cuando sea necesario, desarrollar análisis específicos de respuesta sísmica (Kramer S. L., 1996).

Además de las condiciones del terreno, la funcionalidad de un hospital depende de su accesibilidad y de la disponibilidad de servicios básicos. La interrupción de vías de acceso, del suministro de agua potable, energía eléctrica o telecomunicaciones puede afectar la atención médica, incluso cuando la estructura no presenta daños importantes. En consecuencia, la evaluación de la seguridad hospitalaria debe integrar el análisis del emplazamiento, el comportamiento estructural y la continuidad de los servicios esenciales, con el propósito de garantizar una respuesta adecuada frente a eventos sísmicos.

1.4.2 Estimación de daños en hospitales

La estimación de daños en hospitales constituye un proceso fundamental para evaluar el impacto que un evento sísmico puede generar sobre la infraestructura y la capacidad operativa de un establecimiento de salud. Debido a la importancia de estas edificaciones durante una emergencia, la evaluación debe considerar de manera integral los componentes estructurales, no estructurales y funcionales, ya que el desempeño de cada uno de ellos influye directamente en la continuidad de los servicios médicos.

La evaluación comprende el análisis de la estructura principal, las instalaciones, los equipos médicos y los sistemas esenciales, como el suministro de energía eléctrica, agua potable, gases medicinales y telecomunicaciones. La experiencia obtenida en terremotos ha demostrado que la pérdida de funcionalidad de un hospital no siempre está asociada a daños estructurales severos; en muchos casos, la afectación de los componentes no estructurales o de los servicios básicos ha sido suficiente para interrumpir parcial o totalmente la atención médica. Por ello, la estimación de daños debe identificar los elementos más vulnerables y su influencia sobre el funcionamiento del establecimiento.

Además de evaluar los daños físicos, este proceso debe considerar las pérdidas derivadas de la interrupción de los servicios de salud, ya que esta información constituye un insumo para definir las estrategias de reparación, rehabilitación o reforzamiento de la infraestructura. En este sentido, los organismos internacionales recomiendan que las intervenciones posteriores a un desastre incorporen criterios de resiliencia y seguridad sísmica, con el propósito de reducir la vulnerabilidad de los hospitales y mejorar su capacidad de respuesta frente a futuros eventos sísmicos (CEPAL, 2014).

1.4.3 Reducción de riesgo en hospitales

La reducción del riesgo en hospitales comprende el conjunto de acciones orientadas a disminuir la vulnerabilidad de la infraestructura y garantiza la continuidad de los servicios de salud frente a eventos sísmicos. Estas acciones incluyen medidas estructurales, no estructurales y de gestión, con el propósito de mejorar la seguridad y el desempeño del establecimiento durante y después una emergencia.

La iniciativa Hospitales Seguros, promovida por la (Organizacion Panamericana de la Salud, 2018), establece que la seguridad hospitalaria debe evaluarse de manera integral considerando la ubicación del establecimiento, la seguridad estructural y la seguridad no

estructural. La evaluación de estos componentes permite identificar las principales condiciones de vulnerabilidad y definir las medidas necesarias para reducir el riesgo.

Desde el punto de vista de la ingeniería sismorresistente, la reducción del riesgo incluye el reforzamiento de la estructura, la protección de los componentes no estructurales y el aseguramiento de las instalaciones y equipos esenciales. Estas intervenciones buscan reducir los daños y mantener la operatividad del hospital después de un sismo.

1.4.4 Mitigación del riesgo

La mitigación del riesgo hospitalario comprende el conjunto de medidas destinadas a reducir la vulnerabilidad de los establecimientos de salud y mejorar su capacidad para responder y continuar operando después de un evento sísmico. Estas acciones deben incorporarse desde la planificación, el diseño, la construcción y el mantenimiento de la infraestructura, con el fin de proteger la edificación, sus ocupantes y los servicios esenciales.

Desde el punto de vista de la ingeniería sismorresistente, la mitigación incluye el diseño de nuevas edificaciones conforme a la normativa vigente y el reforzamiento de estructuras existentes cuando presentan deficiencias en su desempeño sísmico (ASCE/SEI 41-13, 2014). Asimismo, pueden implementarse medidas para proteger los componentes no estructurales, las instalaciones y los equipos médicos, así como tecnologías de protección sísmica, como el aislamiento en la base y los sistemas de disipación de energía, que contribuyen a reducir la respuesta de la estructura frente a un terremoto.

Diversos estudios demuestran que la inversión en medidas de mitigación resulta más rentable que asumir los costos derivados de los daños ocasionados por un desastre. Además de reducir las pérdidas económicas, estas intervenciones contribuyen a mantener la continuidad de los servicios hospitalarios y fortalecen la resiliencia de la infraestructura frente a futuros eventos sísmicos (Organizacion Panamericana de la Salud, 2018).

1.4.5 Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural hospitalaria se refiere al grado de susceptibilidad que presenta la estructura para sufrir daños ante la acción de un sismo (Organizacion Panamericana de la Salud, 2018). Esta evaluación considera el comportamiento de los elementos resistentes

de la edificación y su capacidad para mantener la estabilidad estructural durante y después del evento sísmico.

La vulnerabilidad está relacionada con el comportamiento de los elementos que conforman el sistema resistente de la edificación, como las cimentaciones, columnas, vigas, muros estructurales, losas y demás componentes encargados de soportar y transmitir las cargas hacia la cimentación.

El nivel de vulnerabilidad depende de diversos factores, entre ellos el sistema estructural, la calidad de los materiales, la regularidad de la edificación, el detallado de los elementos resistentes, el estado de conservación y el cumplimiento de la normativa sismorresistente vigente. Cuando estos aspectos presentan deficiencias, aumenta la probabilidad de que la estructura experimente daños que comprometan su estabilidad, reduzcan su capacidad resistente y afecten su desempeño frente a un evento sísmico.

1.4.6 Daños por sismos en hospitales

Los hospitales son edificaciones esenciales que deben mantenerse operativas durante y después de un sismo para garantizar la atención oportuna de la población afectada. A diferencia de las edificaciones convencionales, estas albergan pacientes con movilidad reducida, equipos médicos especializados y servicios indispensables para la atención de emergencias. Por esta razón, su diseño y evaluación requieren criterios de desempeño más exigentes, orientados no solo a proteger la vida de los ocupantes, sino también a asegurar la continuidad de los servicios de salud.

El daño sísmico en un hospital puede presentarse tanto en los componentes estructurales como en los no estructurales. Aunque la estructura principal permanezca estable, los daños en instalaciones eléctricas, redes de agua y gases medicinales, falsos techos, equipos médicos y otros sistemas esenciales pueden afectar el funcionamiento del establecimiento e impedir la prestación adecuada de los servicios de salud (FEMA 577, 2007). Por ello, la evaluación del daño hospitalario debe considerar el comportamiento conjunto de la estructura, los componentes no estructurales y los sistemas indispensables para su operación (Organizacion Panamericana de la Salud, 2018).

Con el fin de reducir estos daños, los hospitales deben diseñarse y reforzarse de acuerdo con la normativa sismorresistente vigente, complementando estas medidas con la protección

de los componentes no estructurales y, cuando las condiciones del proyecto lo permitan, con tecnologías de protección sísmica como el aislamiento en la base o los sistemas de disipación de energía. Así también (FEMA 577, 2007) recomienda realizar revisiones independientes del diseño estructural y mantener un adecuado control de calidad durante la construcción para mejorar el desempeño sísmico y favorecer la continuidad operativa del establecimiento.

1.4.7 Evaluación de daño debido a sismo

La evaluación del daño debido a un sismo es el proceso mediante el cual se determina el estado de una estructura después de un evento sísmico, con el propósito de identificar el nivel de daño de sus componentes y verificar si la edificación conserva la capacidad necesaria para cumplir los objetivos de desempeño establecidos. Los resultados de esta evaluación constituyen la base para definir las medidas de reparación, rehabilitación o reforzamiento requeridas para establecer la seguridad y funcionalidad de la estructura.

La evaluación se basa en la comparación entre la demanda sísmica y la capacidad resistente de la estructura. Para ello, se utilizan procedimientos de análisis lineal y no lineal, como el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal, que permiten estimar la respuesta estructural, identificar los mecanismos de daño y comprobar el cumplimiento de los niveles de desempeño definidos para la edificación.

En la actualidad la evaluación del daño no se limita a identificar elementos fisurados o deformados, sino que busca estimar el desempeño esperado de la estructura frente a futuros eventos sísmicos y orientar la toma de decisiones sobre su reparación o reforzamiento. Para ello, es necesario diferenciar los daños ocasionados por el sismo de aquellos asociados al deterioro previo de la estructura, como la corrosión del acero, el envejecimiento de los materiales o los asentamientos existentes, ya que estas condiciones pueden influir en la respuesta estructural y en la estimación de la vulnerabilidad.

1.4.7.1 Base de evaluación

La evaluación del daño sísmico permite determinar como un sismo modifica las propiedades estructurales de una edificación y como estos cambios pueden afectar su comportamiento ante futuros eventos.

Para ello se compara, tres condiciones: previa al evento, dañada y restaurada. Esta comparación permite establecer medidas de intervención orientadas a recuperar un desempeño sísmico esencialmente equivalente al que presentaba la estructura antes del daño.

El procedimiento se fundamenta en comparar la capacidad global de desplazamiento con la demanda global de desplazamiento. La capacidad corresponde al límite de desplazamiento que puede alcanzar la estructura antes de superar el nivel de daño tolerado para un objetivo de desempeño determinado, mientras que representa el desplazamiento esperado ante la acción sísmica considerada. Estos parámetros dependen de las relaciones fuerza-deformación de los componentes estructurales. Además, la capacidad puede variar según la condición previa dañada o restaurada de la edificación y el nivel de desempeño evaluada: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) o Prevención del Colapso (CP), como se representa en la Ilustración 8 (Fema 306, 1998).



Ilustración 8 Capacidad de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño

Fuente: (Fema 306, 1998)

En consecuencia, la evaluación no debe limitarse a la inspección visual de las grietas o a la estimación de la pérdida de capacidad resistente lateral. Aunque estos indicadores permiten reconocer la presencia y extensión del daño, por si solos no describen adecuadamente el comportamiento sísmico futuro de la edificación. Por esta razón (Fema 306, 1998) prioriza la evaluación de los desplazamientos globales y de la capacidad de deformación de los componentes, debido a que estos parámetros permiten valorar con mayor precisión la influencia del daño sobre el desempeño estructural.

1.4.8 Características del hormigón

En las estructuras existentes del hormigón armado, la respuesta sísmica no depende únicamente de la resistencia a comprensión del hormigón, sino también de su interacción con el acero de refuerzo, la geometría de los elementos y la calidad del detallado constructivo. Durante una acción sísmica, la fisuración del hormigón reduce progresivamente la rigidez de vigas y columnas, mientras que la incursión en el intervalo inelástico puede producir fluencia del refuerzo, desprendimiento del recubrimiento y degradación de la resistencia. Por esta razón, la caracterización estructural debe considerar la rigidez efectiva, la resistencia esperada y la capacidad de deformación de cada componente, teniendo en cuenta factores como la carga axial, el refuerzo longitudinal y transversal, el confinamiento y el mecanismo de respuesta predominante (ASCE/SEI 41-13, 2014).

A partir de esta caracterización, la evaluación del daño requiere comprender la forma en que la edificación trasmite las cargas gravitacionales, resiste las acciones sísmicas y admite los desplazamientos impuestos. El desempeño global no depende de un elemento aislado, sino de la interacción entre vigas, columnas, conexiones, losas y diafragmas. En consecuencia, la presencia de grietas constituye un indicador importante pero no es suficiente por si sola para establecer la capacidad sísmica residual del edificio, ya que su significado depende del componente afectado, del mecanismo de respuesta desarrollado y de la severidad del daño observado.

Para cuantificar estos efectos, el (Fema 306, 1998) plantea la comparación entre la capacidad global de desplazamiento (dc), correspondiente al límite admisible para un nivel de desempeño determinado, y la demanda global de desplazamiento (dd), asociada al movimiento sísmico considerado. Ambos parámetros dependen de las relaciones fuerzas-deformación de los componentes estructurales y pueden modificarse, como consecuencia del daño acumulado o de las medidas de restauración aplicadas. Por tanto, la evaluación debe distinguir entre la condición previa al evento, el estado dañado y la condición posterior a una eventual intervención, como se representa en la siguiente ilustración.

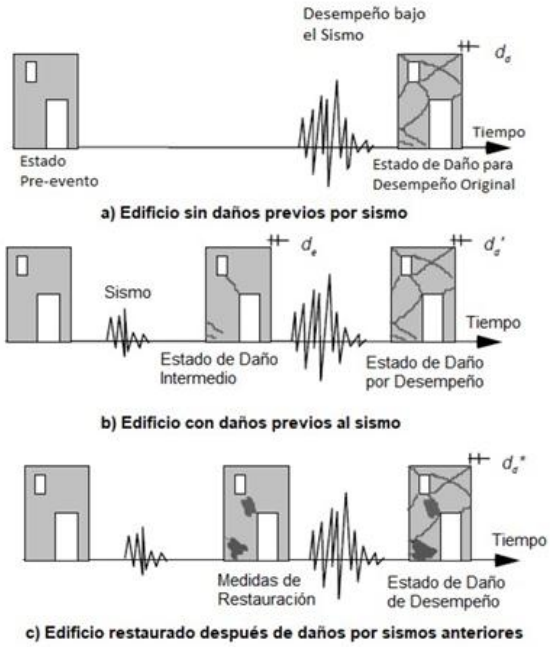

Ilustración 9 Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados

Fuente: *(Fema 306, 1998)*

Como se observa en la Ilustración 9, la demanda de desplazamiento no permanece necesariamente constante, sino que puede variará según la condición estructural existente al memento del sismo de desempeño. En un edificio sin daños previos, la respuesta se determina a partir de sus propiedades originales; en una estructura previamente afectada, la perdida de rigidez y resistencia puede modificar su respuesta frente a un nuevo evento; y, en una edificación restaurada las medidas de intervención buscan recuperar un comportamiento equivalente al existente antes del daño. Esta comparación permite valorar de manera integral la influencia del deterioro sobre el desempeño sísmico futuro y comprobar la eficacia de las medidas de restauración propuesta (Fema 306, 1998).

1.5. Método de análisis

La evaluación sísmica de una edificación requiere estimar su respuesta ante las demandas producidas por el movimiento del terreno. Para este propósito, la norma (ASCE/SEI 41-13, 2014) contempla 4 procedimientos: análisis estático lineal, análisis dinámico lineal, análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal. La selección del método depende de las características de la estructura, su configuración, sus propiedades dinámicas, el objetivo de

desempeño establecido y el nivel de información disponible para desarrollar el modelo analítico. Por lo tanto, estos procedimientos no deben interpretarse como una jerarquía absoluta de confiabilidad, sino como alternativas con diferentes alcances, requisitos y limitaciones.

En los procedimientos lineales la estructura se representa mediante un modelo elástico. El análisis estático lineal aplica un sistema de fuerzas laterales equivalentes para determinar los desplazamientos, las fuerzas internas y las demandas sísmicas de los componentes. Su aplicación es apropiada principalmente en edificaciones regulares cuya respuesta está dominada por el modo fundamental de vibración. Por su parte, el análisis dinámico lineal considera los periodos y modos de vibración de la estructura mediante un análisis modal espectral o un análisis lineal de historia de respuesta, por lo que permite representar de mejor manera la distribución de las demandas cuando intervienen varios modos de vibración. En ambos procedimientos los posibles efectos del comportamiento inelástico se incorporan de forma indirecta mediante coeficientes de modificación y criterios de aceptación aplicable a cada acción estructural (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Los procedimientos no lineales, en cambio, representan explícitamente las relaciones entre las fuerzas y las deformaciones de los componentes estructurales. El análisis estático no lineal, conocido como pushover, somete a la estructura a una demanda lateral progresiva hasta alcanzar un desplazamiento objetivo. Como resultado, se obtiene una relación entre la fuerza lateral y el desplazamiento global, a partir de la cual es posible examinar la cedencia de los componentes, las redistribuciones de las fuerzas internas y la capacidad de deformación de la edificación. No obstante, este procedimiento presenta limitaciones cuando la respuesta está influenciada significativamente por modos superiores o cuando la configuración estructural produce efectos dinámicos complejos (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Por otro lado, el análisis dinámico no lineal, denominado también análisis no lineal de historia de respuesta o tiempo-historia, emplea un modelo inelástico sometido a registros de aceleración del terreno. Este procedimiento determina la evolución temporal de las fuerzas, los desplazamientos y las deformaciones, lo que permite evaluar la respuesta estructural durante el desarrollo completo del movimiento sísmico. Su aplicación requiere una adecuada caracterización de las propiedades de los materiales y componentes, así como una selección y tratamiento consistentes de los registros sísmicos utilizados. En consecuencia, aunque proporciona una representación más detallada de la respuesta, sus resultados dependen de la

calidad de la información disponible, de las hipótesis adoptadas y de la correcta construcción del modelo analítico.

La aplicabilidad de cada procedimiento también está condicionada por la regularidad y complejidad de la estructura. Los métodos lineales pueden proporcionar estimaciones adecuadas en edificios regulares con trayectorias continuas de trasmisión de cargas; sin embargo, presentan limitaciones frente a discontinuidades estructurales, pisos débiles, irregularidades torsionales o respuestas con una incursión inelástica significativa. En estas condiciones, los procedimientos no lineales permiten estudiar con mayor detalle la redistribución de las demandas y los mecanismos probables de daño. No obstante, su mayor complejidad no garantiza por si sola resultados más confiables, pues la precisión de la evaluación depende de la correcta selección del método, la información disponible y la calidad de la modelación estructural.

1.5.1 Acciones críticas y ordinarias

En la evaluación del desempeño sísmico, las acciones de los componentes pueden diferenciarse de acuerdo con las consecuencias que produciría la pérdida de su capacidad resistente. Esta clasificación permite reconocer aquellas acciones cuya falla podría comprometer la estabilidad de una parte importante de la estructura y distinguirlas de aquellas con consecuencias únicamente locales. El (ASCE 7-16, 2016) incorpora las categorías de acciones críticas, ordinarias y no críticas dentro de los procedimientos de análisis no lineal, con el propósito de establecer criterios de aceptación acordes con la gravedad de una posible falla.

Las acciones críticas son aquellas cuya falla podría producir un colapso desproporcionado respecto del componente afectado o alterar significativamente la respuesta del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Por su parte las acciones ordinarias pueden generar una perdida localizada de la capacidad para soportar cargas gravitacionales, limitada al área tributaria del componente, sin provocar una extensión considerable del daño. Finalmente, las acciones no criticas corresponden a aquellas cuya falla no ocasionarían un colapso local ni produciría una modificación perjudicial importante en la respuesta general de la estructura.

Posteriormente, el (ASCE 41-17, 2017) adopto esta clasificación para las acciones controladas por fuerza en la evaluación sísmica de edificaciones existentes. En esta edición, la distinción se concentra principalmente en las consecuencias que tendría la pérdida del soporte de las cargas gravitacionales. En términos generales una acción se considera crítica cuando su

falla puede extender el colapso más allá de la zona inmediata del componente; ordinaria cuando sus efectos permanecen localizados; y no crítica cuando la pérdida de resistencia no compromete la estabilidad gravitacional de la estructura. Esta diferenciación permite aplicar criterios de aceptación más rigurosos a las acciones cuya falla podría producir consecuencias en mayor gravedad.

La clasificación descrita constituye un avance en la formulación de criterios de aceptación basados en las consecuencias de la falla. Sin embargo, su aplicación debe corresponder a la edición normativa adoptada en cada evaluación. En él (ASCE/SEI 41-13, 2014), las acciones controladas por fuerza se verifican con el propósito de que permanezcan especialmente dentro del intervalo elástico y, cuando corresponde, su demanda se compara con la resistencia de la componente determinada a partir de propiedades de límite inferior. Por consiguiente, en investigaciones desarrolladas con él (ASCE/SEI 41-13, 2014), las categorías introducidas posteriormente deben entenderse como un antecedente conceptual y no como una modificación de los criterios establecidos en la norma utilizada.

1.5.2 Acciones controladas por fuerza

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) clasifica las respuestas de los componentes estructurales en acciones controladas por fuerza y acciones controladas por deformación. Esta clasificación se aplica individualmente a cada tipo de respuesta, como la fuerza axial, el cortante o el momento flector, y no necesariamente al elemento estructural en su totalidad. Por consiguiente, un mismo componente puede presentar acciones controladas por fuerza y por deformación, dependiendo de sus características mecánicas, condiciones de carga, configuración y detallado.

Las acciones controladas por deformación poseen capacidad para desarrollar una respuesta inelástica estable después de alcanzar la cedencia. En cambio, las acciones controladas por fuerzas presentan una capacidad limitada para sostener deformaciones inelásticas y pueden experimentar una perdida repentina de resistencia cuando su capacidad es superada. Debido a este comportamiento, se espera que permanezcan esencialmente dentro del intervalo elástico. En las fallas por cortante, las acciones axiales con elevados niveles de comprensión y determinadas conexiones, anclajes o elementos colectores pueden presentar este tipo de respuesta. No obstante, la clasificación debe establecerse para cada caso de acuerdo con el comportamiento fuerza-deformación esperado y con los criterios específicos del material y del componente evaluado.

La evaluación de las acciones controladas por fuerza se basa en la comparación entre la demanda sísmica y la resistencia de límite inferior del componente. A diferencia de las acciones controladas por deformación, su capacidad no se incrementa mediante factores asociados con la ductilidad, puesto que no se admite una incursión inelástica significativa. En los procedimientos lineales, la demanda de fuerza se verifica frente a la capacidad correspondiente; mientras que, en los procedimientos no lineales, la resistencia de límite inferior debe ser suficiente para soportar la máxima fuerza obtenida del análisis. Este criterio busca evitar la formación prematura de mecanismos frágiles que puedan comprometer la trayectoria de las cargas y la estabilidad de la estructura.

En determinadas circunstancias, (ASCE/SEI 41-13, 2014) permite reclasificar una acción inicialmente considerada como controlada por fuerza. Sin embargo, esta posibilidad requiere demostrar que el comportamiento del componente es compatible con una respuesta controlada por deformación, que la perdida de resistencia no interrumpe la trayectoria de las cargas gravitacionales y que no se producen inestabilidad dinámica. Por tanto, la clasificación no depende únicamente de la relación constitutiva utilizada en el modelo analítico, sino del comportamiento físico esperado y de las consecuencias estructurales asociadas con la posible falla del componente.

1.5.3 Respuestas inaceptables para la seguridad de vida

En el análisis dinámico no lineal, la respuesta de una edificación se evalúa mediante un conjunto de registros sísmicos que permite considerar la variabilidad de los movimientos del suelo. Dentro de este procedimiento, se denomina respuesta inaceptable al resultado de un registro que evidencia perdida de estabilidad, superación del intervalo válido de modelación o incapacidad del momento para representar de forma confiable la respuesta estructural. Su presencia no demuestra necesariamente que haya ocurrido un colapso físico; sin embargo, constituye una señal de que la seguridad o la validez de la predicción estructural pueden estar comprometidas.

El (ASCE 41-17, 2017) permite una respuesta inaceptable por cada once registros para, los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida, seguridad limitada y prevención de colapso. (Haselton, Bake, Stewart, & Whittaker, 2017) Demostraron que se podría permitir una respuesta inaceptable por cada once registros si las disposiciones apuntaban a una probabilidad de colapso del 10% a un nivel de intensidad de riesgo sísmico determinado. El nivel de

desempeño estructural de seguridad de vida tiene como objetivo ser mejor que el nivel de desempeño de prevención de colapso. Deberá haber una menor probabilidad de colapso en un edificio que cumpla con ese nivel que en el nivel de prevención de colapso. Los criterios de aceptación de seguridad de vida están destinados a tomarse como el 75% de los criterios de prevención de colapso, definido cuantitativamente como un margen de 4/3 contra el colapso. Si el nivel de desempeño de prevención de colapso tiene una probabilidad de colapso del 10% según el nivel de riesgo sísmico utilizado, los edificios que cumplan con el nivel de desempeño estructural de seguridad de vida deberían tener una probabilidad de colapso significativamente menor al 10%.

1.5.4 Amortiguamiento

El amortiguamiento representa la capacidad de una edificación para disipar parte de la energía transmitida por un movimiento sísmico. Este fenómeno se origina en diferentes mecanismos, entre ellos la fricción interna de los materiales, la interacción entre elementos estructurales y no estructurales, el comportamiento de las conexiones y las interacciones entre el suelo, la cimentación y la superestructura. En los análisis no lineales, una parte de esta energía se disipa explícitamente mediante el comportamiento histerético de los componentes; por ello, el amortiguamiento adicional incorporado al modelo debe representar principalmente los mecanismos de disipación que no se encuentran incluidos de forma directa.

En los análisis de historia de respuesta, el amortiguamiento puede representarse mediante formulaciones modales, elementos viscosos equivalentes o modelos proporcionales a la masa y a la rigidez, como el amortiguamiento de Rayleigh. Aunque estas formulaciones facilitan la representación numérica de la disipación de energía, fueron desarrollados principalmente dentro del análisis elástico. En consecuencia, su aplicación en modelos no lineales requiere especial cuidado, debido a que la rigidez y los periodos de vibración se modifican conforme la estructura incursiona en el intervalo inelástico. Además, el amortiguamiento inherente puede variar según el sistema estructural, la altura de la edificación, la amplitud de la respuesta, la participación de los elementos no estructurales y las condiciones de cimentación; por tanto, no existe un único valor aplicable a todas las estructuras.

La literatura especializada advierte que una formulación inadecuada puede introducir fuerzas de amortiguamiento artificiales. En particular, el término proporcional a la rigidez inicial del modelo de Rayleigh puede producir fuerzas excesivas cuando los componentes

pierden rigidez después de la fluencia especialmente en modelos con plasticidad concentrada. De manera similar, el término proporcional a la masa puede generar resultados poco realistas cuando existen movimientos importantes de cuerpo rígido. Estos efectos pueden modificar el equilibrio interno y subestimar las demandas sísmicas, por lo que no deben interpretarse como una disipación física real de la estructura.

Por consiguiente, la definición del amortiguamiento constituye una hipótesis relevante en la evaluación sísmica mediante procedimientos dinámicos no lineales. El modelo seleccionado debe ser compatible con la representación de la plasticidad, evitar la duplicación de la energía ya disipada mediante el comportamiento histerético y controlar que los modos significativos de la respuesta no queden sobre amortiguados. Estas consideraciones permiten reducir la influencia artificial del amortiguamiento sobre los desplazamientos, las derivas y las fuerzas internas obtenidas durante el análisis.

1.5.5 Torsión accidental

Durante el movimiento sísmico, la respuesta lateral de una edificación puede combinarse con una rotación alrededor de su eje vertical. Este comportamiento se produce cuando existe una separación entre el centro de masa y el centro de rigidez o resistencia lateral. La torsión inherente corresponde a la excentricidad representada explícitamente en el modelo estructural, mientras que la torsión accidental considera las incertidumbres relacionadas con la distribución real de masas, rigideces y resistencias, así como la influencia de aberturas en los diafragmas, elementos secundarios no modelados y variaciones en las propiedades de los materiales.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece que la demanda torsional total de cada piso debe considerar tanto la torsión inherente como la accidental. Esta última se representa convencionalmente mediante una excentricidad equivalente al 5% de la dimensión horizontal de la planta, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica. Su incorporación permite evaluar posibles incrementos de las demandas en los elementos ubicados en los extremos de la edificación, donde las deformaciones pueden ser mayores debido a la rotación de la planta.

La consideración de este efecto adquiere especial importancia cuando la estructura incursiona en el intervalo inelástico, puesto que la influencia y la degradación de rigidez puede modificar la distribución de la resistencia lateral y aumentar la respuesta torsional. (Flores ,

Charney , & Lopez, 2018), determinaron que la omisión de la torsión accidental en edificaciones torsionalmente irregulares puede subestimar las deformaciones e, incluso, impedir la identificación de condiciones de inestabilidad dinámica. Por ello, su evaluación contribuye a representar con mayor confiabilidad las demandas que pueden desarrollarse durante un sismo.

El tratamiento normativo de la torsión accidental ha evolucionado conforme se han desarrollado procedimientos de análisis más avanzados. El (ASCE/SEI 41-13, 2014) contempló, para los procedimientos no lineales, el desplazamiento del centro de masa en cuatro direcciones ortogonales, lo que incrementó el número de análisis requeridos. Posteriormente, (Federal Emergency Management Agency, 2023) recomendó concentrar esta evaluación en los casos en los que la torsión accidental pueda modificar significativamente la respuesta, particularmente cuando existe irregularidad torsional resistente. Esta evolución evidencia que su incorporación debe definirse de acuerdo con la edición normativa aplicada y con las características particulares de la edificación evaluada.

1.5.6 Revisión de los parámetros y criterios de aceptación del modelado no lineal

La incorporación de parámetros de modelado y criterio de aceptación constituyó uno de los principales avances en la evaluación sísmica basada en desempeño.

El análisis no lineal se basa en la representación precisa del comportamiento no lineal de las acciones de los componentes individuales controlados por deformación. (ASCE/SEI 41-13, 2014) y sus documentos predecesores, (FEMA 356, 2000), proporcionan parámetros para construir relaciones fuerza-deformación no lineales para la mayoría de las acciones de los componentes de un edificio, además de los parámetros de modelado, él (ASCE/SEI 41-13, 2014)tiene criterios de aceptación específicos para los distintos niveles de desempeño estructural. En ninguna parte del código se explique explícitamente cómo actualizar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación para uso general.

1.5.7 Revisión de los parámetros de modelado y criterios de aceptación

Las primeras relaciones generalizadas para representar el comportamiento inelástico de los componentes estructurales fueron desarrolladas en el (FEMA 273, 1997) a partir de la evidencia experimental disponible durante la década de 1990. Estas curvas permitieron

idealizar la respuesta desde el intervalo elástico hasta la degradación y pérdida de resistencia, proporcionando parámetros aplicables a los principales materiales y componentes presentes en las edificaciones existentes. Su formulación constituyó un avance relevante para la aplicación sistemática de los análisis no lineales y posteriormente sirvió como base para las disposiciones incorporadas en (ASCE/SEI 41-13, 2014).

En las relaciones idealizadas mostradas en la Ilustración 10, los criterios de aceptación para la seguridad de la vida y la prevención del colapso se derivan de los parámetros “b” y” e” para el análisis no lineal. Por lo tanto, la subestimación de esos puntos crea un sesgo conservador en el código. Además, si se subestima el parámetro “a” o “d”, la acción del componente puede dejar “perder” carga antes en el análisis de lo que lo haría en la realidad, lo que podría subestimar las demandas de las acciones controladas por la fuerza en la trayectoria de carga de la acción controlada por la deformación.

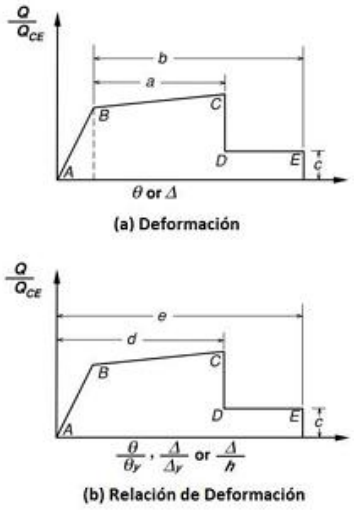

Ilustración 10 Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación

Fuente: *(FEMA 273, 1997)*

Los procedimientos de análisis no lineal tienen como objetivo proporcionar una determinación más precisa de la respuesta del edificio. Por lo tanto, estos procedimientos requieren una comprensión más sólida de las propiedades del material y la configuración del edificio, lo que puede afectar significativamente el comportamiento no lineal de la estructura.

En el caso de sistemas o configuraciones estructurales complejos, puede resultar más eficiente proceder directamente con el análisis no lineal. El esfuerzo que supone crear un modelo lineal complejo para evaluar si se permiten procedimientos lineales puede ser mayor que el que se requiere para generar un modelo no lineal simple.

1.6. Análisis estático no lineal (Pushover)

En este enfoque, el modelo matemático integra las propiedades no lineales que describen el comportamiento inelástico de los componentes estructurales.

Los métodos de análisis no lineal proporcionan resultados de la respuesta estructural con un mayor grado de precisión en comparación con los métodos lineales, aunque su implementación es considerablemente más compleja. Se recomienda su uso en estructuras que presentan irregularidades significativas. Además, estos métodos son aconsejables para verificar los resultados obtenidos con análisis lineales, tanto en la evaluación de edificaciones existentes como en el diseño de refuerzos estructurales, incluso en el caso de estructuras regulares.

El uso de procedimientos de análisis, no lineal, según él (ASCE/SEI 41-13, 2014) ha aumentado significativamente en los últimos diez años, específicamente el uso de procedimientos de historial de respuesta no lineal.

1.6.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad constituye una representación global de la respuesta lateral de una estructura y se obtiene mediante un análisis estático, no lineal o pushover. En este procedimiento, el desplazamiento de un punto de control se incrementa progresivamente mientras se ajusta la magnitud de las fuerzas laterales aplicadas. Los resultados se expresan, generalmente, mediante la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del punto de control, lo que permite observar la transición desde el comportamiento, aproximadamente elástico, hasta la respuesta inelástica y, cuando el modelo lo contempla, la eventual degradación de la resistencia estructural.

La forma de esta curva permite estimar propiedades relevantes del sistema, como la rigidez, lateral inicial, la resistencia de cedencia efectiva, la resistencia máxima y el comportamiento posterior a la cedencia. Para facilitar su interpretación, la respuesta obtenida puede sustituirse por una representación idealizada, usualmente bilineal, cuya definición debe

conservar, razonablemente la rigidez y la energía asociadas con la curva calculada. Esta idealización se utiliza para determinar parámetros equivalentes de las estructuras y apoyar la estimación de la demanda de desplazamiento; por tanto, la curva de capacidad describe la capacidad resistente del edificio, pero no representa por sí sola la demanda sísmica correspondiente a un movimiento del suelo determinado.

La interpretación de la respuesta global debe complementarse con la revisión de la secuencia Y la ubicación de las deformaciones inelásticas. Una curva, aparentemente estable podría estar asociada con una concentración desfavorable de daño en las columnas de un entrepiso, condición que puede originar un mecanismo local y reducir la capacidad de deformación del edificio. En encontraste, el criterio, columna fuerte-viga débil, procura que las incursiones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas, mientras las columnas conservan una capacidad suficiente para mantener la estabilidad del sistema. Esta distribución favorece un mecanismo más dúctil, y una disipación de energía menos concentrada a lo largo de la altura de la estructura.

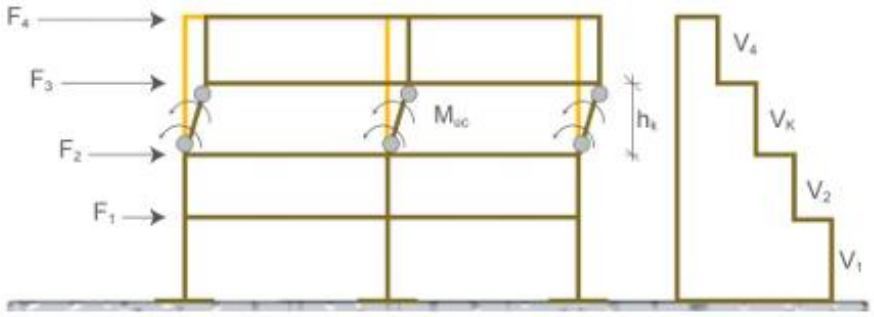

Ilustración 11 Mecanismo de entrepiso asociado con la concentración de deformaciones inelásticas en columnas

Fuente: *(CÓRDOVA, 2025)*

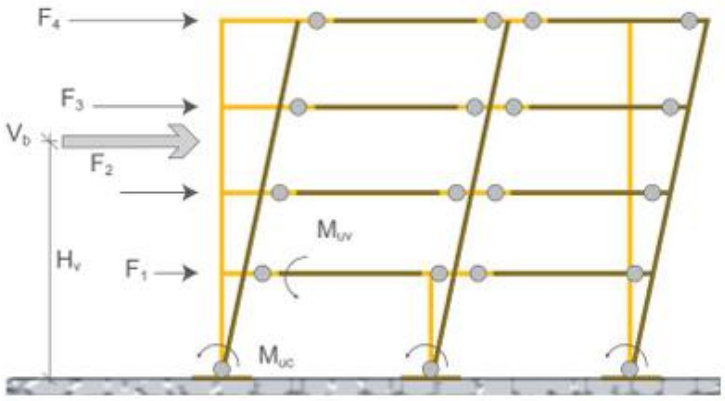

Ilustración 12 Mecanismo inelástico asociado con el criterio columna fuerte–viga débil

Fuente: *(CÓRDOVA, 2025)*

Finalmente, la curva de capacidad debe interpretarse como una aproximación de la respuesta sísmica. El procedimiento utiliza un patrón de carga lateral monotónico y, por ello, no reproduce completamente los efectos cíclicos del movimiento sísmico, los cambios del patrón de fuerza durante la respuesta, ni la influencia de los modos superiores. Su aplicación resulta más representativa en edificaciones cuya respuesta se encuentra dominada por el modo fundamental; en estructuras altas, irregulares o sensibles, a modos superiores, sus resultados deben complementarse con la evaluación de las respuestas locales y, cuando corresponda, con procedimientos dinámicos no lineales.

1.6.2 Curva idealizada de capacidad

En la evaluación sísmica basada en desempeño, la respuesta no lineal, representada por la curva de capacidad puede simplificarse mediante una relación fuerza desplazamiento idealizada. Esta representación permite caracterizar el comportamiento global de la estructura mediante un número reducido del parámetro y facilita la aplicación de los procedimientos destinados a estimar la demanda de desplazamiento. Según la forma de la respuesta calculada, la idealización, puede ser bilineal o incorporar un tercer segmento para representar la degradación de la resistencia.

El primer segmento parte del origen y su pendiente corresponde a la rigidez lateral efectiva (Ke). Su posición se determina de manera que intercepte la curva calculada, cuando el

cortante basal alcanza el 60% de la resistencia efectiva de cedencia (Vy), cuyo valor no debe superar el cortante basal máximo registrado durante el análisis. El punto de intersección entre el primero, y el segundo segmento define el desplazamiento de cedencia (uy) y la resistencia efectiva (Vy). La rigidez es efectiva (Ke) debe diferenciarse la rigidez inicial (Ki), ya que esta última representa la pendiente tangente de la curva, calculada al comienzo del análisis, mientras que (Ke) corresponde a la pendiente secante de la representación idealizada.

El segundo segmento representa el comportamiento posterior a la cedencia y se extiende hasta el punto de máxima resistencia ((um, Vm)). La ubicación del punto de cedencias se ajusta mediante un procedimiento iterativo, procurando que las áreas situadas por encima y por debajo de la curva, idealizada sean aproximadamente equivalentes. Cuando la respuesta presenta una rama descendente, se incorpora un tercer segmento con pendiente negativa hasta el punto en el que el cortante basal disminuye al 60% de (Vy). De esta manera, la representación es bilineal cuando no se requiere modelar una pérdida significativa de resistencia trilineal cuando la degradación debe considerarse explícitamente.

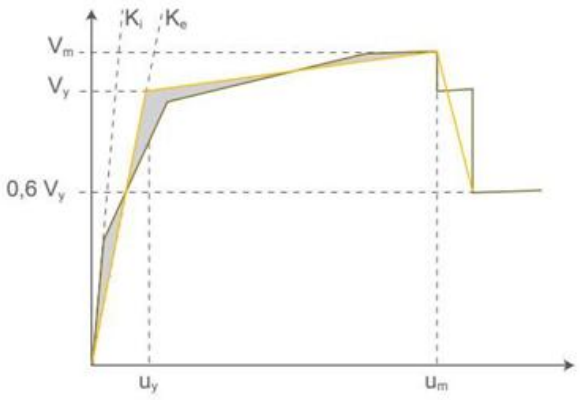

Ilustración 13 Comparación entre la curva de capacidad calculada y su representación idealizada

Fuente: *(CÓRDOVA, 2025)*

A partir de la curva idealizada se determinan parámetros como la resistencia efectiva de cedencia (Vy), el desplazamiento de cedencia (uy), la rigidez, lateral efectiva (Ke) y la pendiente posterior a la cedencia. Estos valores permiten estimar el periodo fundamental efectivo y sirve de base para calcular el desplazamiento objetivo del procedimiento estático no

lineal. No obstante, la idealización constituye una aproximación de la respuesta global, por lo que debe conservar una correspondencia razonable con la curva calculada adentro del intervalo de desplazamientos considerado.

1.7 Análisis tiempo historia

El análisis tiempo-historia, también denominado análisis de historia de respuesta, permite estudiar la evolución del comportamiento estructural durante un movimiento sísmico. El procedimiento consiste en someter el modelo de la edificación a registros de aceleración del terreno y calcular su respuesta en cada intervalo de tiempo. De esta manera, se obtienen historias de desplazamientos, derivas, aceleraciones y fuerzas internas, así como los valores máximos alcanzados durante la duración del registro sísmico.

Cuando el análisis incorpora el comportamiento no lineal de los componentes, puede representar los cambios de rigidez y resistencia, las deformaciones inelásticas y la disipación de energía asociada con la respuesta histerética. No obstante, la representatividad de los resultados depende tanto del modelo estructural como de los acelerogramas seleccionados. Por ello, los registros deben guardar correspondencia con la amenaza sísmica del sitio, considerando características como la magnitud, el mecanismo de falla, la distancia de la fuente, las condiciones locales del suelo y la forma espectral. Debido a la variabilidad propia de los movimientos sísmicos, la respuesta debe evaluarse mediante un conjunto de registros seleccionados y escalados para el nivel de amenaza considerado.

Cuando se implementa adecuadamente, el análisis tiempo-historia, no lineal, puede proporcionar una representación más realista de la respuesta sísmica que los procedimientos simplificados. Sin embargo, sus resultados están condicionados por las propiedades asignadas a los componentes, la capacidad del modelo para reproducir el comportamiento cíclico, las características de los registros y los criterios empleados para interpretar las demandas obtenidas. En consecuencia, este procedimiento no elimina las incertidumbres asociadas con la predicción sísmica, por lo que sus resultados deben analizarse de forma conjunta y con conocimiento de las limitaciones del modelo utilizado.

1.8 Criterio de aceptación y rechazo

El desplazamiento y la deriva deben calcularse tanto en el centro de masa como el punto más desfavorable de cada nivel del edificio. Estos resultados se compararán con las derivas permitidas, según el tipo de estructura y el nivel de daño o desempeño que se desea alcanzar. Los criterios para aceptar o rechazar son:

- Cumplir con los límites de deriva establecidos.
- Garantizar que los elementos estructurales cumplan con los requisitos de resistencia, verificando que la demanda de resistencia resultante del análisis sea inferior a la capacidad resistente de los elementos. La demanda de resistencia resultante del análisis sea inferior a la capacidad resistente de los elementos. La demanda de resistencia se obtiene combinando los efectos de las cargas sísmicas y gravitatoria, mientras que la capacidad resistente de los componentes se determina en función de la resistencia de los materiales (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014)

Al emplear cualquiera de los dos métodos de análisis no lineal, ya sea el Análisis Estático, no Lineal o el Análisis Dinámico, no Lineal, las deformaciones plásticas, inducidas por la acción sísmica, así como cualquier otro parámetro que indique daño, deben compararse con los valores permitidos previamente establecidos para los distintos elementos de la estructura, en función del nivel de desempeño, que se pretende alcanzar.

1.9 Elementos no estructurales

1.9.1 Estimación de pérdidas de contenidos de edificios por efectos sísmicos

Los elementos no estructurales comprenden los componentes arquitectónicos, las instalaciones mecánicas y eléctricas, los sistemas de protección contra incendios, los equipos y los contenidos que no forman parte del sistema principal encargado de resistir las cargas gravitacionales y sísmicas. Aunque estos componentes no determinan directamente la estabilidad global de la edificación, su daño puede comprometer la seguridad de los ocupantes, dificultar la evacuación, interrumpir los servicios y generar pérdidas económicas significativas.

La importancia de estos elementos depende principalmente del uso de las edificaciones. En hospitales, laboratorios, museos de instalaciones industriales, una parte considerable del valor económico y funcional se concentra en equipos especializados, mobiliario, suministros y redes de servicio. En estas edificaciones, las pérdidas asociadas con los contenidos pueden

representar una proporción importante del daño total e, incluso, superar el costo de las afectaciones estructurales. En consecuencia, la conservación de la estructura principal no garantiza por sí sola la continuidad operativa después de un sismo (Jaimes, Reinoso, & Esteva, 2013).

El daño de los elementos no estructurales se relaciona principalmente con las aceleraciones desarrolladas en cada piso y con las deformaciones relativas entre niveles. Los equipos, estanterías, mobiliario y objetos sin anclaje pueden experimentar deslizamiento, balanceo, volteo, impacto o caída. A su vez, los cielos, suspendidos, ductos de climatización, tuberías y sistemas contra incendios, pueden desprenderse o presentar roturas que ocasionan daños adicionales sobre los contenidos. La Ilustración 14representa alguno de estos mecanismos y evidencia que las pérdidas, pueden producirse por la respuesta directa de los objetos, o por la falla de otros componentes no estructurales.

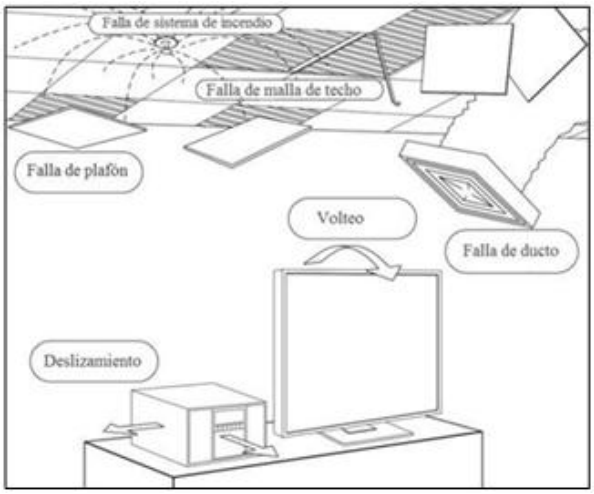

Ilustración 14 Modos de falla sísmica de los contenidos y componentes no estructurales en una oficina.

Fuente: *(Jaimes, Reinoso, & Esteva, 2013)*

La estimación de las pérdidas ocasionadas por estos componentes presenta dificultades debido a la limitada información recopilada después de los terremotos. Las inspecciones suelen concentrarse en la condición estructural del edificio, mientras que las actividades de rescate, limpieza, traslado de bienes y restricción de acceso puede modificar el estado de los contenidos

antes de qué se efectúen una evaluación detallada. Debido a esta limitación, la vulnerabilidad de los contenidos se estudia generalmente mediante procedimientos probabilístico que relacionan la intensidad, sísmica con la probabilidad de alcanzar determinados estados de daño (Jaimes, Reinoso, & Esteva, 2013).

De manera general, la estimación comienza con elaboración de un inventario en el que se identifican el tipo, la cantidad, la ubicación y el valor de los bienes existentes en cada nivel. Posteriormente, se determinan las demandas, sísmicas de piso y se emplean funciones de fragilidad para establecer la probabilidad de daño por desplazamiento, volteo, caída u otros mecanismos. El procedimiento debe considerar que varios modos de falla pueden ocurrir simultáneamente y que su incidencia depende de las características físicas de los objetos, sus condiciones de anclaje, la ubicación dentro del edificio y la respuesta dinámica de cada nivel.

En metodologías de evaluación basada en desempeño, como (FEMA, 2012), los estados de daño se vinculan con funciones de consecuencia para estimar costos de reparación o reposición, tiempos de recuperación y afecciones sobre la funcionalidad. De este modo, la evaluación no se limita determinar si un componente falla, sino que permite cuantificar las posibles repercusiones económicas y operativas del sismo, incorporando la incertidumbre, asociada con la demanda, la fragilidad y el valor de los bienes expuestos.

Por consiguiente, la estimación de pérdida de contenidos no debe establecerse únicamente como un porcentaje general del valor de la edificación. Para obtener resultados representativos se requiere caracterizar el inventario de acuerdo con la ocupación, Identificar los principales mecanismos de daño y considerar las demandas sísmicas propias de cada nivel. En edificaciones hospitalarias, este análisis adquiere especial importancia, puesto que permite reconocer los equipos, instalaciones y suministros, cuya pérdida podría impedir la prestación de servicios, aun cuando la estructura principal conserve condiciones aceptables de seguridad.

De acuerdo con (FEMA 356, 2000), a continuación, se muestra las características de daño para componentes no estructurales.

	Niveles de desempeño no estructurales - Componentes arquitectónicos	
Componente	**Peligros Reducidos**	**Seguridad de Vida**
Cladding	Distorsión severa en las conexiones. Alguna fractura de revestimiento.	Distorsión severa en las conexiones.
Cristales	Vidrios rotos en general y marcos distorsionados en áreas desocupadas.	Pequeños cristales rotos.
Techos	Daño extenso. Falsos techos abatibles.	Daño extenso. Falsos techos abatibles.
Escaleras y escaleras de incendios	Amplias estanterías. Pérdida de uso.	Algunos trasiegos y grietas de losas. Usables.
Puertas	Daño distribuido. Muchas puertas atoradas	Daño distribuido. Puertas atascadas.

	Niveles de desempeño no estructurales - Componentes arquitectónicos	
Componente	**Ocupación Inmediata**	**Operacional**
Cladding	Las conexiones ceden, grietas menores (<1/16" de ancho) o dobleces en el revestimiento.	Las conexiones ceden, grietas menores (<1/16" de ancho) o dobleces en el revestimiento.
Cristales	Algunos cristales rotos, ninguno roto.	Algunos cristales rotos, ninguno roto.
Techos	Daños menores. Algunas placas del techo suspendido se rompieron.	Daños generalmente insignificantes.
Escaleras y escaleras de incendios	Daños menores.	Daño insignificante.
Puertas	Daños menores. Puertas operables.	Daños menores. Puertas operables.

Ilustración 15 Niveles de desempeño no estructural - Componentes arquitectónicos

Fuente: *(FEMA 356, 2000)*

Sistema / Componente	Niveles de desempeño no estructurales - Mecánico, eléctrico y de plomería			
	Peligros Reducidos	**Seguridad de Vida**	**Ocupación Inmediata**	**Operacional**
Ascensores	Ascensores fuera de servicio; contrapesos fuera de rieles.	Ascensores fuera de servicio; contrapesos no se desalojan.	Ascensores operables; Se puede iniciar cuando hay energía disponible	Los ascensores funcionan.
Conductos	Los conductos se desprenden del equipo y las rejillas; conductos caen.	Los conductos se desprenden del equipo y las rejillas; conductos caen.	Daños menores en las juntas los conductos siguen siendo útiles.	Daño insignificante.
Tubería	Algunas líneas se rompen. Algunos soportes fallan. Se caen algunas tuberías.	Daños menores en las uniones con algunas fugas. Los sistemas permanecen suspendidos.	Se desarrollan fugas menores en algunas uniones.	Daño insignificante.
Equipo	Las unidades se deslizan y vuelcan. Las unidades pesadas requieren reconexión.	Las unidades se deslizan, pero no se vuelcan. Se requeire cierta realimentación.	Unidades seguras y más operativas si hay energía y servicios públicos disponibles.	Unidades seguras y operativas Servicios públicos disponibles.

Ilustración 16 Niveles de desempeño no estructural – Mecánico, eléctrico y de plomería

Fuente: *(FEMA 356, 2000)*

Contenido	Niveles de desempeño no estructurales - Contenidos			
	Peligros Reducidos	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Operacional
Sistemas informáticos	Las unidades ruedan y vuelcan, desconectan los cables. Energía no disponible.	Las unitades se mueven y pueden desconectar los cables, pero no se vuelcan. Energía no disponible.	Las unidades están seguras y permanecen conectadas. Es posible que no haya energía. Pueden ocurrir daños.	Unidades sin daños y operativas; potencia disponible.
Equipo de escritorio	Algunos equipos se deslizan de los escritorios	Algunos equipos se deslizan de los escritorios	Algunos equipos se deslizan de los escritorios	Equipo asegurado a escritorios y operable.
Archivadores	Se vuelcan y derraman su contenido.	Se vuelcan y derraman su contenido.	Los cajones se abren, pero los gabinetes no se inclinan.	Los cajones se abren, los gabinetes no se inclinan.

Ilustración 17 Niveles de desempeño no estructural – Contenidos

Fuente: *(FEMA 356, 2000)*

1.10 Adecuación sísmica de edificaciones

La adecuación sísmica comprende el conjunto de intervenciones destinadas a reducir la vulnerabilidad de una edificación existente y alcanzar un objetivo de desempeño previamente establecido. A diferencia de la reparación, orientada, principalmente a restituir las condiciones afectadas por un daño, la adecuación busca mejorar el comportamiento sísmico de la estructura respecto de su condición inicial. Por ello, puede aplicarse tanto en edificaciones dañadas, como en aquellas construidas con criterios menos exigentes de los actuales, sometidos a cambios de uso o consideradas insuficientes para el nivel de importancia requerido (López, 2014).

La selección de una estrategia de adecuación debe sustentarse en las deficiencias identificadas durante la evaluación estructural. Dependiendo de su naturaleza, la intervención puede modificar la resistencia, la rigidez, la capacidad de deformación o la disipación de energía de la edificación. La solución debe de mantener una trayectoria continua para la transmisión de las acciones sísmicas y considerar la interacción entre los elementos existentes, los componentes incorporados, los diafragmas y las cimentaciones.

Una de las estrategias más utilizadas consiste en reforzar los elementos existentes mediante el encamisado de vigas, columnas y muros, así como mediante el mejoramiento de nudos, conexiones y cimentaciones. Estas intervenciones permiten incrementar la capacidad, resistente o corregir deficiencias localizadas; sin embargo, requieren garantizar una transferencia adecuada de esfuerzos entre los materiales existentes y los nuevos, además de verificar que el aumento de rigidez o resistencia no produzca concentraciones desfavorables de demanda en otros sectores de la estructura.

Otra alternativa consiste en incorporar nuevos elementos resistentes, como muros, estructurales, pórticos a momento o sistemas arriostrados. Su inclusión puede aumentar la resistencia y la rigidez lateral, reducir las deformaciones y corregir irregularidades en la configuración estructural. Para evitar efectos torsionales no previstos, estos elementos deben distribuirse de forma equilibrada en planta y elevación. Asimismo, sus conexiones con los diafragmas y las cimentaciones deben ser capaces de transmitir las fuerzas generadas hacia el suelo.

Además de las técnicas convencionales de reforzamiento, la respuesta sísmica puede mejorarse mediante sistemas de disipación de energía o aislamiento sísmico. Los dispositivos viscosos, de fricción e histeréticos entre ellos, los arriostramientos restringidos contra pandeo permiten disipar parte de la energía introducida por el movimiento del terreno y limitar la respuesta estructural. Por otra parte, el aislamiento sísmico busca reducir la transmisión de movimiento hacia la superestructura mediante dispositivos flexibles y disipativos ubicados en una interfaz de aislamiento. La conveniencia de estas soluciones depende de las propiedades dinámicas del edificio, las características del suelo, la amenaza sísmica, los desplazamientos esperados y la factibilidad de implementación en una estructura existente.

En consecuencia, no existe una estrategia única aplicable a todas las edificaciones. La alternativa de adecuación debe seleccionarse a partir del desempeño requerido, las deficiencias detectadas, la compatibilidad entre los sistemas nuevos y existentes, la viabilidad constructiva y las posibles afecciones sobre el funcionamiento del edificio. En edificaciones esenciales, esta selección también debe considerar la necesidad de limitar las interrupciones durante la ejecución y favorecer la continuidad de sus servicios después de un evento sísmico (López, 2014).

A continuación, se describen algunas técnicas comunes de reforzamiento:

1.10.1 Inclusión de muros de corte

La incorporación de muros estructurales de hormigón armado, también denominados muros de corte, es una técnica utilizada para mejorar el comportamiento sísmico de edificaciones existentes. Estos elementos incrementan la resistencia y la rigidez lateral del sistema estructural, con lo cual puede reducir los desplazamientos y las derivas de entrepisos. Como resultado, disminuyen las demandas de deformación sobre los pórticos existentes y

contribuyen a corregir deficiencias relacionadas con una capacidad lateral insuficiente (López, 2014).

La efectividad de intervención depende de la ubicación y distribución de los nuevos muros. Una disposición equilibrada en planta favorece el control de la respuesta torsional, mientras que su continuidad en elevación permite transmitir las fuerzas sísmicas de manera regular hacia la cimentación. Por el contrario, una distribución asimétrica o una interrupción vertical puede generar cambios bruscos de rigidez, concentraciones de esfuerzos y mayores demandas en determinados sectores de la edificación.

La integración de los muros con la estructura existente constituye otro aspecto fundamental. Las conexiones con vigas, columnas y diafragmas deben garantizar la transferencia de las fuerzas sísmicas, al igual que la interfaz entre el hormigón existente y el nuevo. Además, los elementos colectores y la cimentación deben verificarse considerando las demandas generadas por el sistema reforzado, debido a que el aumento de resistencia y rigidez de la superestructura puede trasladar mayores esfuerzos hacia estos componentes (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Aunque la incorporación de muros puede construir una alternativa eficiente, su conveniencia debe analizarse para cada edificación. El incremento de rigidez modifica las propiedades dinámicas y la distribución de fuerzas internas, por lo que pueda aumentar las demandas locales sobre conexiones, diafragmas o cimentaciones. Asimismo, la construcción de nuevos muros puede interferir con los espacios arquitectónicos, las circulaciones y las instalaciones existentes. En consecuencia, su aplicación debe definirse a partir del objetivo de desempeño, los resultados del análisis estructural y la visibilidad técnica, funcional y económica de la intervención.

1.10.2 Pórticos metálicos resistentes a momento o arriostrados

La incorporación de pórticos metálicos constituye una alternativa para corregir deficiencias de resistencia o rigidez lateral en edificaciones existentes. Estos sistemas pueden configurarse como pórticos resistentes, a momento o pórticos arriostrado, cada uno con características de respuesta diferentes. Debido a la relación entre resistencia y peso de cero, su empleo puede limitar el incremento de masa al respecto de otras soluciones, como los muros de hormigón armado; sin embargo, su eficiencia depende de la configuración y de las demandas propias de cada estructura.

Los pórticos resistentes a momentos soportan las acciones laterales mediante la flexión de vigas y columnas y la transferencia de esfuerzos a través de sus conexiones. Esta configuración permite conservar vanos relativamente abiertos, por lo que puede resultar conveniente cuando se requiere mantener accesos, circulaciones o espacios funcionales. No obstante, estos sistemas suelen ser más flexibles que los pórticos arriostrados y pueden requerir elementos de mayores dimensiones para controlar los desplazamientos laterales. En contraste, los pórticos arriostrados emplean elementos diagonales que trabajan principalmente mediante esfuerzos axiales, lo que permite alcanzar una elevada rigidez y resistencia lateral. Los arriostramientos pueden ser concéntricos, excéntricos o restringidos contra pandeo, según el mecanismo resistente y la capacidad de disipación de energía prevista (López, 2014).

La selección entre ambas alternativas debe considerar su compatibilidad con la estructura y con el uso de la edificación. Mientras los pórticos resistentes a momento permiten conservar espacios más abiertos, las diagonales de los sistemas arriostrados pueden interferir con puertas, ventanas, instalaciones o circulaciones. En ambos casos, las conexiones, los diafragmas, los elementos colectores y las cimentaciones deben garantizar la transferencia de las fuerzas hacia el suelo. Por consiguiente, la solución debe definirse a partir del objetivo de desempeño, los resultados del análisis estructural y la viabilidad arquitectónica, constructiva y económica de la intervención.

1.10.3 Adicción de contrafuertes

La adición de contrafuertes es una estrategia de adecuación sísmica que consiste en incorporar elementos resistentes en el exterior de una edificación existente. Estos elementos pueden configurarse como muros de hormigón armado o pórticos metálicos, generalmente dispuestos de manera perpendicular o transversal a las fachadas y vinculados con la estructura en los diferentes niveles. Su función es aportar resistencia y rigidez lateral, limitar las deformaciones y reducir las demandas sobre los elementos existentes.

Una de las principales ventajas de esta alternativa es que una parte considerable de los trabajos pueden ejecutarse desde el exterior, lo que reduce la intervención en los espacios internos. Esta característica puede resultar favorable en hospitales y otras edificaciones esenciales cuyo funcionamiento no puede interrumpirse completamente durante la construcción. Sin embargo, la ubicación exterior de los contrafuertes no garantiza por sí sola la continuidad de las actividades, por lo que deben planificarse las etapas constructivas, las

zonas de seguridad y las posibles afectaciones sobre accesos, instalaciones y rutas de circulación (López, 2014).

El desempeño de los contrafuertes depende de su adecuada integración con la estructura existente. Las conexiones con los diafragmas deben transferir las fuerzas de cada nivel hacia los nuevos elementos, mientras que las cimentaciones deben resistir las acciones de cortante y volcamiento generadas. Asimismo, su ubicación debe evitar una distribución desequilibrada de rigidez que pueda producir una respuesta torsional desfavorables. En consecuencia, la viabilidad de esta estrategia está condicionada por el espacio disponible alrededor del edificio, las restricciones arquitectónicas y urbanísticas, las características del suelo y la capacidad para ejecutar nuevas cimentaciones y conexiones.

1.10.4 Sistemas de disipación de energía

Los sistemas de disipación de energía constituyen una estrategia de protección sísmica orientada a reducir la demanda que debe absorber la estructura principal. Para ello, se incorporan dispositivos capaces de transformar una parte de la energía introducida por el movimiento del terreno en calor o en deformaciones inelásticas controladas. Estas transferencias pueden disminuir las demandas de desplazamiento y deriva, así como limitar la concentración de daño en los elementos estructurales convencionales.

Los dispositivos pasivos se clasifican generalmente según la variable que gobierna su respuesta. Los sistemas dependientes de la velocidad comprenden los amortiguadores viscosos y viscoelásticos, mientras que los dependientes del desplazamiento incluyen los dispositivos de fricción y los disipadores metálicos o histeréticos. Dentro de este último grupo se encuentran los arriostramientos restringidos contra pandeo. Cada tipo de dispositivo presenta propiedades diferentes de rigidez, fuerza, deformación y disipación, por lo que su selección debe responder a las características dinámicas de la estructura y el objetivo de desempeño establecido (Symans, y otros, 2008).

La incorporación de estos sistemas requiere mecanismos capaces de transmitir a los dispositivos el movimiento relativo necesario para activarlos. Dependiendo de su configuración, pueden instalarse mediante diagonales, pórticos arriostrados u otros elementos de conexión. Su efecto sobre la rigidez tampoco es uniforme: los amortiguadores viscosos aportan principalmente disipación suplementaria, mientras que los dispositivos metálicos, de fricción o viscoelásticos pueden modificar simultáneamente la rigidez y la resistencia del

sistema. Por esta razón, el análisis debe representar conjuntamente el comportamiento del disipador, sus conexiones, los elementos de soporte y la estructura existente (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Desde la perspectiva del método del espectro de capacidad, el aumento de la disipación puede representarse mediante espectros de demanda reducidos asociados con un mayor amortiguamiento efectivo. Como se observa conceptualmente en la siguiente ilustración, esta modificación puede desplazar el punto de desempeño hacia una menor demanda de desplazamiento espectral. No obstante, la reducción alcanzada no constituye un valor constante, ya que depende de las propiedades de los dispositivos y de su interacción con el sistema estructural.

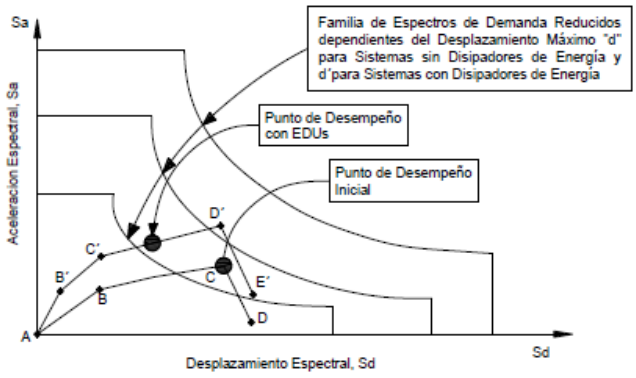

Ilustración 18 Efecto conceptual de la disipación suplementaria de energía sobre el punto de desempeño

Fuente: (ATC 40, 1996)

Finalmente, la selección de un sistema de disipación debe considerar, además de su eficiencia estructural, la disponibilidad de espacio, la compatibilidad con la configuración del edificio, la accesibilidad para inspección o reemplazo, los requerimientos de mantenimiento y el costo total de la intervención. No puede afirmarse de manera general que estos sistemas sean siempre más costosos que las soluciones convencionales, puesto que su viabilidad económica depende del número y tipo de dispositivos, de las conexiones requeridas y del nivel de desempeño que se pretende alcanzar.

1.10.4.1 Dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness)

Los dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness) son disipadores metálicos pasivos conformados por un conjunto de placas de acero dispuestas en paralelo, cuya geometría se asemeja a una letra X o a un reloj de arena. Cuando se produce un desplazamiento relativo entre sus extremos, las placas se deforman por flexión en doble curvatura e ingresan progresivamente en el intervalo inelástico. La variación del ancho de las placas favorece la distribución de la fluencia a lo largo de su altura, lo cual reduce la concentración de deformaciones y permite desarrollar ciclos histeréticos estables. De esta manera, el dispositivo aporta rigidez lateral antes de alcanzar la fluencia y disipa energía mediante la deformación plástica del acero, después de superarla.

Generalmente, los dispositivos ADAS se instalan entre una viga del pórtico y el vértice superior de un arriostramiento tipo Chevron. La parte superior se conecta la viga, mientras que la inferior se vincula con el sistema de arriostramiento. Durante la respuesta sísmica, el movimiento relativo entre ambos puntos provoca la deformación de las placas disipadoras. Para que este mecanismo funcione adecuadamente, los ariostramientos y las conexiones deben poseer suficiente rigidez y resistencia, de modo que permanezca esencialmente elásticos y que la demanda inelástica se concentre en el dispositivo, como se representa en la ilustración a continuación.

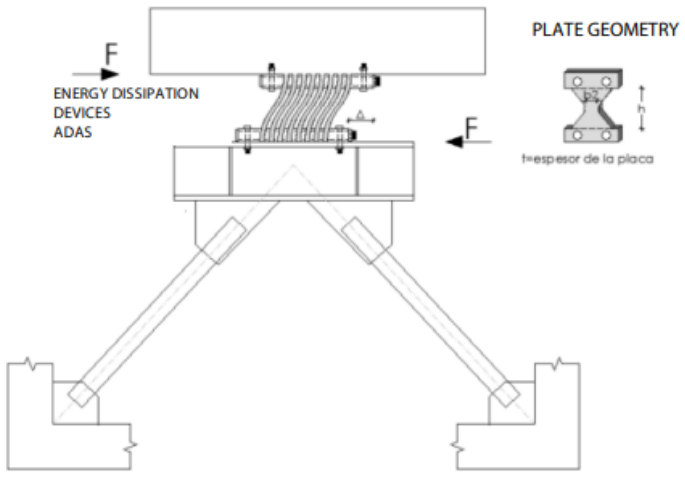

Ilustración 19 Disipadores ADAS

Fuente: (Aguiar, Mora, & Rodríguez, CEINCI-LAB un software libre para hallar la curva de capacidad sísmica de pórticos con disipadores ADAS o TADAS, 2015)

Las propiedades mecánicas del dispositivo dependen principalmente del número, espesor, altura y ancho efectivo de las placas, así como el límite de influencia del acero. Estos parámetros determinan su rigidez elástica, fuerza de influencia y capacidad de deformación. Los ensayos experimentales efectuados por (Whittaker, Bertero, Thompson, & Alonso, 1991), tanto sobre dispositivos individuales como sobre un pórtico espacial de tres niveles, evidenciaron una respuesta histerética estable, y una reducción de la respuesta estructural durante simulaciones sísmicas severas. No obstante, su diseño debe verificar la capacidad de deformación y la estabilidad ante carga cíclica para los niveles de demanda prevista, debido a que la repetición de deformaciones extremas puede producir degradación de resistencia y eventual fractura de las placas.

1.10.4.2 Dispositivos TADAS (Triangular plate Added Damping and Stiffness)

Los dispositivos TADAS (Triangular-Plate Added Damping and Stiffness) son disipadores metálicos pasivos, constituidos por un conjunto de placas triangulares de acero dispuestas en paralelo. Generalmente, el extremo de mayor ancho de cada placa se encuentra soldado a una placa común, mientras que el extremo opuesto se conecta mediante pasadores. Cuando se produce un desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo, las placas se deforman por flexión en curvatura simple e ingresan progresivamente en el intervalo inelástico. La geometría triangular permite que la resistencia flexionar varíe de acuerdo con la distribución del momento actuante, favoreciendo una afluencia aproximadamente uniforme a lo largo de la placa y una respuesta histerética estable. Los principales componentes y la sección transversal de este dispositivo se presentan en la siguiente ilustración.

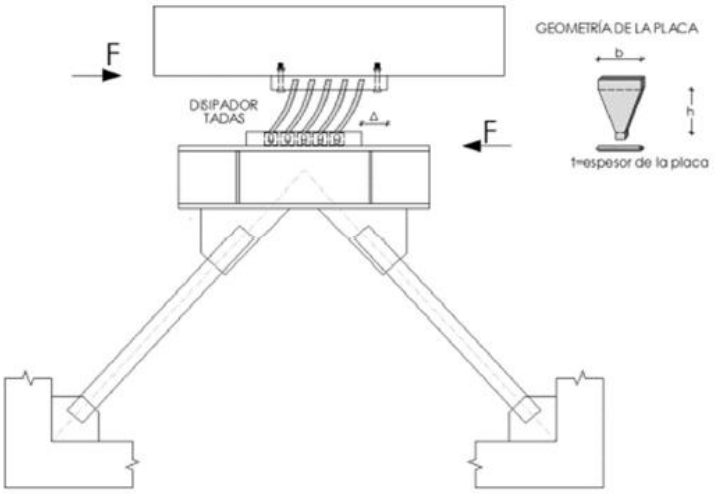

Ilustración 20 Disipadores TADAS

Fuente: (Aguiar, Mora, & Rodríguez, CEINCI-LAB un software libre para hallar la curva de capacidad sísmica de pórticos con disipadores ADAS o TADAS, 2015)

Los dispositivos de TADAS suelen instalarse entre una viga del pórtico y el vértice de un sistema de arriostramiento tipo Chevron. Durante la respuesta sísmica, tanto la parte superior, como la inferior pueden experimentar desplazamientos laterales; sin embargo, es el movimiento relativo entre ambas el que produce la deformación inelástica de las placas. La conexión mediante pasadores orificios alargados permite el movimiento vertical asociado con esta deformación y contribuye a separar las cargas gravitatorias de las acciones que activan el disipador. Para que este mecanismo funcione correctamente, los arriostramientos y las conexiones deben poseer suficiente rigidez y resistencia, de modo que la demanda inelástica se concentre en las placas triangulares. La disposición general del sistema se muestra en la siguiente ilustración (Aguiar, Rodríguez & Mora, 2016).

La rigidez, la fuerza de influencia y la capacidad de deformación del dispositivo dependen del número y las dimensiones de las placas, de las propiedades mecánicas del acero y de las características de sus conexiones. Los resultados experimentales obtenidos por (Tsai, Chen, & Hong, 1993) demostraron que los dispositivos correctamente fabricados y soldados pueden soportar numerosos ciclos de fluencia sin pérdidas apreciables de rigidez o resistencia dentro del intervalo de deformaciones ensayado. No obstante, ante desplazamientos excesivos, los pasadores pueden alcanzar los extremos de los orificios alargados y producir un incremento repentino de la rigidez y de las fuerzas axiales transmitidas a la estructura. Por esta razón, el

diseño debe verificar el recorrido disponible de los pasadores, la capacidad de deformación de las placas y la calidad de las soldaduras, con el propósito de prevenir concentraciones de esfuerzo y fallas prematuras.

1.10.4.3 Riostras restringidas al pandeo (Bucling Restrained Brase, BRB)

Las riostras restringidas al pandeo, conocidas, como BRB por las iniciales de Buckling-Restrained Brace, son elementos estructurales concebidos para resistir fuerzas axiales y desarrollar deformaciones inelásticas tanto en tracción como en compresión, sin experimentar el pandeo global característico de las riostras convencionales. Los primeros desarrollos se realizaron en Japón y, posteriormente, el sistema se extendió a otros países, como alternativa para el diseño de estructuras nuevas y la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes. Su aceptación se fundamenta en la capacidad de combinar rigidez lateral con una respuesta inelástica estable, bajo cargas cíclicas (Uang, Nakashima, & Tsai, 2004).



Ilustración 21 Sistema BRB

Fuente: (inesatech, 2025)

Un BRB está constituido, principalmente por un núcleo de acero, encargado de resistir las fuerzas axiales y por un mecanismo exterior que restringe su pandeo. El núcleo comprende una zona central de fluencia, donde se concentra la deformación inelástica, y zonas de transición y conexión que permanecen con menores niveles de deformación. El mecanismo restrictivo puede estar formado por un tubo de acero relleno de mortero u hormigón, por paneles

de hormigón reforzado o por componentes completamente metálicos. Entre el núcleo y la envolvente se dispone una capa desadherente o una holgura controlada que permite la deformación axial del acero y limita la transferencia de fuerza hacia el elemento restrictivo. En consecuencia, el núcleo proporciona la resistencia y la disipación de energía, mientras que la envolvente aporta la rigidez flexionar necesaria para controlar el panadeo (Black, Makris, & Aiken, 2004).

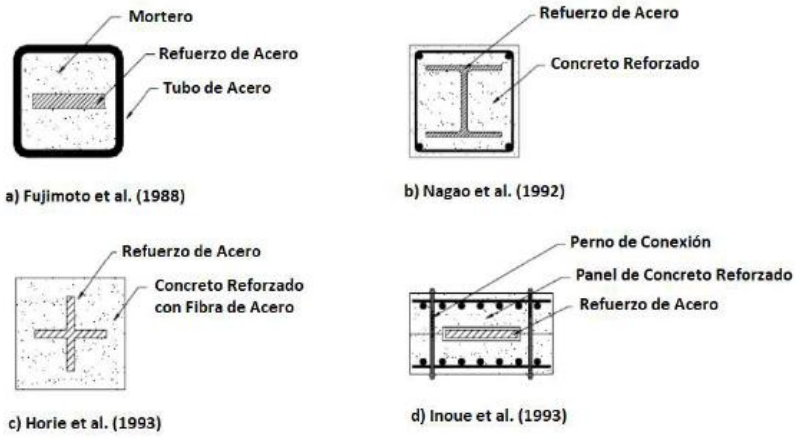

Ilustración 22 Configuraciones representativas del mecanismo de restricción al pandeo en una BRB

Fuente: (Mieles & Larrúa, 2019)

Al impedir el pandeo global del núcleo, el BRB puede alcanzar la fluencia bajo cargas alternantes de tracción y comprensión, produciendo ciclos histeréticos, amplios y relativamente estables. Este comportamiento contrasta con el de una riostra convencional, que puede experimentar una reducción significativa de resistencia y rigidez después de pandear en compresión. Sin embargo, las resistencias de una BRB en ambas direcciones no son exactamente iguales, debido al endurecimiento por deformación, la fricción y la interacción entre el núcleo y el mecanismo restrictivo. Por ello, el diseño debe considerar la resistencia máxima esperada en tracción y comprensión, además de verificar experimentalmente la capacidad de deformación cíclica del dispositivo.

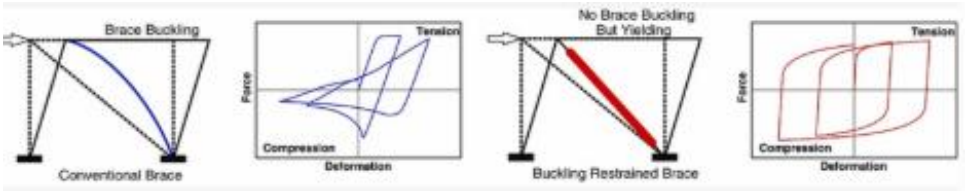

Ilustración 23 Comparación entre la riostra convencional y el BRB

Fuente: (SOLÍS, 2022)

En el ámbito del sistema estructural, la incorporación de BRB puede incrementar la rigidez y la resistencia lateral, reducir las derivas de entrepiso y concentrar parte del daño inelástico en elementos previamente definidos. No obstante, el resultado depende de la resistencia, la longitud de fluencia, la configuración y la distribución de las riostras dentro del edificio. El incremento de rigidez también puede modificar el período de vibración, las aceleraciones de piso y las fuerzas transmitidas a las conexiones y cimentaciones; además, la reducida rigidez posterior a la fluencia puede contribuir a la aparición de deformaciones residuales después de un sismo intenso. En consecuencia, las conexiones y los elementos adyacentes deben diseñarse para las fuerzas máximas desesperadas de las BRB y comprobarse conjuntamente con el dispositivo. Cuando las uniones son desmontables y existe suficiente accesibilidad, las riostras dañadas pueden ser inspeccionadas, suficiente, accesibilidad, las rosas dañadas pueden ser inspeccionadas, y eventualmente reemplazadas después de un sismo.

1.10.4.4 Amortiguadores de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso son dispositivos pasivos utilizados para incrementar la capacidad de disipación de energía de una estructura. Están constituidos principalmente por un cilindro, un pistón y un fluido viscoso que circula a través de orificios o válvulas internas. Durante la respuesta sísmica, el movimiento relativo entre los extremos del dispositivo desplaza el pistón y genera una diferencia de presión en el fluido. Como resultado, se desarrolla una fuerza que se opone al movimiento y transforma parte de la energía mecánica de vibración al calor (Symans, y otros, 2008).

La respuesta de estos dispositivos depende principalmente de la velocidad relativa entre sus extremos. Según sus propiedades mecánicas, pueden presentar un comportamiento lineal o no lineal, lo que permite adaptar su funcionamiento a las demandas previstas para cada

estructura. A diferencia de los disipadores metálicos, los amortiguadores viscosos no requieren la fluencia de sus componentes para disipar energía y, en su representación ideal, aportan una rigidez estática reducida al sistema estructural.

En las edificaciones, estos dispositivos pueden instalarse mediante configuraciones diagonales, arriostramientos, tipo Chevron u otros mecanismos que permitan aprovechar los desplazamientos relativos entre pisos. Su incorporación puede contribuir a la reducción de las derivas, los desplazamientos y las demandas inelásticas que deben soportar los elementos estructurales. Sin embargo, la eficiencia del sistema depende de las propiedades de los dispositivos, de su distribución en planta y la elevación, y de la capacidad de los arriostramientos, conexiones y elementos de apoyo encargados de transmitir las fuerzas generadas durante el sismo (Symans, y otros, 2008).



Ilustración 24 Ejemplo de instalación de un sistema de amortiguamiento con fluido viscoso

Fuente: (Polat & Constantinou, 2016)

Aunque los amortiguadores de fluido viscoso, generalmente mejoran la respuesta sísmica de las edificaciones, su incorporación no garantiza una reducción uniforme de todas las variables de demanda. Determinadas combinaciones de las propiedades y ubicación de los dispositivos pueden modificar las aceleraciones de piso y, por consiguiente, las solicitaciones sobre los componentes no estructurales sensibles a la aceleración (Chalarca , Filiatrault, &

Perrone, 2020). En consecuencia, su diseño debe considerar integralmente la respuesta de la estructura, la capacidad de los dispositivos y las fuerzas transmitidas a sus elementos de soporte.

Capítulo 2.

2 Descripción de la metodología utilizada (ASCE 41-13)

La metodología adoptada para el desarrollo de esta investigación se fundamenta en la norma ASCE 41-13, la cual establece procedimientos para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones existentes y diseñar mediadas de rehabilitación. Su enfoque permite analizar la capacidad, la demanda y el comportamiento inelástico de la estructura, con el fin de identificar las deficiencias que podrían impedir el cumplimiento del objetivo de desempeño establecido.

En este capítulo se describen el propósito, el alcance y los procedimientos empleados para analizar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras secundarias del Hospital Darío Machuca Palacios. Asimismo, se presentan los criterios utilizados para determinar su nivel de desempeño y evaluar la propuesta de reforzamiento orientada a alcanzar la condición de Ocupación Inmediata.

2.1 Objetivo

La ASCE 41-13 tiene como objetivo establecer criterios para evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones existentes y diseñar las intervenciones necesarias para mejorar su desempeño. La evaluación permitirá determinar si la edificación es capaz de responder de manera adecuada ante un nivel definitivo de amenaza sísmica, considerando tanto su capacidad resistente, así como la deformación que podrá experimentar sus componentes.

El procedimiento comenzará con la definición del objetivo de desempeño, el cual establecerá la respuesta que deberá alcanzar la edificación frente a un nivel determinado de amenaza sísmica. Posteriormente se evaluarán las condiciones existentes y se identificaran las definiciones que podrían limitar el cumplimiento de dicho objetivo. Si los resultados muestran que el desempeño previsto no será satisfactorio, se definirán y verificarán medidas de rehabilitación destinadas a corregir las deficiencias detectadas y mejorar la respuesta sísmica. De este modo, la intervención se sustentará en la relación entre la demanda, la capacidad y el nivel de daño esperado y no solo en la verificación de la resistencia de los elementos estructurales.

2.2 Alcance

En la presente investigación, el alcance de la metodología ASCE 41-13 se centrará en la evaluación sísmica de la estructura. El estudio permitirá caracterizar su comportamiento estructural en la condición existente, determinar el nivel de desempeño alcanzado e identificar las deficiencias que podrían limitar el cumplimiento del Nivel de Ocupación Inmediata.

La evaluación se desarrollará mediante un enfoque basada en desempeño, relacionando la amenaza sísmica definida para el sitio con la capacidad resistente y de deformación de los componentes estructurales. Las demandas obtenidas se compararán con los criterios de aceptación establecidos en la ASCE 41-13 para acciones controladas con fuerza y por deformación, de acuerdo con el nivel de desempeño seleccionado.

Para representar la respuesta de las estructuras se elaboran modelos analíticos en ETABS, a partir de la información disponible sobre su geometría, las propiedades mecánicas de los materiales, las características de los elementos y las cargas actuantes. El análisis comprenderá procedimientos lineales y no lineales, entre ellos el análisis estático no línea "pushover" y el análisis dinámico no lineal tiempo historia.

Los resultados se evaluarán mediante desplazamientos, derivas de entrepiso, cortante basales curvas de capacidad, formación de rotulas plásticas y demandas de deformación. Estos parámetros permit9oran establecer el nivel de vulnerabilidad sísmica, determinar el desempeño estructural e identificar los elementos que requieran intervención.

Cuando la condición existente no alcance el nivel de Ocupación Inmediata se plantera una propuesta de reforzamiento mediante diagonales de pandeo restringido (Buckling-Restrained Braces, BRB). Su efectividad se comprobará mediante la comparación de las repuestas estructurales antes y después del reforzamiento.

2.3 Incertidumbres y confiabilidad

La evaluación sísmica de una edificación existente está sujeta a diversas incertidumbres, debido a que su respuesta real ante un terremoto no puede determinarse con absoluta presión. Estas incertidumbres se relacionan principalmente con la variabilidad del moviente sísmico, el conocimiento limitado de las características reales de la estructura y las simplificaciones adoptadas durante su representación mediante un modelo analítico.

Entre los aspectos que pueden presentar información incompleta se encuentran la geometría de la edificación, la configuración del sistema estructural, la distribución del esfuerzo, las propiedades mecánicas de los materiales, el estado de conservación, la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes. También deben considerarse las condiciones del suelo y la cimentación, así como los criterios de aceptación establecidos para cada nivel de desempeño. Por esta razón, las demandas y capacidades calculadas deben interpretarse como una aproximación de la respuesta estructural, condicionada por la calidad de la información disponible y por los supuestos utilizados en el análisis.

Para reducir la influencia de estas incertidumbres el (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece que la evaluación debe fundamentarse en la recopilación y verificación de la información existente de la edificación. Este proceso incluye la revisión de planos y documentos técnicos, la inspección de las condiciones físicas, la identificación del sistema resistente y la determinación de las propiedades de los materiales. Cuando la información disponible no es suficiente se deben realizar verificaciones en sitio, mediciones y ensayos de materiales, de acuerdo con los requerimientos del procedimiento de evolución seleccionado.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) también incorpora el factor k, en las componentes de aceptación. Este factor permite considerar el nivel de confianza asociado con la identificación de loa configuración estructural, las propiedades de los materiales y las características de los componentes. En consecuencia, mientras menor sea el conocimiento disponible sobre la edificación, mayor será la influencia de la incertidumbre en la determinación de su capacidad estructura.

En los procedimientos no lineales, la representación del comportamiento posterior a la fluencia, la pérdida progresiva de rigidez y resistencia, la capacidad de deformación de los componentes y los efectos de la cimentación, cuando sean significativos permite obtener una estimación más detallada de las respuestas sísmicas. Sin embargo, la complejidad del modelo no elimina la incertidumbre ni garantiza por si sola la exactitud de los resultados puesto que estos continúan dependiendo de la calidad de los datos y de la adecuada definición de los parámetros de análisis.

Por lo tanto, la confiabilidad se entiende como el grado de confianza que puede atribuirse a los resultados obtenidos mediante la evaluación. Esta depende de la calidad y trazabilidad de la información utilizada, de la correcta representación del sistema estructural, de la justificación de los parámetros adoptados y de la aplicación coherente de los criterios de

análisis y aceptación. De esta manera el (ASCE/SEI 41-13, 2014) proporciona un procedimiento sistemático para identificar, controlar y documentar las principales incertidumbres relacionadas con la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones existentes.

2.4 Procedimiento para la evaluación y el diseño de rehabilitación

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece un procedimiento para evaluar el comportamiento sísmico de una edificación existente y determinar si alcanza el objetivo de desempeño seleccionado. Cuando los resultados evidencian deficiencias, la metodología permite diseñar medidas de rehabilitación y verificar su efectividad mediante un nuevo análisis. De esta manera, el procedimiento integra la evaluación de la condición actual de la estructura, el diseño de las intervenciones requeridas y la comprobación del desempeño de la edificación rehabilitada.

La evaluación comienza con la definición del objetivo de desempeño y del nivel de amenaza sísmica correspondiente. Posteriormente se recopila y verifica la información disponible sobre la configuración de la edificación, el sistema estructural, las propiedades de los materiales, la cimentación y las condiciones del sitio. Cuando la información resulta insuficiente, se complementa mediante inspecciones, mediciones y ensayos que permitan representar adecuadamente las condiciones existentes.

Con base en la información recopilada y en las limitaciones establecidas por la norma, se selecciona el procedimiento de evaluación aplicable. El (ASCE/SEI 41-13, 2014) contempla tres niveles: evaluación preliminar, evaluación y rehabilitación basada en deficiencias y evaluación de rehabilitación sistemática. De acuerdo con el nivel seleccionado, se desarrolla el modelo analítico y se determina la respuesta sísmica de la edificación. Las demandas obtenidas se comparan con los criterios de aceptación correspondientes para establecer si la estructura cumple el objetivo de desempeño e identificar los componentes que presentan deficiencias.

Cuando le evaluación determina que el desempeño de la edificación es insuficiente, se formula una estrategia de rehabilitación y las medidas propuestas se incorporan al modelo estructural. Posteriormente se realiza una nueva evaluación para comprobar si la intervención permite alcanzar el objetivo establecido. Este procediendo puede repetirse hasta obtener una solución técnicamente adecuada. Si la rehabilitación avanza hacia su ejecución, se elaboran los

documentos constructivos, las especificaciones técnicas y los procedimientos de aseguramiento de la calidad necesarios para garantizar que la intervención se ejecute de acuerdo con el diseño.

2.4.1 Materiales y elementos

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece los requisitos para para caracterizar y evaluar los materiales y componentes que forman parte de la edificación existente. La norma contiene disposiciones específicas para elementos de acero, hormigón, mampostería, madera y acero conformado en frio. También incluye criterios relacionados con las cimentaciones, las conexiones y los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos que puedan influir en su desempeño sísmico. Para cada material se definen propiedades, parámetros de metodología y criterios de aceptación que permiten representar la rigidez, la resistencia, la capacidad de deformación y los posibles mecanismos de falla de los componentes.

La caracterización de los materiales y elementos existentes se fundamentan en la revisión de planos, especificaciones técnicas, memorias de cálculo, registros de construcción y demás documentos disponibles. Esta información debe comprobarse mediante inspecciones en sitio y una evaluación de la condición actual de la estructura. Cuando los antecedentes resultan insuficientes, se realizan mediciones, exploraciones y ensayos para determinar las dimensiones de los elementos, la disposición del refuerzo, las propiedades mecánicas de los materiales y la presencia de deterioro o modificaciones no registradas.

Para estructuras de hormigón armado, el Capítulo 10 del (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece criterios específicos para la evaluación de vigas, columnas, conexiones vigas-columna, sistemas losa- columna, muros estructurales, diafragmas y otros componentes de hormigón. Su representación considera la resistencia del hormigón y del acero de refuerzo, la rigidez efectiva de las secciones agrietadas, la interacción entre carga axial y flexión, la respuesta ante cortante y la capacidad de deformación. También se examinan las condiciones de anclaje, los empalmes de refuerzo, el confinamiento y el detallado constructivo, debido a que estos factores influyen directamente en el comportamiento sísmico de cada componente.

La norma clasifica los componentes estructurales como primarios o secundarios. Los componentes primarios son aquellos necesarios para resistir las acciones sísmicas y alcanzar el nivel de desempeño seleccionado. Los componentes secundarios no se consideran parte principal del sistema resistente a fuerzas sísmicas; sin embargo, debe considerar su capacidad para soportar las cargas gravitacionales y acompañar las deformaciones impuestas por la

estructura sin perder estabilidad. Su consideración dentro del modelo depende del procedimiento analítico y de la influencia que su rigidez y resistencia ejerzan sobre la respuesta global del edificio.

En los procedimientos no lineales, el comportamiento de los componentes se representa mediante relaciones fuerza- deformación los cuales permiten considerar la fluencia, la respuesta posterior a la fluencia y la posible degradación de rigidez y resistencia. Las demandas calculadas se comparan con los criterios de aceptación establecidos para el nivel de desempeño evaluado. De esta manera, la valoración de los elementos no depende únicamente de su resistencia, sino también de su rigidez, capacidad de deformación, detallado constructivo y estado de conservación.

Cuando la rehabilitación incorpora nuevos elementos estructurales, estos se incluyen en el modelo junto con los componentes existentes. La evaluación debe comprobar que su interacción mejore la respuesta sísmica del conjunto y permita alcanzar el objetivo de desempeño seleccionado, sin generar concentraciones desfavorables de rigidez, resistencia o demanda en otros sectores de la edificación.

2.4.2 Masa

En la evaluación sísmica de edificaciones existentes, la masa constituye una variable fundamental para determinar la respuesta de la estructura ante la aceleración del terreno. Su magnitud y distribución influye directamente en las fuerzas iniciales, los periodos de vibración, las formas modales, los desplazamientos y los efectos torsionales. En este contexto el (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece que el modelo analítico representa la distribución de la masa tanto en planta en elevación, de acuerdo con las condiciones reales de la edificación.

La masa utilizada en el análisis se determina a partir del peso símico efectivo, el cual comprende la totalidad de las cargas permanentes asociadas con los elementos estructurales, las componentes arquitectónicas y las instalaciones fijas. Además, incorpora las proporciones aplicables de las cargas de almacenamiento, divisiones interiores, equipos permanentes y demás cargas gravitacionales definidas por la norma. Esta consideración evita que las cargas vivas de ocupación se incluyan automáticamente como masa sísmica sin atender su naturaleza permanente.

El peso sísmico efectivo se distribuye entre los diferentes niveles del modelo según la ubicación de los elementos que lo originan. Esta asignación permite representar el centro de masa y evaluar su relación con la rigidez lateral de la estructura. En el procedimiento dinámico lineal mediante espectros de respuesta, el análisis incluye suficientes modos de vibración para alcanzar como mínimo el 90% de participación de masa en cada dirección horizontal principal. De esta manera, la caracterización de la masa proporciona una representación coherente de la respuesta sísmica de la edificación.

2.4.3 Modelo analítico

En la presente investigación, el modelo analítico constituye la representación matemática mediante la cual se produce el comportamiento sísmico global y local de la edificación. Su formulación permite determinar desplazamientos, derivas de entrepiso, fuerzas internas y deformaciones en los componentes estructurales. Estos parámetros se comparan con los criterios de aceptación definitivos para el objetivo de desempeño seleccionado. El nivel de detalle del modelo responde al procedimiento procediendo de análisis empleado, a la configuración estructural y al grado de conociendo disponible sobre las condiciones existentes del edificio.

Conforme el (ASCE/SEI 41-13, 2014), la estructura se representa como un conjunto tridimensional de componentes interconectados. Esta idealización incorpora la geometría real, la distribución de masas, las propiedades mecánicas de los materiales y las características de rigidez, resistencia y capacidad de deformación de los elementos. El modelo también considera la flexibilidad de los diafragmas, los efectos torsionales, las condiciones de apoyo, la influencia del sistema de cimentación y los efectos de segundo orden (P- Δ), de acuerdo con la incidencia estructural.

Las propiedades asignadas a los componentes representan su condición existente y no únicamente los valores correspondientes a las secciones brutas o a los materiales especificados originalmente. En los elementos de hormigón armado se emplean rigideces efectivas las cuales consideran el agrietamiento y la respuesta esperada de las secciones. Asimismo, se representan los mecanismos de comportamiento que influyen en la capacidad resistente y de deformación de vigas, columnas, muros, conexiones y demás componentes del sistema estructural, conforme a las disposiciones del Capítulo 10 del (ASCE/SEI 41-13, 2014).

La configuración del modelo varía según el procediendo de análisis. En los procedimientos lineales se incorpora principalmente la rigidez y resistencia de los componentes primarios que forman parte del sistema sismorresistente. Los componentes secundarios se incluyen cuando su contribución modifica la distribución de las demandas o afecta el comportamiento de los componentes primarios. En los procedimientos no lineales, el modelo incorpora la respuesta de los componentes primarios y secundarios, incluidas sus relaciones fuerza- deformación y la degradación de rigidez y resistencia que se desarrolla después de alcanzar el rango inelástico.

La información utilizada en la construcción del modelo se contrasta con los planos disponibles, las investigaciones efectuadas y los resultados de los ensayos de materiales. Esta verificación permite mantener coherencia entre la idealización matemática y la condición real de la edificación. Para evaluar la propuesta de rehabilitación, el modelo incorpora los elementos de reforzamiento y permite comprara la respuesta estructural antes y después de la investigación. Os resultados obtenidos proporcionan la base para determinar la efectividad del reforzamiento y comprobar el cumplimiento del nivel de desempeño establecido.

2.4.4 Modelo de los componentes

La modelación de los componentes estructurales tiene como finalidad representar adecuadamente la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de los elementos que conforman la edificación. En estructuras existentes, estas propiedades se establecen a partir de la documentación técnica disponible, los resultados de ensayos de materiales, las inspecciones realizadas y las condiciones observadas en campo. Este proceso también considera el estado conservación, el detallado del refuerzo y las posibles deficiencias constructivas que influyen en el comportamiento sísmico de casa componente.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) clasifica los compontes estructurales como primarios o secundarios, de acuerdo con su participación en el sistema resistente a cargas sísmicas. Los componentes primarios contribuyen directamente a la resistencia y estabilidad lateral de la edificación, mientras que los secundarios soportan principalmente cargas gravitacionales, pero deben conservar su estabilidad ante las deformaciones impuestas por la respuesta sísmica.

De manera complementaria, las acciones que actúan en cada componte se clasifican como controladas por deformación o controladas por fuerza. Las acciones controladas por deformación corresponden a mecanismos que desarrollan una respuesta inelástica estable y

presentan capacidad de deformación después de alcanzar la fluencia. Las acciones controladas por fuerza se relacionan con mecanismos de comportamiento frágil o con ductilidad limitada, como determinas fallas por cortante, anclaje o conexión. Esta diferenciación permite aplicar criterios de aceptación acordes con el mecanismo de respuesta de cada elemento.

En el procedimiento lineal, los componentes se representan mediante rigideces efectivas que incorporan los efectos de agrietamiento y la condición existente de la estructura. Para las acciones controladas por deformación, la demanda se comprará con la resistencia esperada del componente, considerando el factor modificación y el factor de conocimiento. En las acciones controladas por fuerza, la verificación utiliza la resistencia de límite inferior, debido a que estos mecanismos presentan una capacidad reducida para desarrollar deformaciones inelásticas sin una pérdida significativa de resistencia.

En los procedimientos no lineales, el comportamiento de los componentes se representa mediante relaciones fuerza-deformación o momento-rotación. Estas relaciones describen la respuesta elástica inicial, la fluencia, el comportamiento posterior a la fluencia y, según las características del elemento, la degradación de resistencia y la capacidad residual. En el análisis estático no lineal, estas propiedades permiten determinar la secuencia de formación de rótulas plásticas y la evolución de la capacidad lateral de la estructura. En el análisis dinámico no lineal, la modelación incorpora relaciones histéricas que reproducen los procesos de carga, descarga y recarga producidos por la acción sísmica.

En la presente investigación, las vigas y columnas de hormigón armado se representan en ETABS mediante rigideces efectivas y rotulas plásticas concentradas. Los parámetros de estas rotulas plásticas se definen con base en las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos, su detallado estructural y los criterios de modelación y aceptación establecidos en él (ASCE/SEI 41-13, 2014). Esta representación permite identificar los mecanismos de falla, determinar las demandas de rotación plástica y verificar el estado de los componentes respecto de los límites correspondientes al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Las riostras restringidas al pandeo incorporadas en la propuesta de reforzamiento se representan como componentes axiales no lineales. Sus propiedades de rigidez, resistencia y deformación se establecen de acuerdo a lo establecido en él (ASCE/SEI 41-13, 2014) y con la información técnica y experimental del sistema considerado. La incorporación conjunta de los elementos existentes y de las riostras permite analizar la redistribución de las fuerzas internas,

la reducción de las derivas de entrepiso y el incremento de la capacidad de disipación de energía.

Finalmente, la comparación entre el modelo de la estructura existente y el modelo reforzado permite cuantificar la influencia de las riostras restringidas al pandeo en la respuesta sísmica de los bloques analizados. Con estos resultados se verifica si la propuesta de rehabilitación contribuye al cumplimiento del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata establecido para las áreas funcionalmente críticas del hospital.

2.4.4.1 Vigas

Las vigas de hormigón armado se representan mediante modelos analíticos los cuales permiten determinar su rigidez, resistencia y capacidad de deformación ante la acción conjunta de las cargas gravitacionales y sísmicas. La modelación considera las dimensiones de las sesiones, las propiedades mecánicas de los materiales y la disposición del refuerzo longitudinal y transversal, de acuerdo con la información estructural disponible y los supuestos adoptados para el caso de estudio. Asimismo, se considera la reducción de rigidez ocasionada por el agrietamiento del hormigón, debido a su influencia en los desplazamientos y las fuerzas internas obtenidas mediante el análisis estructural.

Aunque el (ASCE/SEI 41-13, 2014) permite utilizar modelos de plasticidad concentrada, plasticidad distribuida u otras formulaciones debidamente validadas, en esta investigación se emplearan rotulas pasticas concentradas para así representar la respuesta no lineal de las vigas. El comportamiento de cada rotula se definirá mediante una relación momento- rotación, representada por los puntos A, B, C, D y E de la curva generalizada establecida para los componentes de hormigón. En la Ilustración 25 se observa que el tramo A-B describe la respuesta hasta alcanzar la fluencia efectiva, el tramo B-C representa el comportamiento posterior a la fluencia hasta llegar a la resistencia máxima esperada, el descenso entre los puntos C y D reflejan la degradación de la resistencia; mientras que el tramo D- E corresponde a la capacidad residual; de los compontes. Cabe mencionar que después del punto E se considera la perdida de la capacidad de resistencia ante acciones símicas.

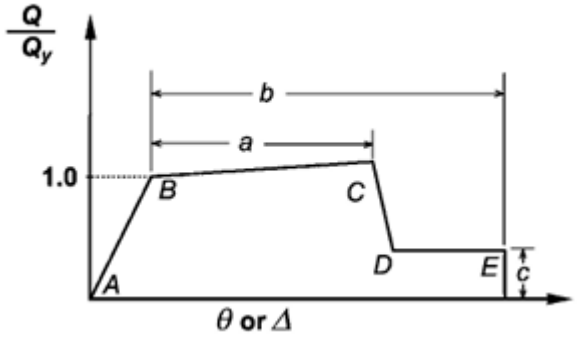

Ilustración 25 Relación fuerza-deformación generalizada para para elementos o componentes de hormigón

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Las propiedades de las rotulas se determinan de manera independiente para la flexión positiva y negativa, debido a que las diferencias entre el refuerzo longitudinal superior e inferior podrán generar distintas capacidades resistentes y de deformación. Para cada sentido de flexión se establecerán el momento de fluencia, la resistencia máxima esperada, el momento residual y las rotaciones correspondientes a los distintos tramos de la curva.

Los parámetros de modelación y los límites de aceptación se seleccionan de la Tabla 10- del (ASCE/SEI 41-13, 2014). La condición aplicable a cada viga se determina considerando la relación entre las cuantías de refuerzo longitudinal en tracción y compresión, las características del refuerzo transversal y la relación entre la demanda de cortante y la capacidad del elemento. También se la realiza en función de la información disponible, las posibles deficiencias relacionadas con el desarrollo, el empalme y el anclaje del refuerzo longitudinal. Cuando no se disponga de detalles constructivos suficientes, los supuestos adoptados se documentarán como parte de las limitaciones de la evaluación. Si en una misma viga resultaran aplicables varias condiciones, se utilizarán los parámetros asociados con la menor capacidad de deformación establecido en la sección 10.4.2.2.2 del (ASCE/SEI 41-13, 2014).

El análisis estático no lineal, las relaciones momento- rotación permiten representar la formación y evolución de las rotulas plásticas conforme aumente el desplazamiento lateral de la estructura. Para el análisis dinámico no lineal tiempo historia, la relación definida mediante los puntos A-E constituye la envolvente de capacidad del componente.

Finalmente, las demandas de rotación plástica obtenidas mediante los análisis no lineales se comparan con los límites de aceptación establecidos en la Tabla 10- 7 para los niveles de desempeño estructural de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso. En esta investigación se verifica que las demandas de las vigas no superen el límite correspondiente al nivel de Ocupación Inmediata.

2.4.4.2 Columnas

Las columnas de hormigón armado cumplen una función esencial en la estabilidad de la edificación, debido a que transmiten las cargas gravitacionales y forman parte del sistema resistente a las acciones sísmicas. Su comportamiento depende de la interacción entre la carga axial, la flexión y el cortante; por esta razón la modelación considera la geometría de la sección, la resistencia de los materiales y la disposición del refuerzo longitudinal y transversal.

Para organizar el análisis, las columnas se identifican según su ubicación como elementos de esquina, de borde o interiores. Sin embargo, esta clasificación geométrica no determina por si sola sus propiedades no lineales. Cada columna se evalúa individualmente, debido a que la carga axial y las demandas de momento cortante varían de acuerdo con su posición y participación en el sistema estructural.

La condición de comportamiento de cada columna se determina mediante los criterios establecidos en él (ASCE/SEI 41-13, 2014). Esta evolución considera las características del refuerzo transversal y la relación entre el cortante asociado al desarrollo de la capacidad flexional de la columna y su resistencia disponible a cortante.

Para establecer las propiedades no lineales de las columnas, se considera la influencia de la carga axial sobre su resistencia y capacidad de deformación. Este aspecto se considera importante ya que el comportamiento de una columna de pende de la acción simultánea de la fuerza axial y los momentos flectores; por lo tanto, un incremento de la compresión podrá reducir su capacidad para desarrollar deformaciones inelásticas. La carga axial, las características del refuerzo transversal y la demanda a cortante se utilizan para seleccionar los parámetros de modelación y los límites de aceptación establecidos en él (ASCE/SEI 41-13, 2014). Estos criterios permiten definir las propiedades de las rotulas plásticas y evaluar el desempeño de las columnas para los niveles de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso.

Una vez determinadas las condiciones de comportamiento de las columnas, los parámetros de modelación (a), (b) y (c), junto con los límites de aceptación para Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso se los obtiene de la tabla 10-8 perteneciente al (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Debido a que la capacidad de las columnas depende de las acciones simultaneas de la fuerza axial y los momentos flectores, esta interacción se considerará en la definición de sus propiedades no lineales. De esta manera, la capacidad flexional asignada a cada columna será compatible con el nivel de carga axial considerado durante la evaluación.

La relación fuerza deformación se idealiza mediante los puntos A, B, C, D y E, los cuales representan la respuesta hasta la fluencia, el desarrollo de la resistencia máxima, su degradación posterior, la capacidad residual y el límite de deformación del componente.

En esta investigación se verifica principalmente que las columnas permanezcan dentro del nivel estructural de Ocupación Inmediata.

2.5 Desempeño estructural

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) define el desempeño estructural mediante el estado de daño esperado en una edificación ante un nivel determinado de amenazas sísmica. Su evaluación no se limita a comprobar la resistencia frente a las fuerzas lateral, sino que también considera la rigidez, la capacidad de deformación inelástica, la estabilidad global y el comportamiento posterior a la fluencia de la estructura y sus componentes.

El nivel de desempeño se determina mediante la comparación entre las demandas sísmicas obtenidas del análisis y la capacidad establecida para el objetivo seleccionado. Esta comparación considera tanto la respuesta global de la edificación como el comportamiento individual de sus componentes estructurales.

En las acciones controladas por deformación, la evaluación considera parámetros como las rotaciones plásticas, los desplazamientos y las derivas de entrepiso. Las demandas calculadas se comparar con los límites de deformación correspondientes a cada nivel de desempeño. En las acciones controladas por fuerza, asociadas generalmente con mecanismos de comportamiento frágil, la demanda se compara con la resistencia de límite inferior del componente. Esta verificación permite identificar los elementos con capacidad suficiente y los posibles mecanismos que comprometen la estabilidad de la estructura.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) contempla procedimientos de análisis lineales y no lineales, desarrollados mediante métodos estáticos o dinámicos Los procedimientos lineales representan la estructura mediante rigideces efectivas y utilizan criterios de aceptación específicos para cada componente. Mientas que los procedimientos no lineales incorporan la fluencia, la redistribución de las fuerzas internas y, de acuerdo con las propiedades asignadas al modelo, la degradación de rigidez y resistencia.

La selección del procedimiento analítico depende de la configuración de la edificación, sus irregularidades, el comportamiento inelástico esperado, la información disponible y el nivel de precisión requerida. En el presente estudio se emplea el análisis estático no lineal o pushover y el análisis dinámico no lineal de historia de respuesta, también conocido como análisis tiempo historia.

El análisis pushover permite obtener la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control, identificar la secuencia de formación de rótulas plásticas y estimar la capacidad global de los bloques estudiados. Por su parte, el análisis dinámico no lineal permite determinar la evolución temporal de los desplazamientos, las derivas de entrepiso, las fuerzas internas y las deformaciones inelásticas producidas por los registros sísmicos seleccionados.

2.5.1 Objetivo de desempeño

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) estructura la evolución y rehabilitación sísmica de las edificaciones existentes mediante objetivos de desempeño. Un objetivo de desempeño sísmico se define mediante la asociación entre un nivel de amenaza sísmica y un nivel de desempeño esperado para la edificación. Esta relación establece la condición de daño admisible frente al movimiento del terreno considerando y constituyendo la base para verificar si la estructura existente o rehabilitada satisface los criterios definidos para el proyecto.

El nivel de desempeño de la edificación resulta de la combinación entre el desempeño de los componentes estructurales y el de los componentes no estructurales. El primero describe el estado esperado del sistema resistente, mientras que el segundo considera el comportamiento de los elementos arquitectónicos y de las instalaciones mecánicas y eléctricas.

La selección del objetivo de desempeño determina el nivel de demanda sísmica aplicado al modelo y los criterios utilizados para evaluar sus resultados. Por consiguiente,

influye en la definición del espectro de respuesta, la selección y escalamiento de los registros sísmicos y la comprobación de las acciones controladas por fuerza y por deformación. A partir de esta verificación se determina si la edificación cumple el desempeño establecido o si requiere medidas de rehabilitación.

El (Structural Engineers Association of California, 1995) clasifica los edificios en tres categorías para evaluar su respuesta ante sismos y su comportamiento posterior:

- Instalaciones básicas: corresponden a edificaciones de ocupación ordinaria cuya pérdida temporal no produce consecuencias graves para la atención de emergencias.
- Instalaciones esenciales: comprende edificaciones necesarias para atender a la población y mantener servicios indispensables después de un sismo, como hospitales, estaciones de bomberos, dependencias de seguridad y centros de atención de emergencias.
- Instalaciones de seguridad crítica: incluyen aquellas cuya falla puede ocasionar consecuencias excepcionalmente graves para la población o el ambiente, particularmente cuando contienen procesos o materiales capaces de generar riesgos de gran magnitud.

La normativa proporciona estas categorías como marco para definir el desempeño requerido, pero no establece un único objetivo aplicable a todas las edificaciones existentes. Su selección considera la categoría de riesgo, la función de la edificación, las consecuencias de una interrupción, las disposiciones de la autoridad competente y el alcance establecido por el propietario o responsable del proyecto.

2.5.2 Nivel de desempeño

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) define los niveles de desempeño como estados de daño esperados en los componentes estructurales y no estructurales de una edificación después de un movimiento sísmico. Esto niveles describen las condiciones de seguridad, estabilidad, resistencia residual y posibilidad de ocupación que presenta el edificio después del evento. Su cumplimiento no implica la ausencia de daño, sino que las demandas calculadas permanecen dentro de los criterios de aceptación establecidos para el estado de desempeño seleccionado.

El nivel de desempeño no debe confundirse con el objetivo de desempeño sísmico. El primero representa una condición de daño determinada, mientras que el segundo se obtiene al relacionar ese nivel con una amenaza sísmica especifica. Por consiguiente, un mismo nivel de desempeño puede formar parte de diferentes objetivos, dependiendo de la intensidad del movimiento del terreno considerada en la evaluación.

La norma diferencia entre el desempeño estructural y el no estructural. El desempeño estructura se relaciona con el comportamiento de los componentes que intervienen en la resistencia de las cargas gravitacionales y sísmicas, como vigas, columnas, muros, conexiones, diafragmas y cimentaciones. El desempeño no estructural comprende los elementos arquitectónicos, las instalaciones mecánicas, eléctricas y sanitarias, así como los equipos y demás componentes que no pertenecen al sistema estructural. La combinación de ambos define el nivel de desempeño objetivo de la edificación.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) y la (NEC-SE-RE, 2014) establece los niveles de desempeño y rango de desempeño que se observan en la Ilustración 26.

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	**Severo**	**Moderado**	**Ligero**	**Muy Ligero**
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Ilustración 26 Control de daño y nivel de desempeño para edificios

Fuente: (NEC-SE-RE, 2014)

Para expresar el desempeño global de la edificación, la norma combina el nivel estructural identificado mediante un número, con un nivel no estructural representado mediante una letra. Entre las combinaciones comunes utilizadas se encuentran el Nivel Operacional (1-A), Nivel de Operación Inmediata (1-B), Nivel de Seguridad de Vida (3-C) y Nivel de Prevención al Colapso (5-E). De estas combinaciones se selecciona una o varias de acuerdo con el objetivo de desempeño y los niveles de amenaza sísmica definidos para la evaluación.

Debido a que el caso de estudio corresponde al Hospital Dario Machuca Palacios, ubicado en el cantón la Troncal, provincia del Cañar, la edificación se considera esencial por la función que deberá desempañar después de un evento sísmico. En esta investigación se adoptarán dos niveles de amenaza sísmica: una amenaza sísmica con periodo de retorno de 475 años, la respuesta se comparar con el nivel de Ocupación Inmediata; mientras que para la amenaza con periodo de retorno de 2500 años se verificara el nivel de Seguridad de Vida.

Su cumplimiento se determinará mediante la comparación de las demandas obtenidas en los análisis no lineales con los criterios de aceptación aplicables a los componentes estructurales. También se revisarán la estabilidad global, los desplazamientos, las derivas y la formación de rótulas plásticas.

2.5.3 Nivel de amenaza sísmica

En el método basado en desempeño, el nivel de amenaza sísmica representa la intensidad del movimiento del terreno para la cual se evalúa la respuesta de la edificación. El objetivo de desempeño se establece mediante la combinación de dicha amenaza con el nivel de comportamiento estructural esperado. Por lo que la evaluación no se limita a comprobar la resistencia de los elementos, sino que permite estimar el estado de daño que podría alcanzar la estructura ante una demanda sísmica determinada.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) señala que la amenaza sísmica podría definirse mediante un enfoque probabilista en el cual el movimiento del terreno se asocia con una probabilidad de excedencia durante un intervalo determinado, o mediante un enfoque determinista el cual se establece a partir de uno o varios escenarios sísmicos relacionados con las fuentes capaces de controlar la amenaza del sitio. Para los análisis estructurales, esta demanda se representa mediante espectros de respuesta y el análisis dinámico no lineal.

La selección de la categoría de riesgo se realiza basándose en la (ASCE/SEI 7-22, 2022), en donde se establece la categoría de riesgo para edificios.

Tabla 1 Categoría de riesgo de edificaciones y otras estructuras para cargas de inundación, viento, tornada, nieve, terremoto y hielo

Table 1.5-1. Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Tornado, Snow, Earthquake, and Ice Loads.

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures designated as Essential Facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

*Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower risk category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that risk category.

Fuente: (ASCE/SEI 7-22, 2022)

En el presente estudio la edificación se considerada esencial por la función que deberá desempeñar después de un evento sísmico, por lo que se establece la categoría de riesgo IV para edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.

Así también en el presente estudio se establece el movimiento sísmico basado en las probabilidades de excedencia y periodos de retorno según lo establecido en la (ASCE/SEI 7-22, 2022), como se observa en la tabla a continuación.

Tabla 2 Nivel de amenaza sísmica

Table C2-1. Probabililty of Exceedance and Mean Return Period

Probability of Exceedance	Mean Return Period (years)
50%/30 years	43
50%/50 years	72
20%/50 years	225
10%/50 years	475
5%/50 years	975
2%/50 years	2,475

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Cabe misionar que se determina la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno para estructuras existentes siguiendo las recomendaciones del código antes mencionado, esto se debe a que en el mismo se menciona que algunos profesionales del diseño han basado la evaluación sísmica de edificaciones en las disposiciones para el diseño de edificaciones nuevas. Aunque este enfoque puede parecer apropiado, se lo debe hacer con pleno conocimiento de las suposiciones inherentes. Los requisitos de resistencia y rigidez pueden transferirse fácilmente a edificaciones existentes, las demás disposiciones no. Si los elementos resistentes a cargas sísmicas de una edificación existente no tienen detalles constructivos similares a los exigidos para edificaciones nuevas, no se cumplirán las suposiciones básicas de ductilidad y los resultados de la evaluación pueden no ser válidos. Este procedimiento podría llevar a evaluar un edificio como inaceptable para un determinado objetivo de desempeño cuando sí lo es, o como aceptable cuando en realidad no lo es.

Para la presente investigación se consideran dos niveles de amenaza de acuerdo a (ASCE/SEI 41-13, 2014) los cuales son:

- BSE-1E: Movimiento del suelo con un 20% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 475 años,
- BSE-2E: Movimiento del suelo con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 2500 años.

Tabla 3 Objetivo básico de desempeño para edificaciones existentes

Table 2-1. Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)

	Tier 1[a]	Tier 2[a]	Tier 3	
Risk Category	BSE-1E	BSE-1E	BSE-1E	BSE-2E
I & II	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Collapse Prevention Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (5-D)
III	See footnote *b* for Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Life Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (3-D)

[a]For Tier 1 and 2 assessments, seismic performance for the BSE-2E is not explicitly evaluated.
[b]For Risk Category III, the Tier 1 screening checklists shall be based on the Life Safety Performance Level (S-3), except that checklist statements using the Quick Check procedures of Section 4.5.3 shall be based on MS-factors and other limits that are an average of the values for Life Safety and Immediate Occupancy.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

El nivel de desempeño objetivo se ve reflejado siguiendo los parámetros establecidos en la Tabla 4, en la cual se establece que BSE-1E pertenece al nivel de desempeño de ocupación Inmediata, mientras que BSE-2E pertenecen a seguridad de Vida conocido como el factor “f” y “k”.

Tabla 4 Objetivo de desempeño

Table C2-2. Performance Objectives

	Target Building Performance Levels			
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

NOTES: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective.
The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent the three specific Performance Objectives for a standard building that would be considered Risk Category I & II defined in Sections 2.2.1, 2.2.2, and 2.2.3, as follows:

Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)	g and l
Enhanced Objectives	g and i, j, m, n, o, or p l and e or f g and l and a, or b k, m, n, or o alone
Limited Objectives	g alone l alone c, d, e, or f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Para cada nivel de amenaza se establece el espectro de respuesta correspondiente al emplazamiento del hospital, considerando las características sísmicas de La Troncal y el perfil de suelo tipo D adoptado. Los registros sísmicos seleccionados se ajustan a los espectros objetivo de 475 y 2500 años y se incorporan al análisis dinámico no lineal de historia de respuesta. Este procedimiento permite determinar la evolución temporal de los desplazamientos, las derivas de entrepiso, las fuerzas internas y las deformaciones inelásticas de los bloques analizados, tanto en su condición existente como después de incorporar las riostras restringidas al pandeo.

2.5.4 Peligrosidad sísmica

Basado en la información técnica existente sobre el caso de estudio "Hospital Dario Machuca Palacios" del proyecto de investigación UDA "Hospitales Seguros Frente a Desastres", se indica lo siguiente:

El sitio de implantación del proyecto corresponde a la provincia del Cañar en el cantón la Troncal, por lo que acorde a lo establecido en la (NEC - SE - DS, 2014) se obtiene el valor de PGA y con ello los diferentes coeficientes de perfil de suelo los cuales ayudan a determinar el espectro de diseño. Con el valor de la aceleración en roca que se obtiene de cada curva de peligro sísmico asociado a los diferentes períodos de retorno analizados se procede a la interpolación de los factores de perfil de suelo (Fa, Fd y Fs) acorde al valor de Z interpretado.

A continuación, en la tabla a continuación se observa a detalle los factores y coeficientes de sitio extraídos de las curvas de peligro sísmico, los mismos que determinan la sismicidad del proyecto.

Tabla 5 Coeficientes de sitio y sismicidad

Coeficientes de perfil de suelo			
Factor Z			0.4
Suelo	Tipo D	Fa	1.2
		Fd	1.19
		Fs	1.28
Tablas NEC		η	2.48
		r	1
		I	1.5
		Φp x	1
		Φe x	1
		R	8

Solución de Ecuaciones de la gráfica	
To (s)	0.13
Tc (s)	0.70
Tl (s)	2.86

Fuente: Elaboración propia en función de la (NEC - SE - DS, 2014)

2.5.5 Espectro elástico horizontal de aceleraciones

El espectro elástico horizontal de aceleración constituye la representación de la demanda sísmica utilizada para evaluar la respuesta de los bloques del hospital. Este espectro relaciona el periodo de vibración (T) con la máxima respuesta de pseudoaceleración de una familia de sistemas lineales de un grado de libertad. Las ordenadas espectrales (Sa) se expresan con una facción de la aceleración, de la gravedad y dependen del nivel de amenaza sísmica, de las condiciones geológicas de emplazamiento y del perfil de suelo adoptado.

Para la investigación se elaboran dos espectros elásticos horizontales, correspondientes a periodos de retorno de 475 y 2500 años. Estos niveles de amenaza permiten evaluar el comportamiento de los bloques en sus condiciones existentes y verificar posteriormente la respuesta alcanzada con la incorporación de las diagonales restringidas al pandeo. Los espectros se utilizan como espectros objetivos para el ajuste espectral de los registros sísmicos seleccionados.

Utilizando los factores obtenidos en la tabla anterior, se obtiene el espectro elástico horizontal de aceleración, para los diferentes periodos de retorno.

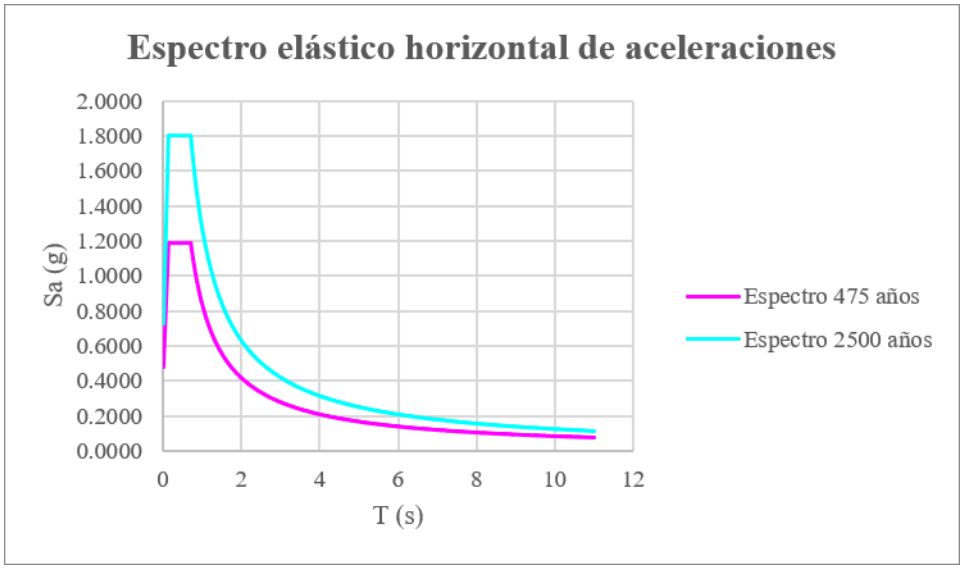

Ilustración 27 Espectro elástico horizontal de aceleraciones

Fuente: Elaboración propia en función de la (NEC - SE - DS, 2014)

2.6 Método de evaluación de la capacidad estructural

La evaluación sísmica determina las demandas generadas por el movimiento del terreno y las compara con la capacidad disponible de la estructura. Esta capacidad no se limita a la resistencia de los elementos, sino que también comprende su rigidez, capacidad de deformación inelástica y elástica. Es por eso que la evaluación considera tanto la respuesta global de la edificación (desplazamiento, derivas y cortante basal) como el comportamiento individual de sus componentes.

Par evaluar las estructuras existentes frente a una solicitación a lo largo de su vida útil y su comportamiento ante un evento sísmico, se utilizan procedimientos de análisis lineales y no lineales para así poder determinar su desempeño.

Tanto el (ASCE/SEI 41-13, 2014) así como la (NEC-SE-RE, 2014) establecen cuatro procedimientos de análisis, cuya selección depende de la configuración de la edificación, sus irregularidades, la influencia de los modos superiores y el comportamiento inelástico esperado.

La (NEC-SE-RE, 2014) permite la aplicación de cuatro procedimientos de análisis estructurales los cuales son: lineal estático, lineal dinámico, no bienal estático y no lineal dinámico

Los procedimientos lineales representan la estructura mediante rigideces efectivas y consideran de manera indirecta su capacidad inelástica mediante factores de modificación y criterios de aceptación. En cambio, los procedimientos no lineales incorporan explícitamente las relaciones fuerza-deformación de los componentes, lo que permite representar la fluencia, los cambios de rigidez y la redistribución de las fuerzas internas.

La verificación diferencia las acciones controladas por deformación de las controladas por fuerza. En las primeras, las deformaciones calculadas se comparan con los límites establecidos para el nivel de desempeño seleccionado. En las segundas, asociadas generalmente con mecanismos frágiles, la demanda se contrasta con la resistencia disponible del componente.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) proporciona un marco para la evaluación sísmica de estructuras existentes, con el propósito de su rehabilitación o reforzamiento si no cumple con la demanda sísmica. Este proceso comienza determinando los objetivos de desempeño, la demanda sísmica y las deficiencias estructurales, para luego definir estrategias de rediseño basadas en el análisis no lineal (Pushover).

2.6.1 Análisis lineal

Los procedimientos lineales del (ASCE/SEI 41-13, 2014) estiman la demanda sísmica mediante un modelo que conserva relación proporcional entra las fuerzas y las deformaciones. La estructura se presenta considerando su geometría, distribución de masas, condiciones de apoyo y rigideces efectivas, las cuales incorporan el agrietamiento y la condición existente de los componentes.

(Chavesta Ruelas, 2019) Indica que el análisis lineal es adecuado cuando se espera un bajo nivel de no linealidad, manteniendo la relación tradicional fuerza-deformación dentro de su rango lineal. Este método incorpora ajustes a las deformaciones globales del edificio y considera requisitos en la calidad de los materiales utilizados, lo que permite una mejor apreciación de las características no lineales potenciales en la respuesta sísmica.

2.6.2 Análisis no lineal

El análisis no lineal permite representar la respuesta de una estructura cuando sus componentes superan el intervalo elástico. Para ello, el modelo incorpora relaciones fuerza-

deformación que describen la fluencia, los cambios de rigidez y resistencia y, cuando las propiedades adoptadas lo contemplan, la degradación y la capacidad residual de los elementos.

La modelación considera la no linealidad de los materiales y los efectos geométricos de segundo orden. Estos últimos incluyen el efecto P-delta, producido por la acción de las cargas gravitacionales sobre la estructura desplazada lateralmente, cuya influencia puede incrementar las demandas y afectar la estabilidad global.

(Chavesta Ruelas, 2019), señala que el análisis no lineal toma en cuenta la respuesta no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica de la estructura. Estos procedimientos permiten una aproximación más realista de lo que podría suceder en el edificio, ofreciendo una mayor certeza en la idealización del comportamiento estructural. De esta manera, se pueden estimar los mecanismos de falla y el potencial de un posible colapso progresivo.

Capítulo 3

3 Descripción del proyecto

3.1 Descripción general y localización del hospital

El hospital Darío Machuca Palacios se encuentra ubicado en el cantón la Troncal, provincia del Cañar, localizado entre las calles San Gabriel y Tercera Sur.

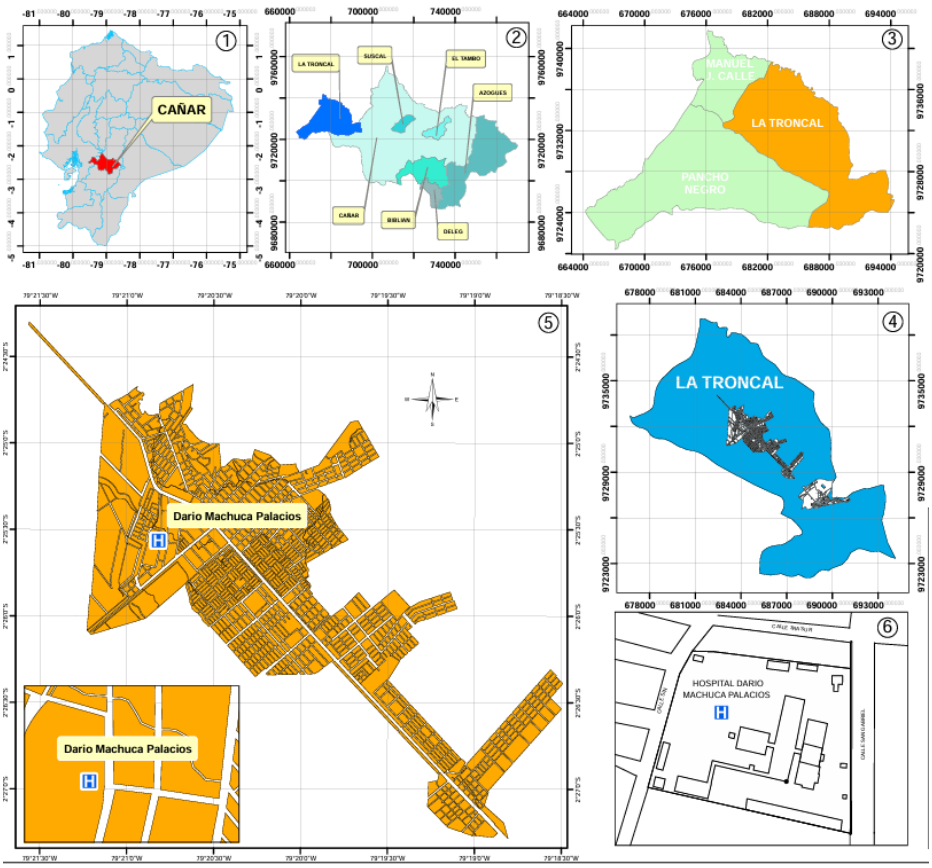

Ilustración 28 Ubicación del Hospital Darío Machuca Palacios

Fuente: (Tapia, 2016)

De acuerdo con la información técnica disponible, el mismo corresponde a un establecimiento hospitalario básico perteneciente al sistema público de salud, cuya infraestructura se encuentra destinada a la prestación de servicios de consulta externa, hospitalización emergencia, atención quirúrgica y obstetricia, laboratorio clínico e imagenología.

El establecimiento dispone de 32 camas y cuenta con equipamiento para la prestación de servicios El mismo se encuentra implantado en un terreno de aproximadamente 16000 m^2 y posee un área constructiva cerca de 2202 m^2.

Tabla 6 Información general del Hospital Darío Machuca Palacios

Característica	Descripción
Ubicación	Cantón La Troncal, provincia del Cañar
Dirección	Calles San Gabriel y Tercera Sur
Categoria/tipo	Basico
Número de camas	32
Servicios registrados	Consulta externa, hospitalización, emergencia, centro quirúrgico y obstétrico, laboratorio clínico e imagenología
Personal registrado	158 personas
Área aproximada de construcción	2202 m^2
Área aproximada del terreno	16000 m^2
Organización física	Nueve bloques funcionales

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (Tapia, 2016)

Su infraestructura se encuentra distribuida en nueve bloques, en los cuales se desarrollan las diferentes actividades hospitalarias, administrativas y de apoyo.

La distribución del hospital en bloques constituye una característica relevante para el desarrollo de la investigación, debido a que cada estructura alberga funciones específicas y presenta particularidades geométricas y estructurales. Por esta razón, en los apartados siguientes se describe la distribución funcional del complejo hospitalario y se delimitan los bloques considerados en el análisis de vulnerabilidad sísmica.

3.2 Descripción arquitectónica

El hospital Dario Machuca Palacios está configurado como un conjunto de edificaciones distribuidas en bloques, en los cuales se desarrollan las distintas funciones asistenciales, administrativas y complementarias del establecimiento. Esta organización permite diferenciar las áreas de acuerdo con el tipo de servicio prestado y facilita la conexión entre las dependencias que forman parte del complejo hospitalario

Desde el punto de vista funcional, el hospital comprende áreas de consulta externa, emergencia, hospitalización, atención quirúrgica y obstetricia, neonatología, laboratorio clínico, imagenología, farmacia y esterilización. Asimismo, cuenta con dependencias

administrativas y espacios destinados a servicios generales, entre los que se encuentran cocina, lavandería, taller de costura, bodegas, cuarto de máquinas y morgue.

La configuración arquitectónica del hospital presenta diferencias entre los bloques en cuanto al número de niveles, dimensiones en planta, distribución de espacios y función asignada. Estas particularidades influyen en la configuración estructural, la distribución de las cargas y la respuesta de cada edificación frente a las acciones sísmicas. Por esta razón, la identificación arquitectónica de los bloques constituye una etapa previa necesaria para delimitar las estructuras incluidas en el análisis de vulnerabilidad sísmica y establecer la importancia funcional de los servicios que albergan.

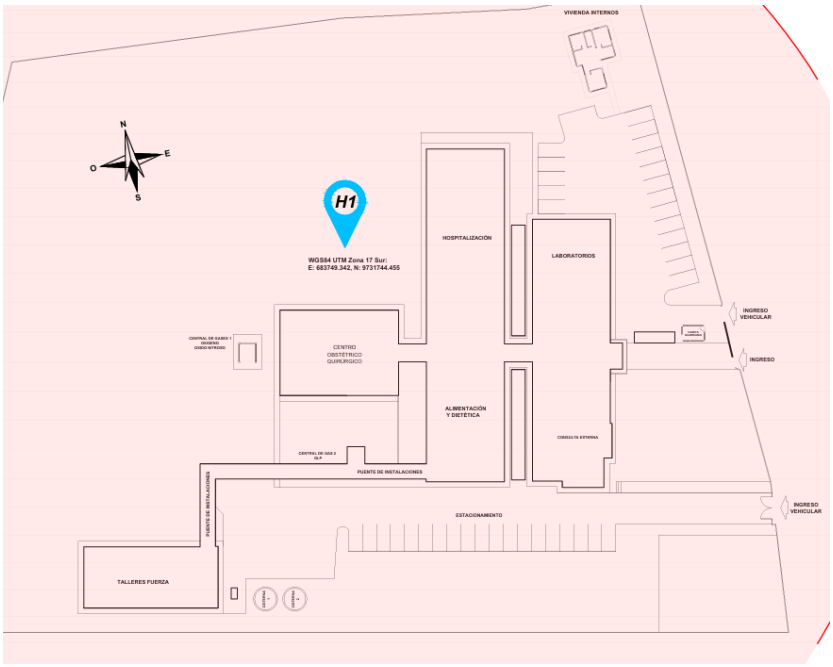

Ilustración 29 Distribución del hospital en bloques

Fuente: (Tapia, 2016)

Tabla 7 Distribución del hospital en bloques

Distribución	
Bloque 1	Consulta externa, información, estadísticas y farmacia
Bloque 2	Emergencia, laboratorio e imagenología
Bloque 3	Hospitalización
Bloque 4	Quirófanos, central de esterilización y neonatología
Bloque 5	Cocina, lavandería y taller de costura
Bloque 6	Area administrativa (2da planta administracion)
Bloque 7	Cuarto de internos
Bloque 8	Cuarto de maquina y bodega
Bloque 9	Morgue

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (Tapia, 2016)

En la Ilustración 30 se observa la arquitectura del hospital.

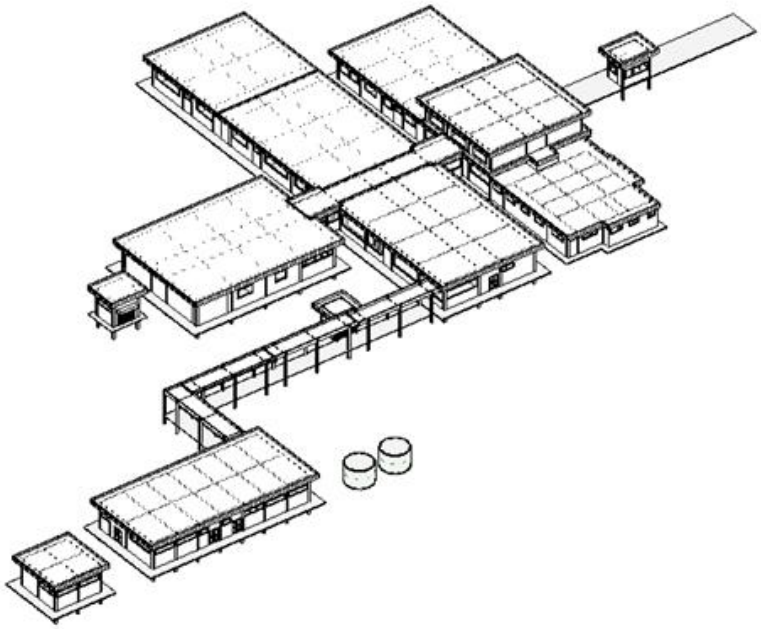

Ilustración 30 Arquitectura del hospital

Fuente: (Tapia, 2016)

Aunque los bloques comparten una tipología constructiva basada en elementos de hormigón armado, presentan diferencias en el número de niveles, las luces entre apoyos, las alturas de entrepiso y las dimensiones de vigas y columnas. Estas variaciones producen cambios en la distribución de masa, rigidez y resistencia de cada estructura, por lo que no

resulta adecuado representar todo el complejo hospitalario mediante un único modelo estructural. En consecuencia, la evaluación sísmica se realiza de manera independiente para los bloques seleccionados, considerando sus condiciones específicas y la función hospitalaria que albergan.

Para el presente estudio se realizará el análisis de los bloques: bloque 3 (hospitalización) y bloque 4 (Quirófanos, central de esterilización y neonatología), debido a que se consideran unas de las estructuras esenciales el hospital antes mencionado.

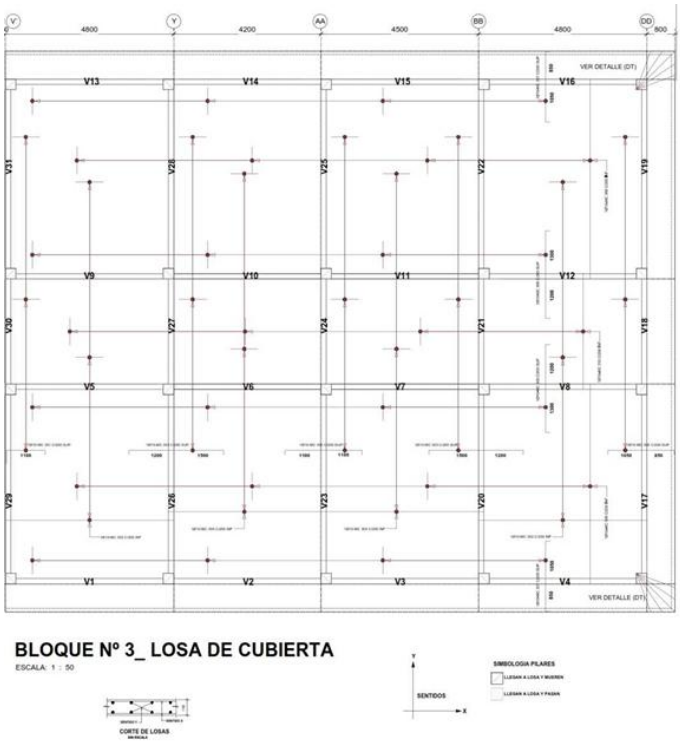

Ilustración 31 Bloque 3 correspondiente a hospitalización

Fuente: (Tapia, 2016)

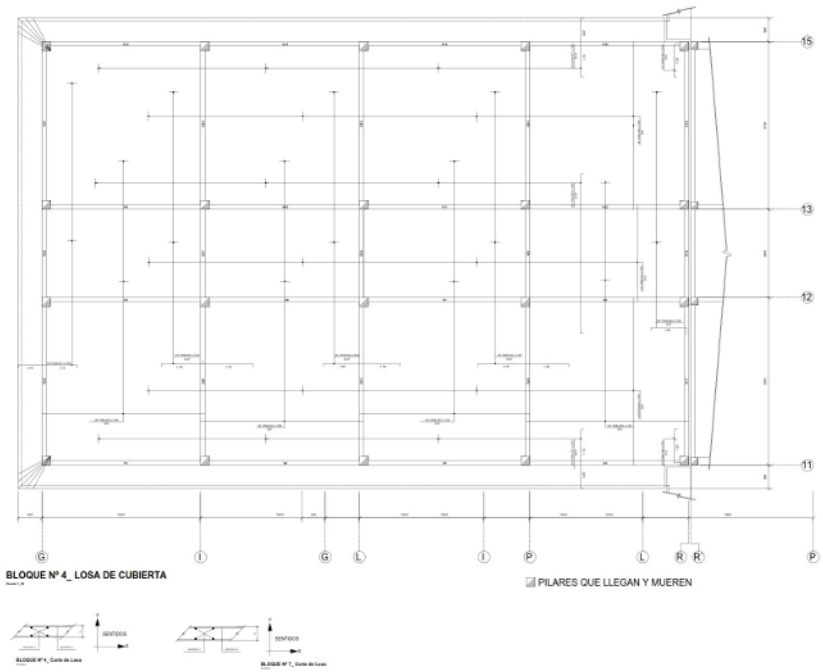

Ilustración 32 Bloque 4 correspondiente a quirófanos, central de esterilización y neonatología

Fuente: (Tapia, 2016)

3.3 Especificaciones de la construcción

El hospital a analizar está conformado por bloques estructurales diferenciados. De acuerdo con la documentación disponible, los principales elementos resistentes vigas, columnas, losas macizas y cimentaciones superficiales fueron construidos en hormigón armado fundido in situ. Los planos escriturales contienen información referente a las dimensiones y el armado longitudinal y transversal de estos elementos, así como al dimensionamiento de zapatas, plintos, escaleras y elementos en voladizo.

3.3.1 Área y altura de cada piso

A continuación, se observan las áreas y altura de cada bloque a analizar.

Tabla 8 áreas y altura de cada bloque a analizar

Bloque	Area (m2)	Altura de piso (m)
Bloque 3	253.8	3.83
Bloque 4	334.8	3.6

Fuente: Elaboración propia

3.3.2 Materiales de construcción

Las estructuras a analizar son de hormigón armado con una resistencia a la compresión (f'c) de 210 kg/cm^2, módulo de elasticidad de 217370.65 kg/cm^2 y una resistencia a la fluencia (fy) de 4200 kg/cm^2 .

3.4 Elementos estructurales

Se indica el esquema para las secciones de la estructura de acuerdo a los planos presentados, a continuación, se observan las dimensiones de vigas y columnas para los bloques a analizar respectivamente.

Bloque 3

A continuación, se indican las dimensiones para las columnas del bloque 3.

Tabla 9 Dimensiones de columnas para el bloque 3

Columna 30x30 bloque 3			
a	30	**cm**	Ancho
b	30	**cm**	Peralte
nr_s	2		# ref sup
nr_i	2		# ref inf
ør_s	20	**mm**	Diametro sup
ør_i	20	**mm**	Diametro inf
ø est	8	**mm**	Diametro estribo
S_st	12	**cm**	Separacion
d´	25.7	**cm**	Altura efectiva
r	2.5	**cm**	Recubrimiento

Fuente: Elaboración propia

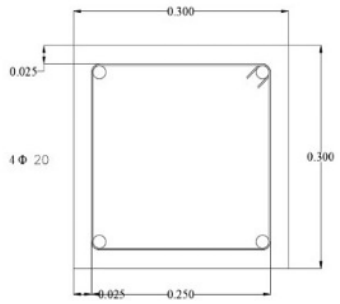

Ilustración 33 Vista en planta columna para el bloque 3

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (Ascaribay & Molina Barros, 2019)

A continuación, se indican las dimensiones para las vigas del bloque 3.

Tabla 10 Dimensiones de columnas para el bloque 3

Vigas Bloque 3										
	a (cm)	b (cm)	nr_s	nr_i	ør_s (mm)	ør_i (mm)	ø est (mm)	S_st (cm)	d´ (cm)	r (cm)
Viga V1=V13	15	90	2	2	16	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V2=V14	15	90	2	2	14	14	8	11.2	86	2.5
Viga V3=V15	15	90	2	2	16	14	8	11.2	86	2.5
Viga V4=V16	15	90	2	2	14	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V5=V9	15	90	2	2	16	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V6=V10	15	90	2	2	16	14	8	11.2	86	2.5
Viga V7=V11	15	90	2	2	16	14	8	11.2	86	2.5
Viga V8=V12	15	90	2	2	14	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V17	15	90	2	2	12	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V18	15	90	2	2	12	14	8	11.2	86	2.5
Viga V19	15	90	2	2	14	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V20=V23=V26	15	90	2	2	12	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V21=V24=V27	15	90	2	2	12	14	8	11.2	86	2.5
Viga V22=V25=V28	15	90	2	2	14	18	8	14.4	85.8	2.5
Viga V29	15	90	2	2	12	14	8	11.2	86	2.5
Viga V30	15	90	2	2	14	12	8	9.6	86.1	2.5
Viga V31	15	90	2	2	12	14	8	11.2	86	2.5

Fuente: Elaboración propia

Bloque 4

A continuación, se indican las dimensiones para las columnas del bloque 4.

Tabla 11 Dimensiones de columnas para el bloque 4

Columna 30x30 bloque 4			
a	30	**cm**	Ancho
b	30	**cm**	Peralte
nr_s	2		# ref sup
nr_i	2		# ref inf
ør_s	20	**mm**	Diametro sup
ør_i	20	**mm**	Diametro inf
ø est	8	**mm**	Diametro estribo
S_st	12	**cm**	Separacion
d´	25.7	**cm**	Altura efectiva
r	2.5	**cm**	Recubrimiento

Fuente: Elaboración propia

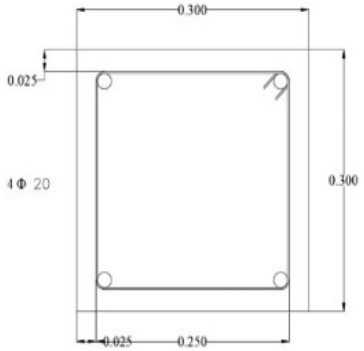

Ilustración 34 Vista en planta columna para el bloque 4

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (Ascaribay & Molina Barros, 2019)

A continuación, se indican las dimensiones para las vigas del bloque 4.

Tabla 12 Dimensiones de columnas para el bloque 3

Vigas Bloque 4										
	a (cm)	b (cm)	nr_s	nr_i	ør_s (mm)	ør_i (mm)	ø est (mm)	S_st (cm)	d´ (cm)	r (cm)
Viga V1=V13	15	90	2	2	16	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V2=V14	15	90	2	2	14	14	8	11.2	86	2.5
Viga V3=V15	15	90	2	2	16	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V4=V16	15	90	2	2	14	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V5=V9	15	50	2	2	16	16	8	12.8	45.9	2.5
Viga V6=V10	15	50	2	2	16	14	8	11.2	46	2.5
Viga V7=V11	15	50	2	2	16	14	8	11.2	46	2.5
Viga V8=V12	15	50	2	2	14	16	8	12.8	45.9	2.5
Viga V17	15	50	2	2	12	14	8	11.2	46	2.5
Viga V18	15	50	2	2	14	12	8	9.6	46.1	2.5
Viga V19	15	50	2	2	12	14	8	11.2	46	2.5
Viga V20=V23=V26	15	50	2	2	12	16	8	12.8	45.9	2.5
Viga V21=V24=V27	15	50	2	2	12	14	8	11.2	46	2.5
Viga V22=V25=V28	15	50	2	2	14	18	8	14.4	45.8	2.5
Viga V29	15	90	2	2	12	16	8	12.8	85.9	2.5
Viga V30	15	90	2	2	12	14	8	11.2	86	2.5
Viga V31	15	90	2	2	14	16	8	12.8	85.9	2.5

Fuente: Elaboración propia

3.5 Descripción de la disposición estructural

En las ilustraciones siguientes se puede observar la disposición de los elementos estructurales, así también se observa el modelado a ser utilizado en el análisis.

Bloque 3

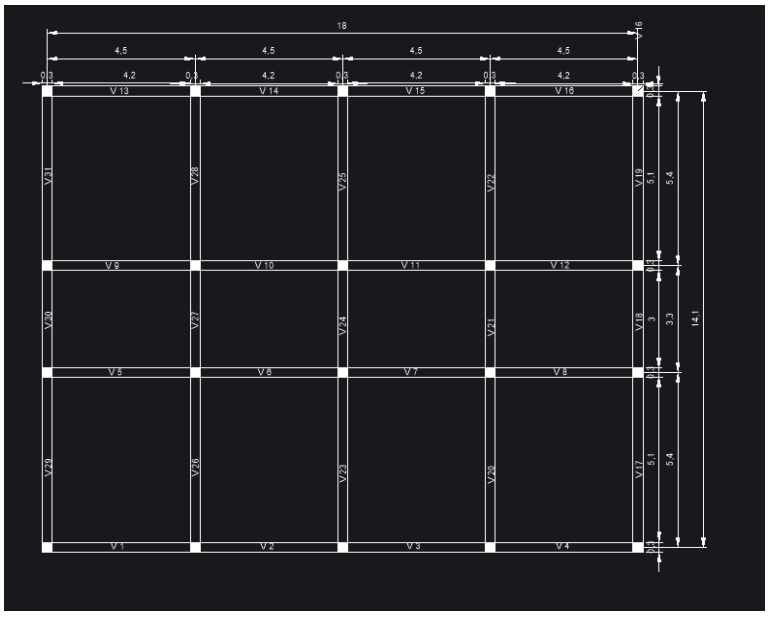

Ilustración 35 Disposición estructural de vigas y columnas para el bloque 3

Fuente: Elaboración propia

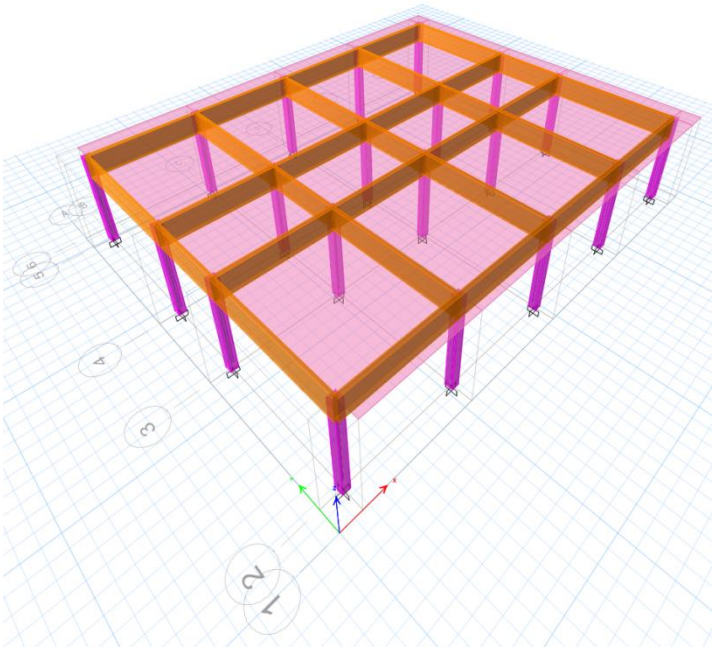

Ilustración 36 Modelo a utilizar para el análisis del bloque 3

Fuente: Elaboración propia

Bloque 4

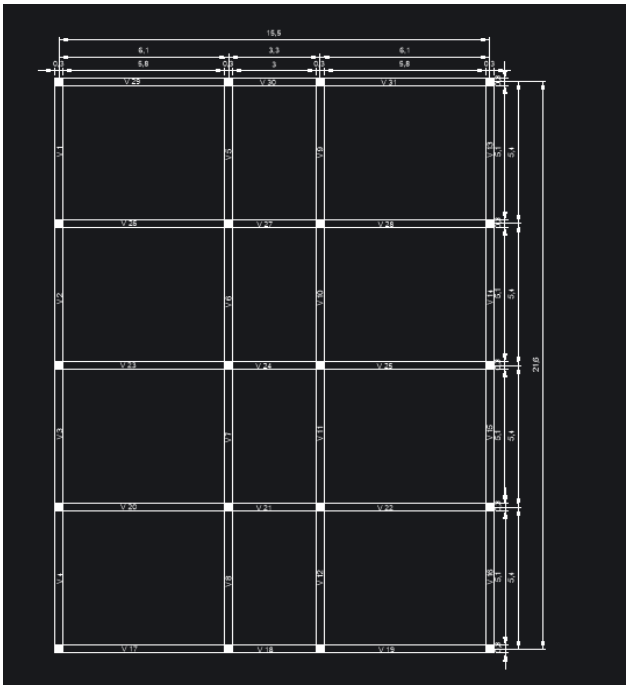

Ilustración 37 Disposición estructural de vigas y columnas para el bloque 4

Fuente: Elaboración propia

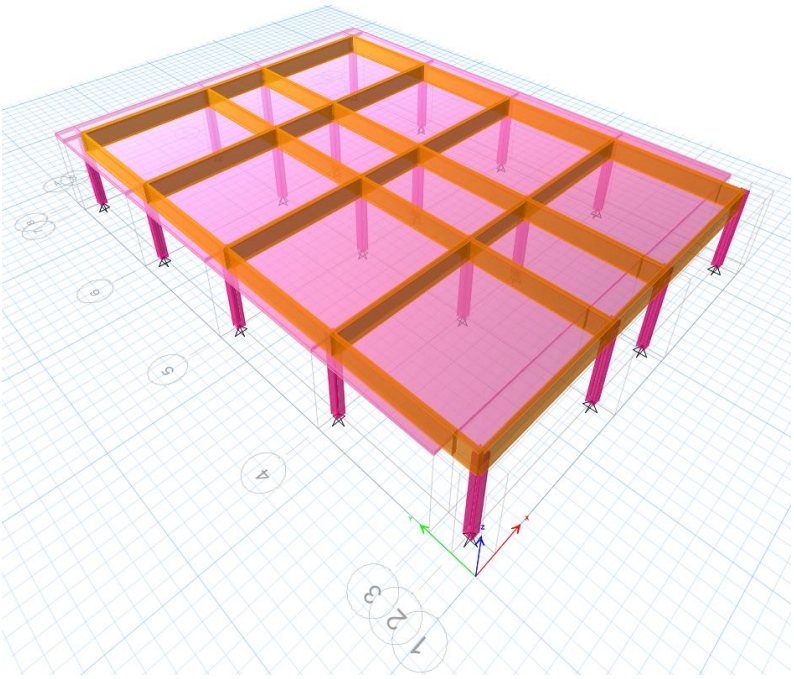

Ilustración 38 Modelo a utilizar para el análisis del bloque 4

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 4

4 Análisis Estructural

4.1 Análisis estático no lineal

Los procedimientos estáticos no lineales permiten estimar la respuesta inelástica de una edificación mediante un método matemático que incorpora la pérdida progresiva de rigidez, la fluencia, la degradación de resistencia y la capacidad de deformación de sus componentes estructurales. Entre los métodos más utilizados se encuentra el método del espectro de capacidad CSM (Capacity Spectrum Method), el cual utiliza la interacción de la curva de capacidad pushover y el espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo; y el método de los coeficientes de desplazamiento, el cual utiliza el análisis pushover y una versión modificada de la aproximación de desplazamiento igual para estimar el desplazamiento máximo.

El método de espectro de capacidad transforma la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control en un espectro de capacidad expresado en coordenadas de aceleración y desplazamiento espectral. La demanda se determina mediante comparación con un espectro de respuesta reducido, considerando el incremento del amortiguamiento equivalente asociado con la respuesta inelástica. Por su parte el método de los coeficientes estima directamente el desplazamiento máximo esperado de la estructura mediante factores que modifican la respuesta elástica de un sistema equivalente de un grado de libertad.

En la presente investigación se utilizó el análisis estático o lineal establecido en el (ASCE/SEI 41-13, 2014). Este procedimiento, conocido también como análisis pushover, consiste en someter el modelo estructural a un patrón de acciones laterales que aumenta progresivamente de manera monotónica, es decir en una sola dirección. A diferencia de los procedimientos lineales, el modelo incorpora relaciones fuerza- deformación no lineal para representar la fluencia y la evolución de las deformaciones inelásticas en vigas, columnas y demás componentes incluidos en el sistema estructural. En la siguiente ilustración se representa esquemáticamente la aplicación incremental de las cargas laterales, la deformación progresiva de la estructura y la obtención de la curva de capacidad mediante la relación entre cortante basal y el desplazamiento del nodo de control.

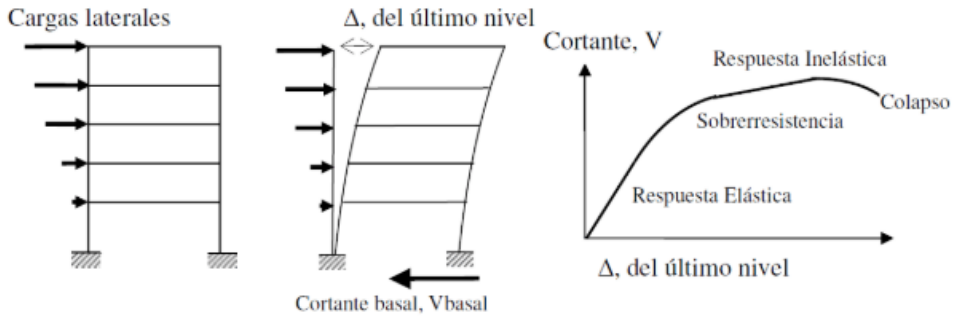

Ilustración 39 Secuencia del proceso de análisis pushover

Fuente: (Saavedra, 2018)

Antes de aplicar las acciones laterales se establece una condición inicial correspondiente a la carga gravitacional, estas cargas se mantienen constantes durante el desarrollo del análisis, de manera que su interacción con los desplazamientos laterales permitirá considerar los efectos P -delta. Debido al carácter no lineal del procedimiento, la respuesta producida por las cargas gravitacionales y laterales no pueden obtenerse mediante la superposición independiente de resultados, puesto que la rigidez y la resistencia movilizadas dependen del estado previo de carga y deformación alcanzado por la estructura.

De acuerdo con él (ASCE/SEI 41-13, 2014), las acciones laterales deben distribuirse en planta en proporción con la masa asignada a cada diafragma, mientras que su distribución vertical debe ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección analizada. Esta distribución busca representar razonablemente las fuerzas de inercia dominantes durante la respuesta sísmica. El procedimiento debe aplicarse en los sentidos positivo y negativo de cada dirección principal, considerando para la evaluación los efectos más desfavorables. Asimismo, debe verificarse la influencia de la torsión y de los modos superiores, debido a que el procedimiento estático no lineal convencional supone que la respuesta está gobernada principalmente por el primer modo de vibración.

La siguiente ilustración representa el patrón de carga lateral empleado, cuya distribución por niveles se determina en función del peso sísmico y de la amplitud del modo fundamental correspondiente a la dirección analizada.

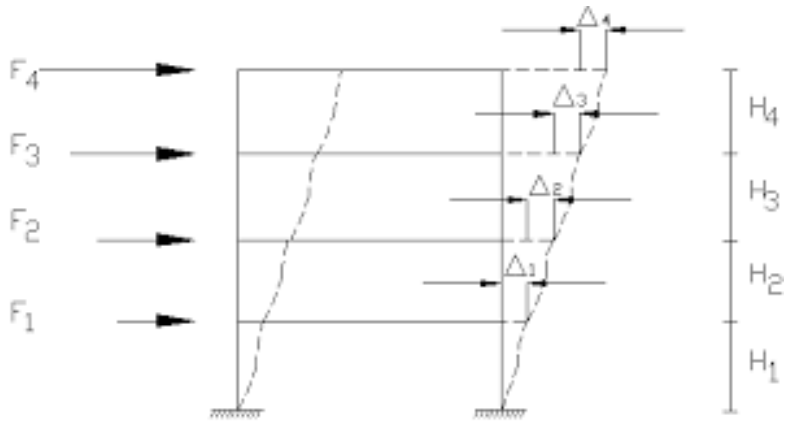

Ilustración 40 Patron de distribución de las cargas laterales

Fuente: (Saavedra, 2018)

El patrón de cargas laterales se deriva de un análisis estático lineal, conforme a las especificaciones de la norma vigente. Posteriormente estas cargas se incrementan de manera monótona hasta llevar a la estructura al punto de colapso. A partir del modelo de cálculo de la estructura y considerando las cargas gravitacionales, se aplican las cargas laterales de acuerdo con el producto entre la masa del sistema y la forma modal 1 (modo fundamental).

4.1.1 Cargas por gravedad de los componentes y combinaciones de carga

El análisis no lineal debe considerad la actuación simultanea de las cargas gravitacionales y las acciones laterales. Las primeras comprenden principalmente el peso propio de la estructura, las cargas permanentes y la facción de carga viva que razonablemente podría encontrarse presente durante un evento sísmico. Su inclusión es necesaria porque las fuerzas axiales modifican la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes estructurales. Debido al carácter no lineal del comportamiento estructural, los efectos de las cargas gravitacionales y laterales no pueden determinarse por separado y combinarse posteriormente mediante superposición. En consecuencia, las cargas gravitacionales deben aplicarse previamente al modelo y mantenerse constantes mientras se incrementan las acciones laterales. Este procedimiento permite representar la evolución de las deformaciones inelásticas y considerar los efectos P-Delta producidos por la actuación de las cargas verticales sobre la configuración deformada de la estructura.

La determinación de la carga gravitacional presenta cierto grado de incertidumbre, principalmente porque la carga viva puede variar durante la vida útil de la edificación y su magnitud al momento de un sismo no se conoce con exactitud. Para abordar esta condición pueden analizarse valores límite que representen un intervalo probable de cargas o emplearse un valor representativo de la condición más probable. El primer enfoque resulta conveniente cuando la carga viva constituye una proporción significativa de la carga total y sus variaciones pueden influir en la respuesta estructural; en los demás casos, puede adoptarse una condición gravitacional probable, sustentada en el uso y las características de ocupación de la edificación.

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece que las cargas gravitacionales deben permanecer presentes durante los procedimientos no lineales, de manera que las demandas obtenidas incorporen su interacción con las acciones sísmicas. Estas condiciones resultan importantes en elementos sometidos a cargas axiales significativas, como las columnas, debido a que su capacidad de deformación y el desarrollo de su mecanismo inelástico dependen del nivel de fuerza axial existente.

De manera completaría la (NEC-SE-RE, 2014) establece que, para la evaluación y rehabilitación de edificaciones existentes, las acciones gravitacionales y sísmicas deben combinarse de manera diferente a la utilizada en el diseño de estructuras nuevas. Dentro del método de esfuerzos admisibles adoptado por esta normativa, debe evaluarse más de una condición de carga y seleccionarse aquella que produzca el efecto más desfavorable sobre la estructura o sus componentes. Para el presente estudio el peso empleado para el cálculo de cada una de las cargas se las obtiene de la normativa ecuatoriana vigente (NEC-SE-RE, 2014) las cuales se detallan a continuación.

Ecuación 1 Cargas y combinaciones de cargas para efectos de rehabilitación

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

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

Fuente: (NEC-SE-RE, 2014)

Donde:

D: Carga muerta total de la estructura

E: Efecto de las fuerzas sísmicas

L: Sobrecarga (carga viva)

- **Carga muerta**

Para el presente estudio, se realizó el cálculo de las cargas muertas acorde a la Tabla 13.

Tabla 13 Carga muerta

Carga Muerta		
Material	**PU**	
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.2	KN/m^2
Cielo rasos y Cubiertas yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0.2	
Paredes	1	
Instalaciones	0.5	
Carga muerta	2.12	
Carga muerta	216.1764	kgf/m^2

Fuente: Elaboración propia

Tomando los valores de la tabla anterior se obtiene una carga muerta de 2.12 KN/m^2.

- **Carga viva**

Se determina la carga viva utilizando la Tabla 14 y la Tabla 15, en las cuales se puede observar los valores de cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos:

Tabla 14 Carga viva del bloque 3

Carga Viva Bloque 3				
Material	PU			
Sala de pacientes	2	KN/m^2	203.94	kgf/m^2
Sistema de pisos para circulcion para oficinas	2.4		244.728	

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (NEC-SE-RE, 2014)

Tabla 15 Carga viva del bloque 4

Carga Viva Bloque 4				
Material	PU			
Sala de pacientes	2	KN/m^2	203.94	kgf/m^2
Sistema de pisos para circulcion para oficinas	2.4		244.728	
Sala de quirófanos, laboratorios	2.9		295.713	

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (NEC-SE-RE, 2014)

- **Carga de gravedad**

Acorde a las recomendaciones establecidas en (ASCE/SEI 41-13, 2014), para procedimientos no lineales, las siguientes acciones causadas por las cargas de gravedad deberán considerarse para su combinación con las acciones causadas por las fuerzas sísmicas el cual da un valor de 7.172 KN/m^2 .

Tabla 16 Carga de gravedad

Qd	7.172	KN/m^2
	731.3288	kgf/m^2

Fuente: Elaboración propia

- **Carga lateral**

El análisis estático no lineal, las cargas laterales representan de forma simplificada las fuerzas de inercia que se generan en una edificación durante un movimiento sísmico. Estas acciones aplican mediante un patrón previamente definido, cuya intensidad aumente progresiva y monoatómicamente hasta alcanzar el desplazamiento establecido para la evaluación. Por lo general las fuerzas se concentran en los niveles de entrepiso y se transmiten al sistema estructural mediante los diafragmas.

La distribución vertical del patrón de carga debe representar razonablemente las fuerzas de inercia que se desarrollan durante la respuesta sísmica. Para este propósito se puede emplear distribuciones basadas en la forma modal fundamental, en las fuerzas símicas equivalentes o en la masa correspondiente a cada nivel. La selección depende de las características dinámicas, la regularidad y la distribución de masas de la estructura.

En la presente investigación, las acciones laterales se introducen mediante una aceleración uniforme aplicada en cada una de las direcciones. A partir de esta aceleración el programa ETABS genera automáticamente un patrón de fuerza de inercia proporcional a la masa tributaria de cada nodo. Por consiguiente, aunque la aceleración aplicada es constante, la magnitud de las fuerzas laterales varía de acuerdo con la distribución de masas de la edificación.

Para evaluar la respuesta de la estructura en ambas direcciones, se definen los casos PUSHOVER-X y PUSHOVER-Y, correspondientes a las aceleraciones aplicadas en los ejes globales X e Y, respectivamente. En cada caso, la intensidad del patrón lateral se incrementa de manera monotónica a partir del estado gravitacional previamente establecido, considerando además los efectos P-Delta. La aplicación progresiva de estas acciones permite desarrollar la respuesta estructural dentro del intervalo de desplazamientos requerido para la evaluación.

La definición adecuada del patrón de cargas es fundamental, debido a que su distribución influye en las demandas obtenidas en los diferentes niveles y componentes estructurales. En el presente estudio el patrón proporcional a la masa constituye una aproximación estática de las fuerzas de inercia generadas durante un movimiento sísmico. Por tratarse de una distribución predeterminada e invariable, puede presentar limitaciones para representar la influencia de los modos superiores, los efectos torsionales y la redistribución de fuerzas ocasionada por los cambios de rigidez de la estructura. En consecuencia, los resultados del análisis pushover deben interpretarse considerando estas limitaciones.

- **Monitoreo del nodo de control**

Durante el análisis estático no lineal es necesario monitorear el desplazamiento de un nodo de control, debido a que este parámetro permite dirigir el incremento progresivo de las acciones laterales y evaluar la respuesta global de la estructura. De acuerdo con él (ASCE/SEI 41-13, 2014), este nodo se localiza generalmente en el centro de masa del diafragma del nivel superior, por considerarse un punto representativo del desplazamiento lateral de la edificación.

En el presente análisis, el modelo analítico se seleccionó como nodo de control el nodo3 correspondiente a la losa de cubierta. Para el caso PUSHOVER-X se monitoreó el desplazamiento traslacional U1, mientras que para PUSHOVER-Y se controló el desplazamiento U2. En ambos casos se utilizó un procedimiento controlado por desplazamiento, mediante el cual ETABS ajustó progresivamente la magnitud del patrón lateral hasta intentar alcanzar un desplazamiento máximo.

4.1.2 Capacidad de deformación de los elementos (rotulas plásticas)

El análisis no lineal debe representar la relación entre las fuerzas internas y las deformaciones desarrolladas por los componentes estructurales. Esta relación permite identificas las distintas etapas de respuesta del elemento, desde su comportamiento elástico inicial hasta la fluencia, el desarrollo de deformación inelástica y la eventual degradación de su resistencia. Por consiguiente, el modelo analítico debe incorporar parámetros que permitan estimar tanto la capacidad resistente como los límites de deformación relacionados con la conservación de la resistencia sísmica y el soporte de las cargas gravitacionales.

De acuerdo con el (ASCE/SEI 41-13, 2014) antes de establecer los criterios de aceptación es necesario clasificar los componentes estructurales como primarios o secundarios. Los componentes primarios son aquellos cuya resistencia y capacidad de deformación resultan necesaria para transferir las acciones sísmicas y alcanzar el nivel de desempeño seleccionado. Mientras que los componentes secundarios deben ser capaces de acompañar la deformación lateral de la estructura, aunque su resistencia no sea considerada indispensable para conformar el sistema principal resistente a fuerzas sísmicas. No obstante, independiente de su clasificación, todos los componentes deben conservar la capacidad necesaria para sostener las cargas gravitacionales durante la respuesta estructural.

Además de clasificar los componentes, cada una de sus acciones internas debe identificarse como controlada por deformación o controlada por fuerza. Las acciones controladas por deformación corresponden a mecanismos capaces de desarrollar deformaciones inelásticas significativas antes de experimentar una reducción considerable de resistencia. Por el contrario, las acciones controladas por fuerza presentan una capacidad limitada de deformación inelástica y pueden originar mecanismos de falla frágil. Esta definición determina el procedimiento de evaluación: las acciones dúctiles se verifican comparando la demanda inelástica con la capacidad de deformación, mientras que las acciones no dúctiles se comprueban mediante la relación entre la fuerza solicitante y la resistencia disponible (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Para efectuar esta clasificación, el (ASCE/SEI 41-13, 2014) establece tres tipos de relación fuerza – deformación como se observan en la siguiente ilustración.

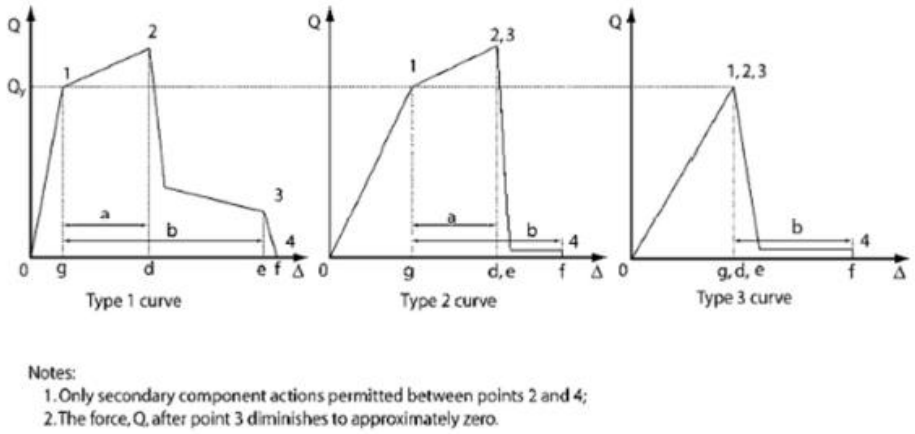

Ilustración 41 Tipos de curva fuerza- deformación para la clasificación de las acciones de los componentes estructurales

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

La curva tipo 1 representa un comportamiento dúctil, caracterizado por un intervalo elástico seguido de una respuesta inelástica y de una zona de resistencia residual antes de la pérdida de capacidad para soportar las acciones sísmicas y gravitacionales. Para los componentes primarios, una acción con este comportamiento se clasifica como controlado por deformación cuando se cumple la condición $d \geq 2g$, de lo contrario se considera controlada por

fuerza. En los componentes secundarios las acciones que presentan una curva tipo 1 pueden clasificarse como controladas por deformación con independencia de la relación d/g (ASCE/SEI 41-13, 2014).

La curva tipo 2 también representa el comportamiento con capacidad inelástica; sin embargo, presenta una reducción considerable de resistencia después de alcanzar su capacidad máxima. Para los componentes primarios, la acción se clasifica como controlada por deformación cuando se cumple e/2g, mientras que para los componentes secundarios debe referirse f ≥ 2g. Cuando estas condiciones no se satisfacen, las acciones correspondientes se consideran controladas por fuerza.

Por su parte la curva tipo 3 corresponde a un comportamiento frágil o con una capacidad limitada de deformación inelástica. En este caso la perdida de resistencia se produce poco después de alcanzarla capacidad máxima. Las acciones de los componentes primarios que presentan este comportamiento se clasifican como controladas por fuerza. Para los componentes secundarios, las acciones únicamente pueden considerarse controladas por deformación cuando se cumple f ≥ 2g; en caso contrario, también debe tratarse como controlada por fuerza. Los parámetros d, e, f y g representan los valores de deformación identificados.

Una vez establecida la clasificación de las acciones, la respuesta no lineal de los componentes de hormigón armado se representa mediante las relaciones generalizadas fuerza-deformación las cuales se pueden observar en la siguiente ilustración. Estas relaciones permiten definir los parámetros de modelación y los límites de aceptación asociados con los diferentes niveles de desempeño estructural.

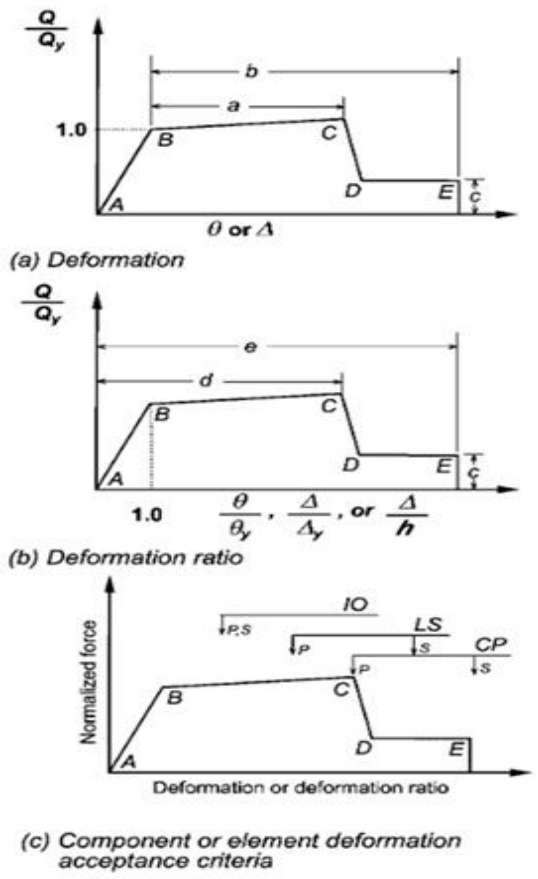

Ilustración 42 Relaciones generalizadas fuerza-deformación y criterios de aceptación para componentes de hormigón.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

En la ilustración anterior se observa que el tramo A- B representa la respuesta elástica del componente hasta alcanzar la fluencia efectiva en el punto B. A partir de este punto se inicia el comportamiento inelástico, representado por el segmento B-C, cuya pendiente es menor que la rigidez elástica inicial y permite considerar el endurecimiento posterior a la fluencia. Posteriormente, el tramo C-D reproduce la pérdida de capacidad resistente y el segmento D-E corresponde a una etapa de resistencia residual. Una vez superado el punto E, se considera que el componente ha perdido prácticamente su capacidad para resistir las acciones sísmicas.

Las secciones (a) y (b) de la Ilustración 42 presentan dos formas de expresar la respuesta del componente. La primera utiliza valores de deformación, como desplazamientos o rotaciones, mientras que la segunda emplea relaciones normalizadas respecto de la deformación de fluencia. Los parámetros A, B, C, D y E definen la capacidad de deformación

y las características de los distintos tramos d la curva. Estos valores no son constantes para todos los elementos, debido a que dependen del tipo de componentes, las dimensiones de la sección, las propiedades de los materiales, la disposición del refuerzo, el nivel de carga axial y el mecanismo de respuesta considerado.

La sección (c) de la Ilustración 42 muestra los límites correspondientes a los niveles de desempeño de: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP). Las letras P y S identifican los criterios aplicables a los componentes primarios y secundarios, respectivamente. Estos límites no constituyen puntos adicionales de la curva A-B-C-D-E, sino criterios de aceptación utilizados para determinar el estado alcanzado por cada componente. En consecuencia, las deformaciones o rotaciones obtenidas mediante el análisis deben compararse con el límite correspondiente al nivel de desempeño evaluado.

En el modelo estructural desarrollado en ETABS, el comportamiento inelástico de las vigas y columnas se representa mediante rotulas plásticas concentradas. Estas rótulas constituyen idealizaciones numéricas de las regiones en las que pueden concentrarse las rotaciones inelásticas; por lo tanto, no deben interpretarse como articulaciones físicas que eliminan completamente la rigidez del elemento.

En las vigas se emplearon rotulas de flexión asociadas al momento. Sus parámetros de modelación y criterios de aceptación se establecen con base en la Tabla 17 referente a la Tabla 10-7 del (ASCE/SEI 41-13, 2014). La respuesta a flexión se considera controlada por deformación cuando se satisfacen las condiciones normativas aplicables, mientras que la respuesta frente al cortante se verifica como una acción controlada por fuerza. Esta diferenciación permite evaluar la capacidad de rotación inelástica de las vigas y comprobar que su comportamiento no se encuentre condicionado por un mecanismo frágil de cortante.

Tabla 17 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para vigas de hormigón reforzado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$[d]						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Para las columnas se utilizan rotulas de interacción P- M2- M3, debido a su capacidad depende de las acciones simultaneas de la carga axial y de los momentos flectores alrededor de los dos ejes principales. Los parámetros de modelación y los criterios de aceptación se establecen con base a la Tabla 18 referente a la tabla 10-8 del (ASCE/SEI 41-13, 2014). Por consiguiente, la resistencia y la capacidad de deformación de las columnas varían en función de la combinación actuante de carga axial y flexión biaxial. En su evaluación también se consideran el nivel de carga axial, la disposición del refuerzo transversal y la demanda de cortante, debido a que estas variables influyen directamente en su capacidad de deformación.

Tabla 18 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para columnas de hormigón reforzado

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c'}}$ [d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f_c' is in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]Where $P > 0.7A_g f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

La incorporación de las rotulas plásticas permite identificar la secuencia de formación de los mecanismos inelásticos, localizar los elementos críticos y estimar el nivel de daño alcanzado por la estructura. La respuesta se considera aceptable cuando las deformaciones y rotaciones permanecen dentro de los límites establecidos para el nivel de desempeño seleccionado, sin que se desarrollen mecanismos frágiles, perdida de estabilidad o incapacidad para sostener las cargas gravitacionales.

Rotulas plásticas en vigas

- **Rotulas plásticas en vigas del bloque 3**

A continuación, se presenta cada una de las rotulas plástica introducidas en las vigas pertenecientes al bloque 3:

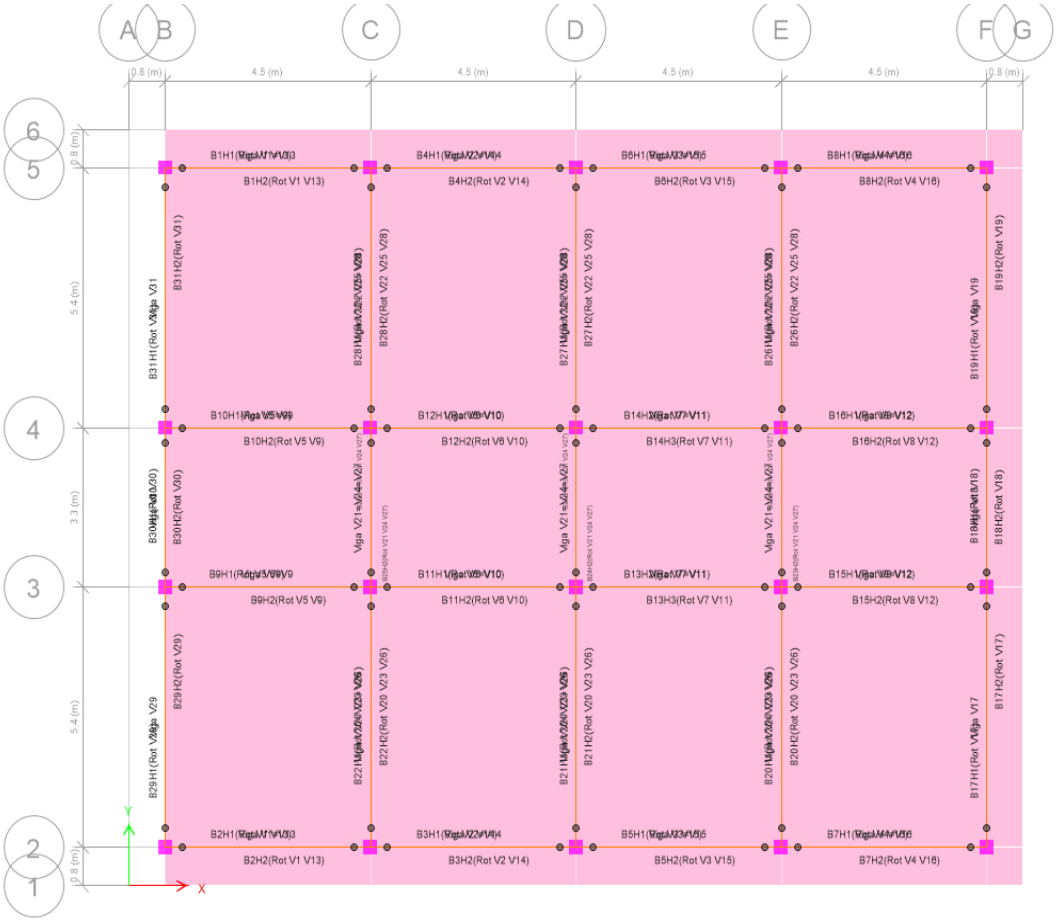

Ilustración 43 Rotulas plásticas en vigas del bloque 3

Fuente: Elaboración propia

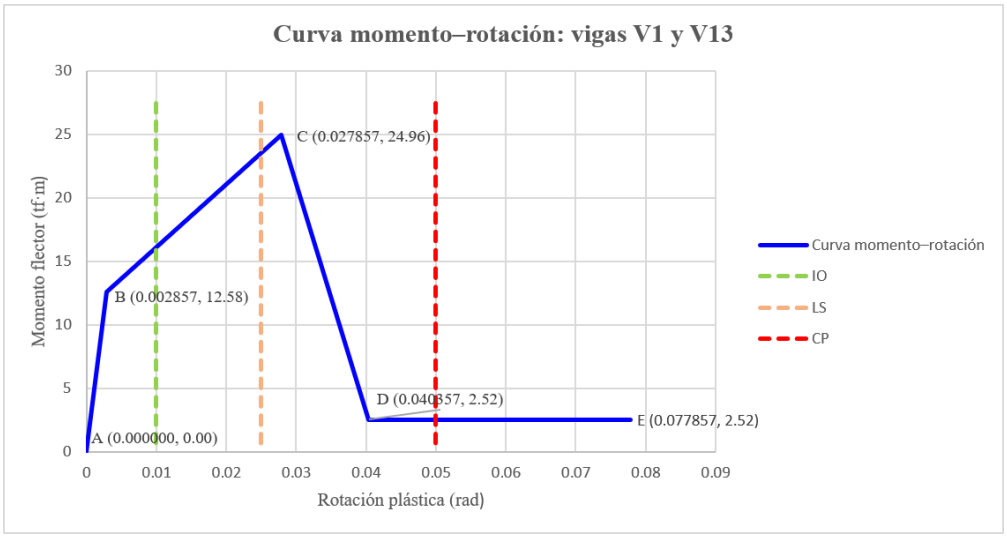

Ilustración 44 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V1 y V13

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

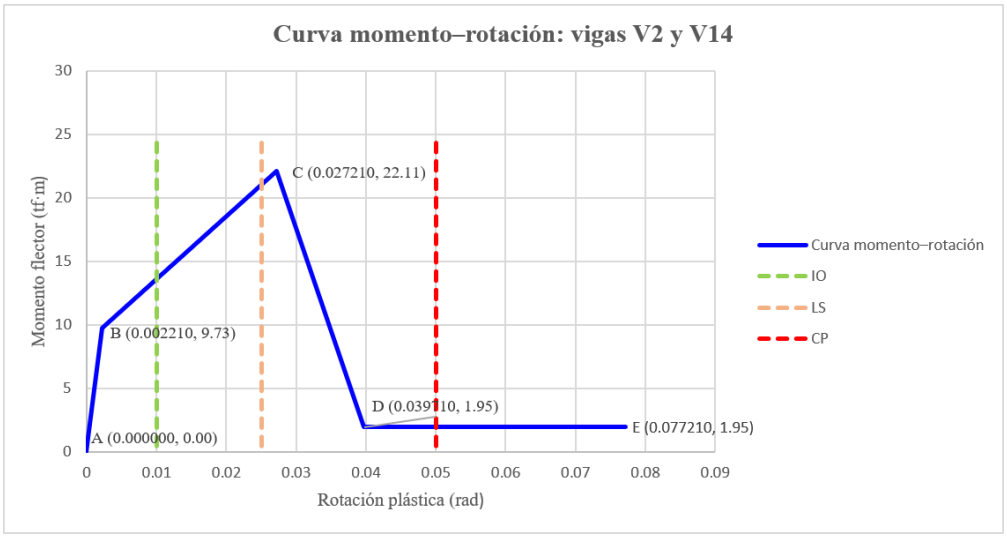

Ilustración 45 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V2 y V14

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

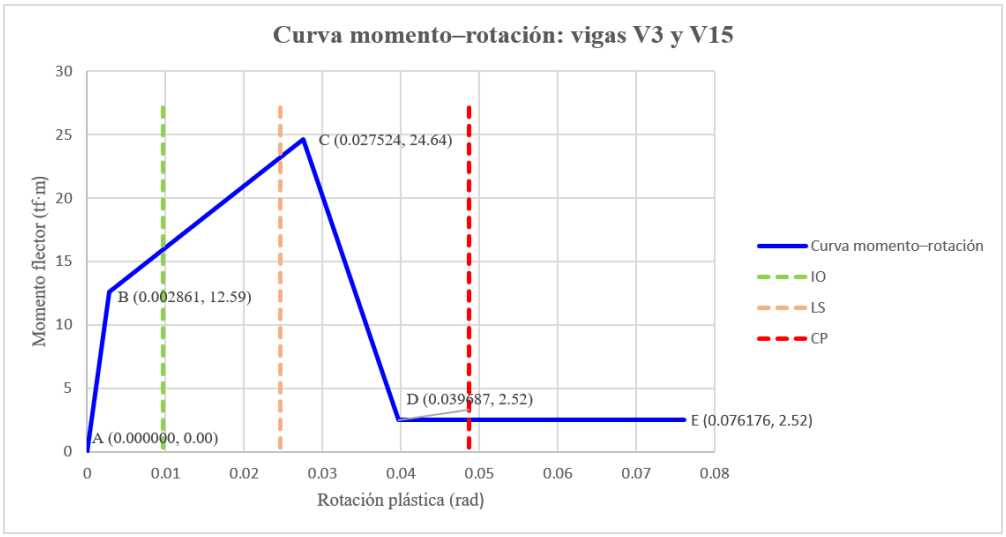

Ilustración 46 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V3 y V15

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

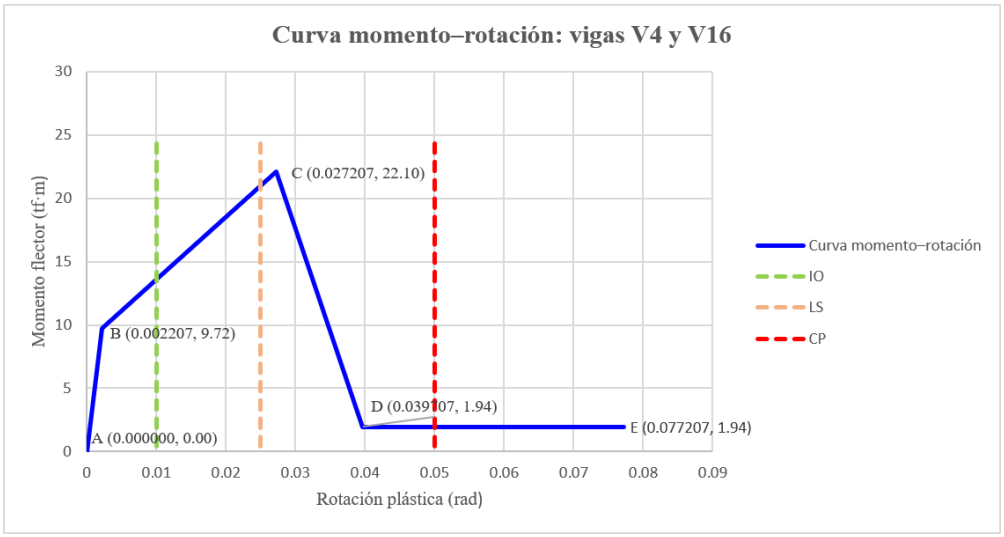

Ilustración 47 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V4 y V16

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

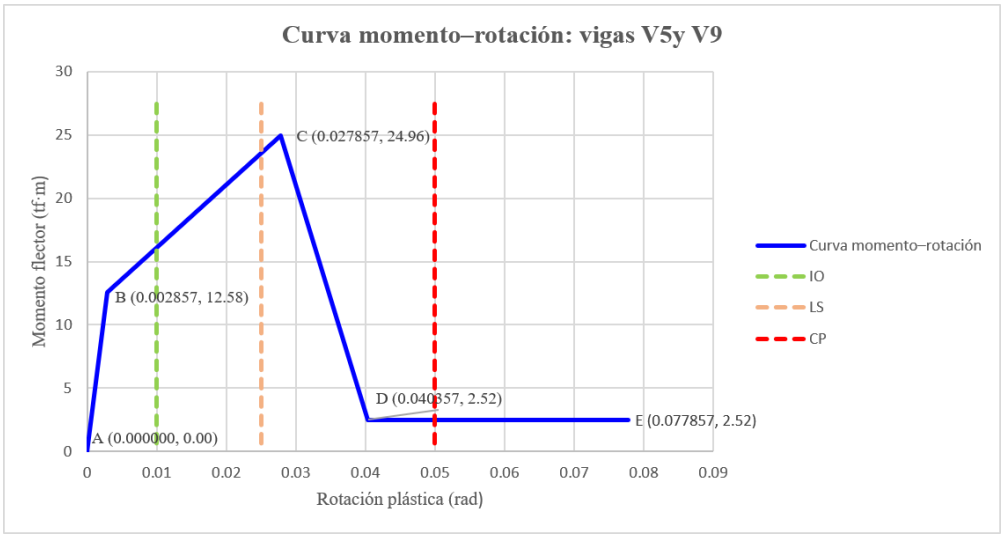

Ilustración 48 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V5 y V9

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

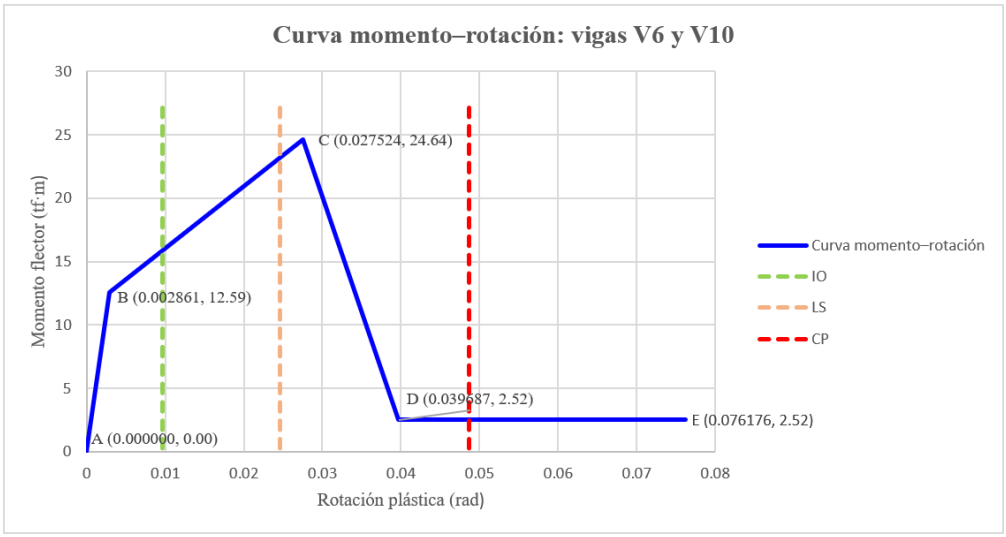

Ilustración 49 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V6 y V10

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

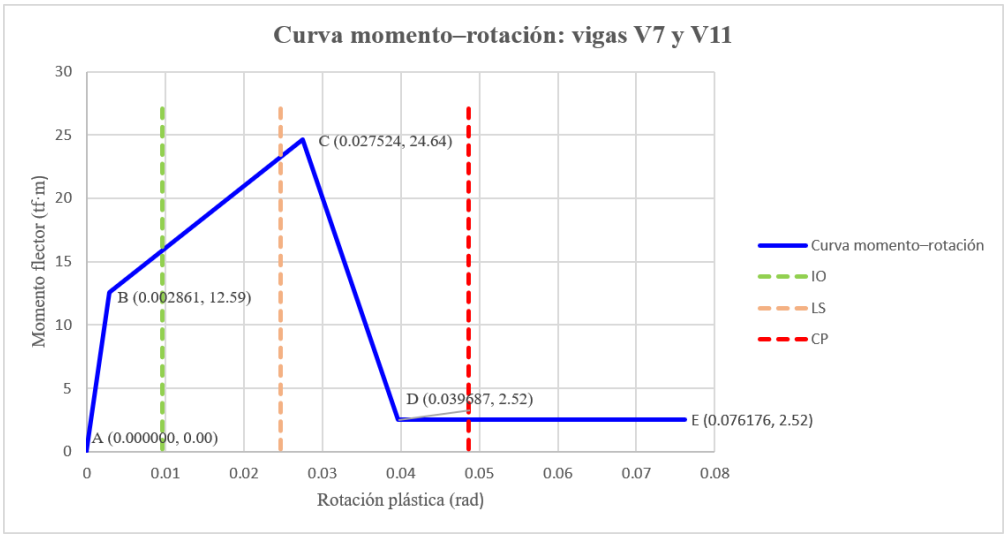

Ilustración 50 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V7 y V11

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

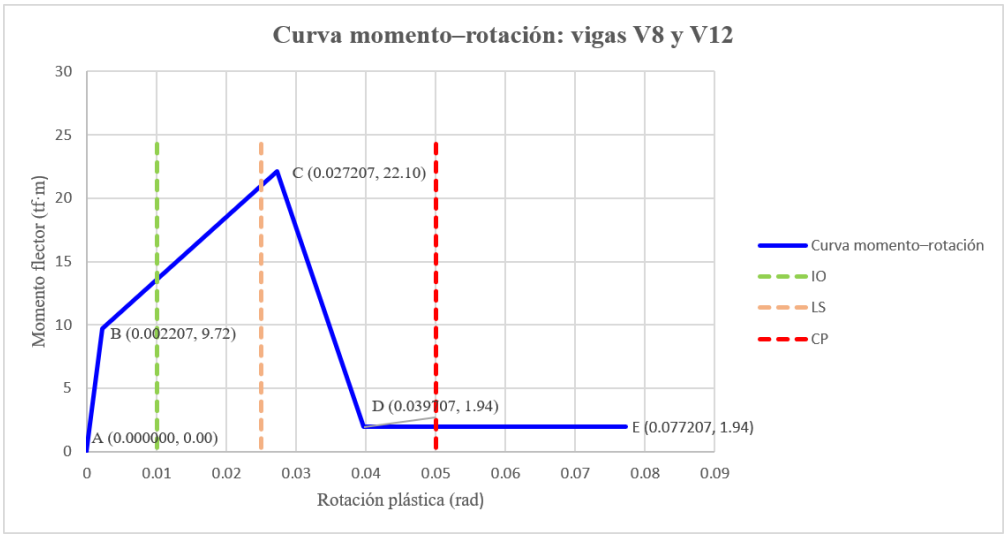

Ilustración 51 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V8 y V12

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

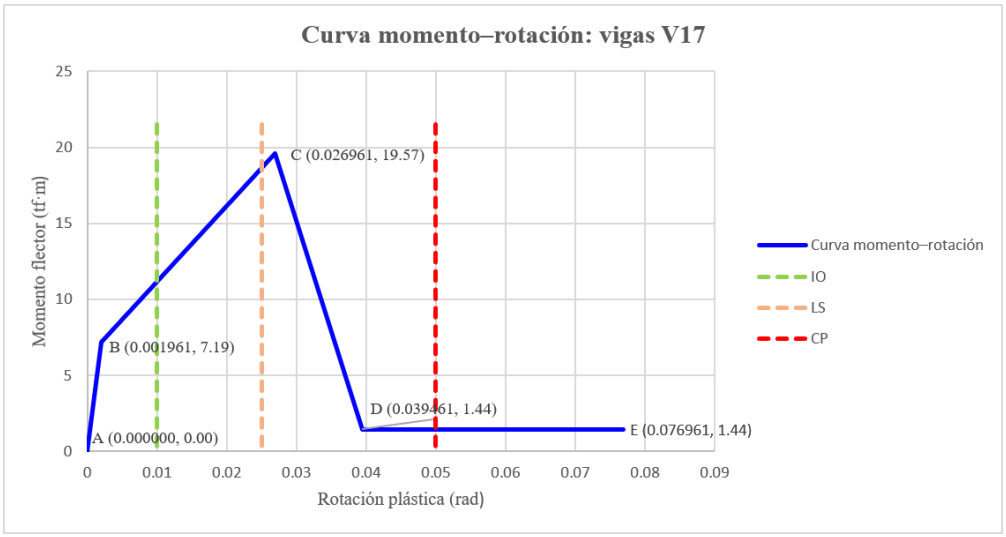

Ilustración 52 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V17

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

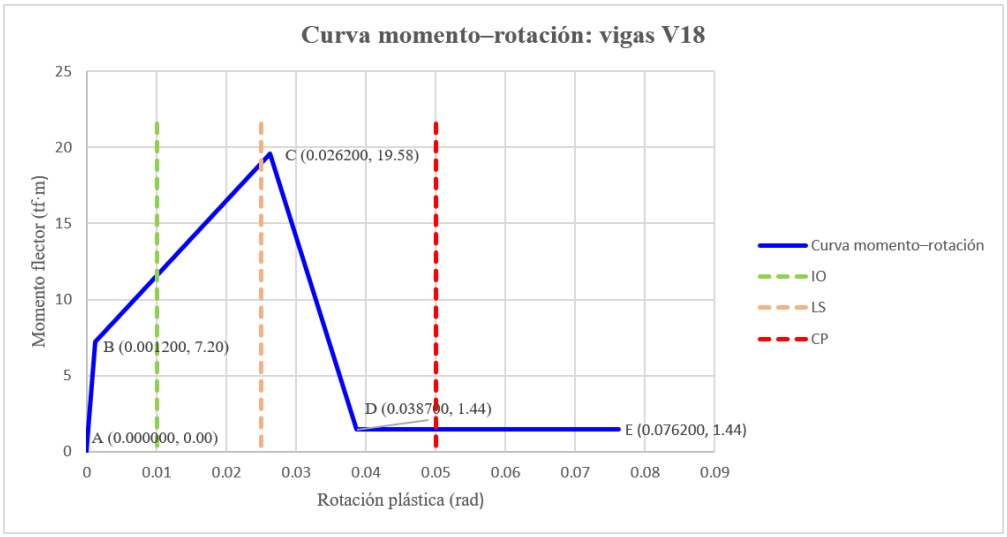

Ilustración 53 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V18

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

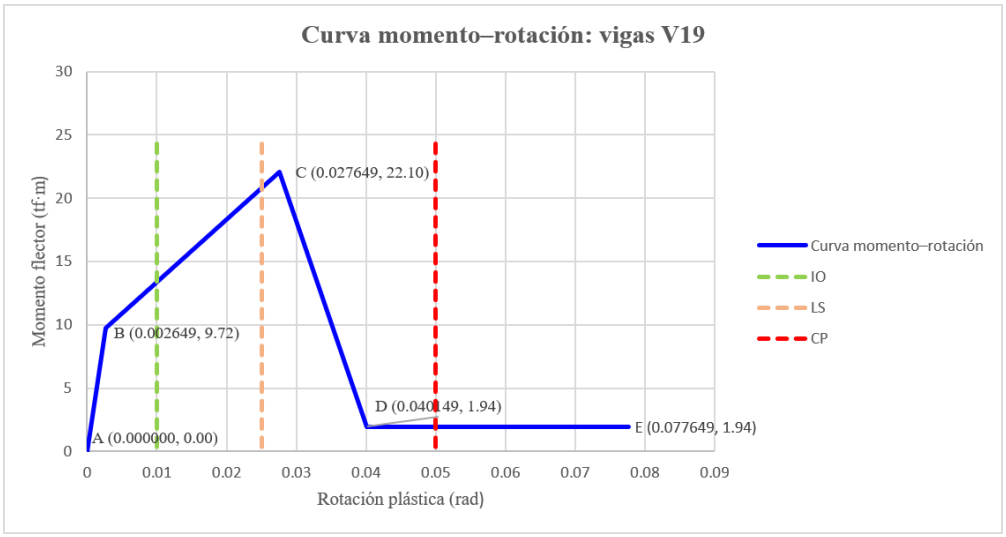

Ilustración 54 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V19

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

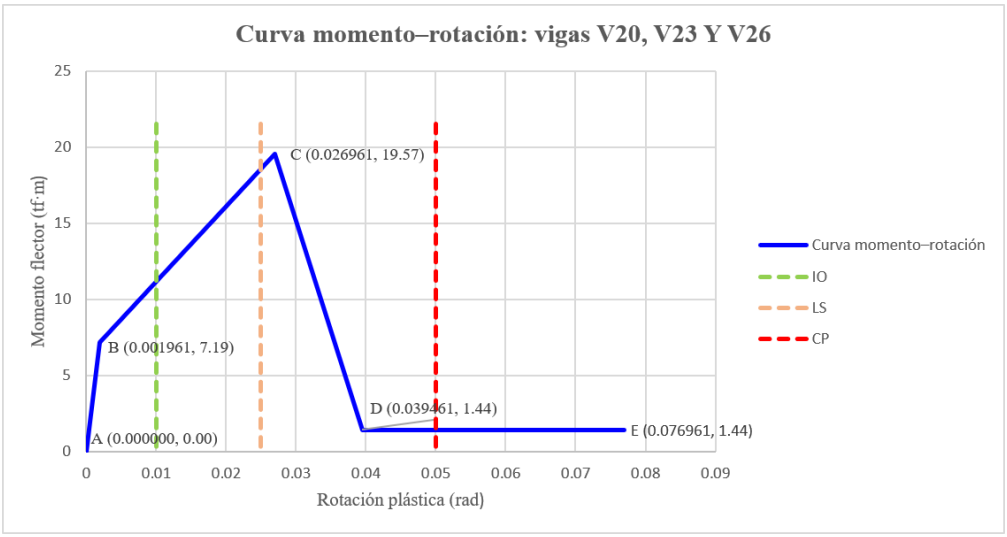

Ilustración 55 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V20, V23 Y V26

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

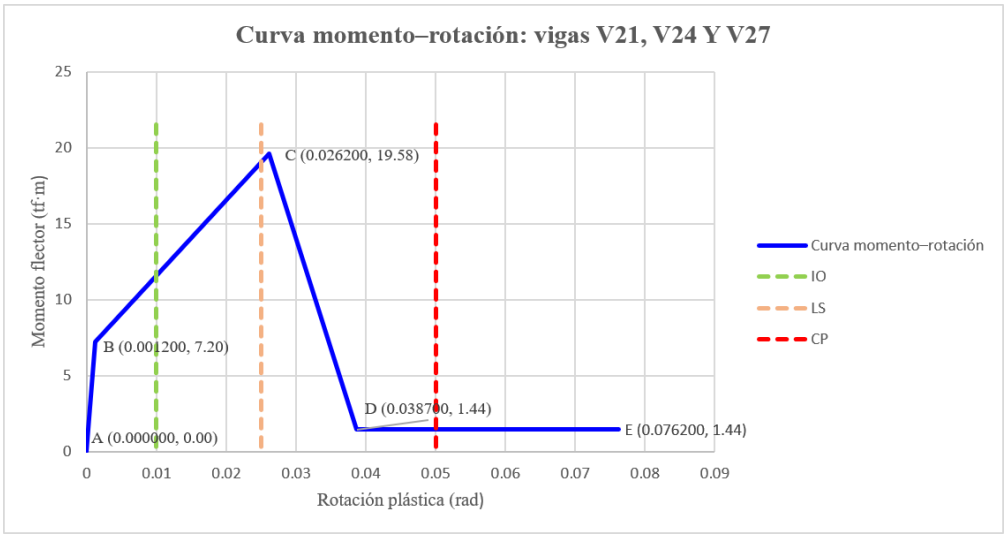

Ilustración 56 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V21, V24 Y V27

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

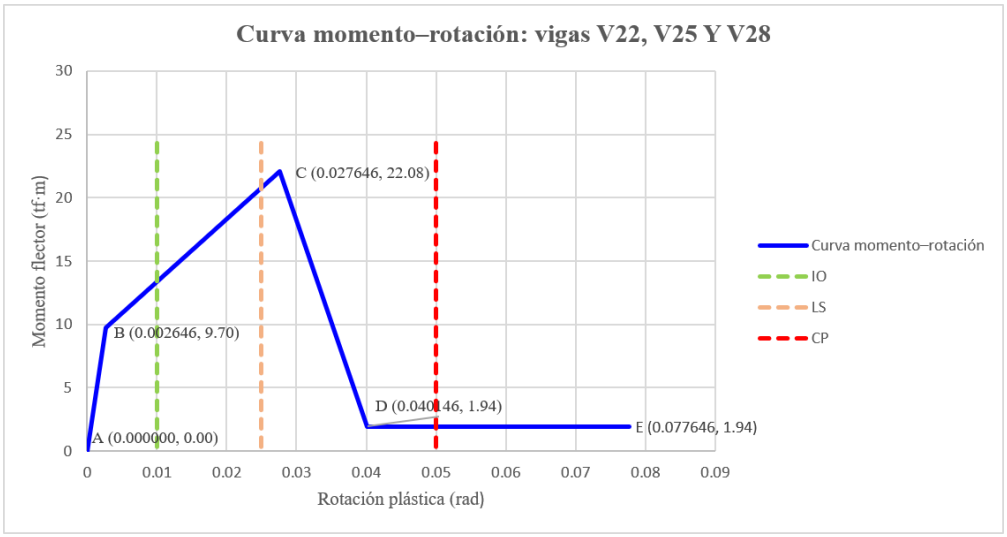

Ilustración 57 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V22, V25 Y V28

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

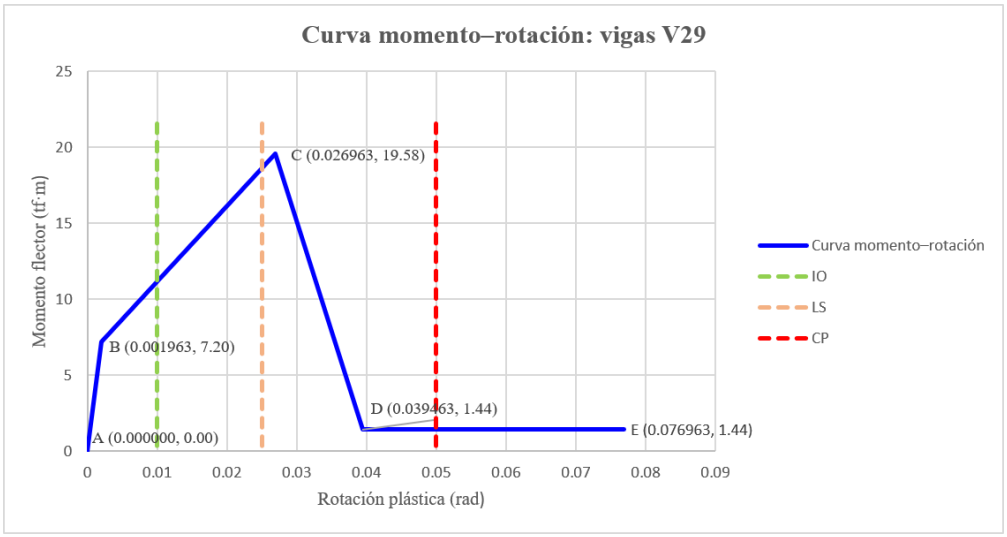

Ilustración 58 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 29

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

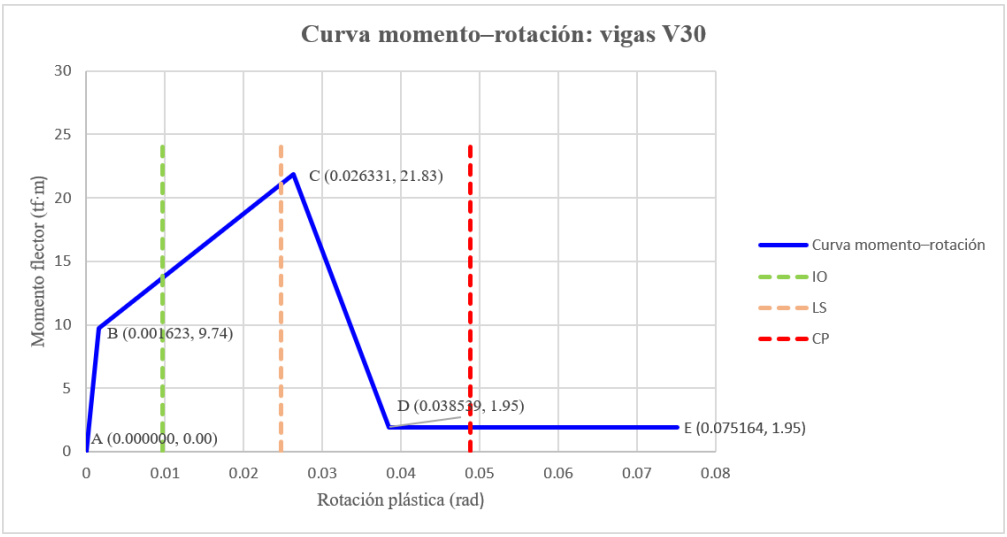

Ilustración 59 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 30

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

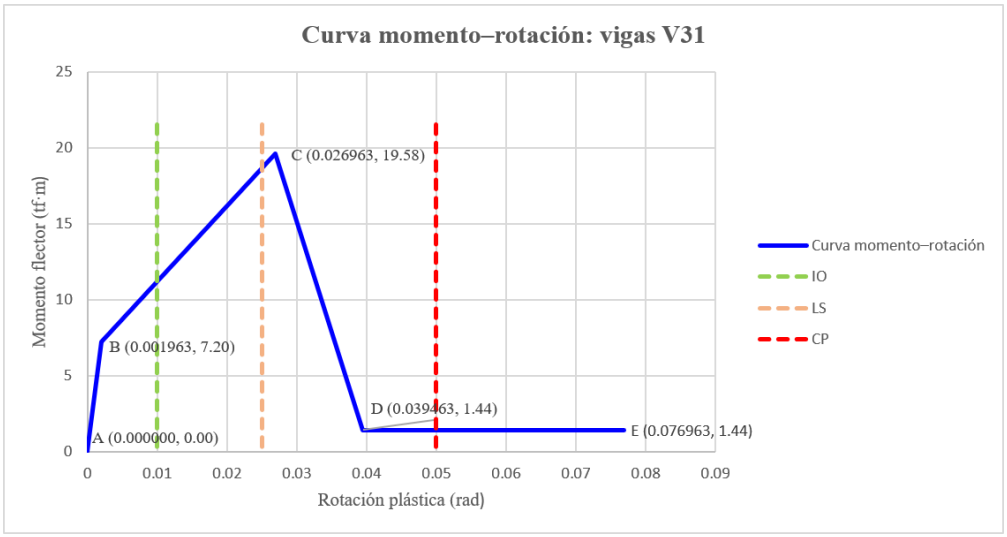

Ilustración 60 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 31

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

- **Rotulas plásticas en vigas del bloque 4**

A continuación, se presenta cada una de las rotulas plástica introducidas en las vigas pertenecientes al bloque 4:

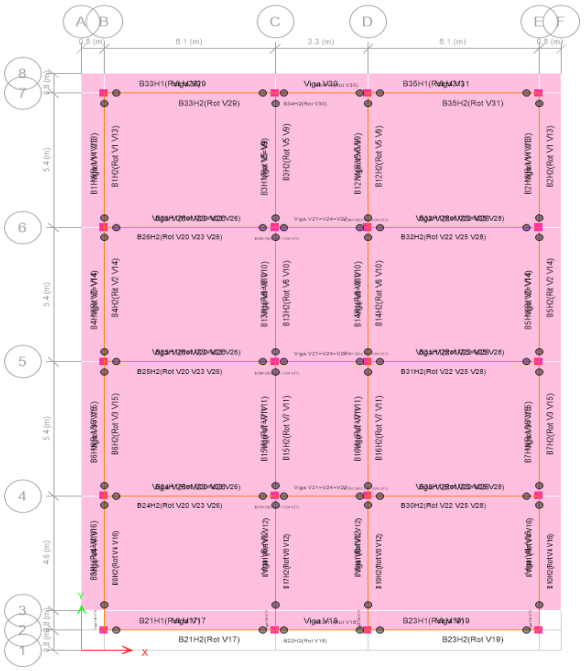

Ilustración 61 Rotulas plásticas en vigas del bloque 4

Fuente: Elaboración propia

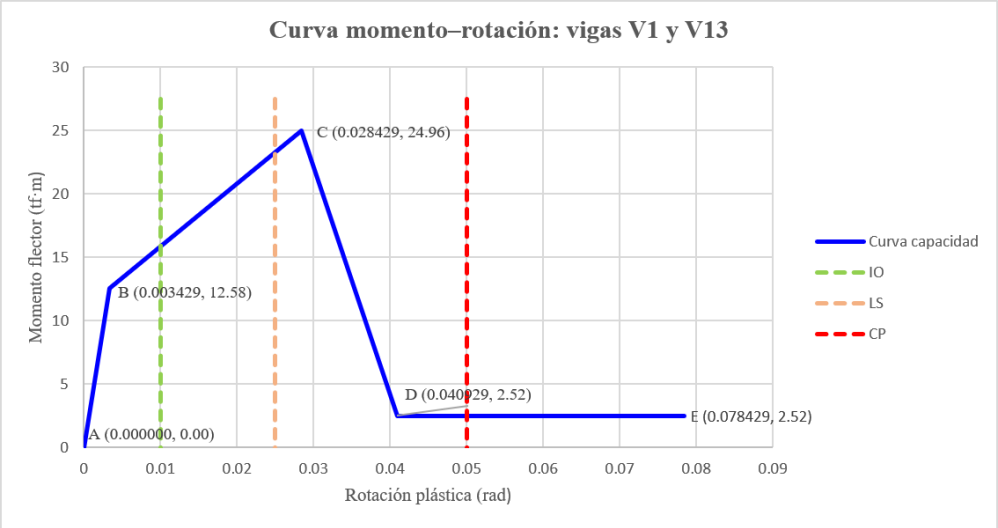

Ilustración 62 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V1 y V13

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

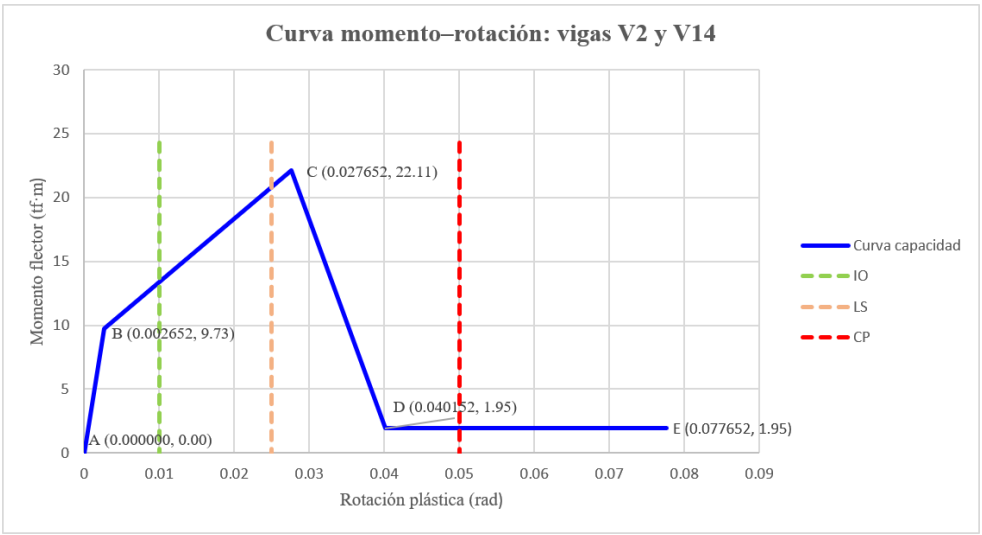

Ilustración 63 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V2 y V14

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

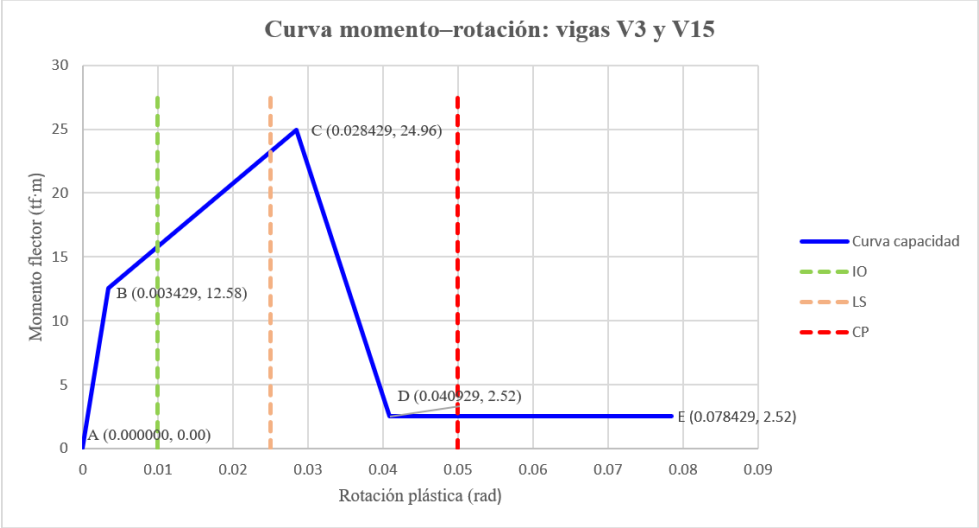

Ilustración 64 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V3 y V15

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

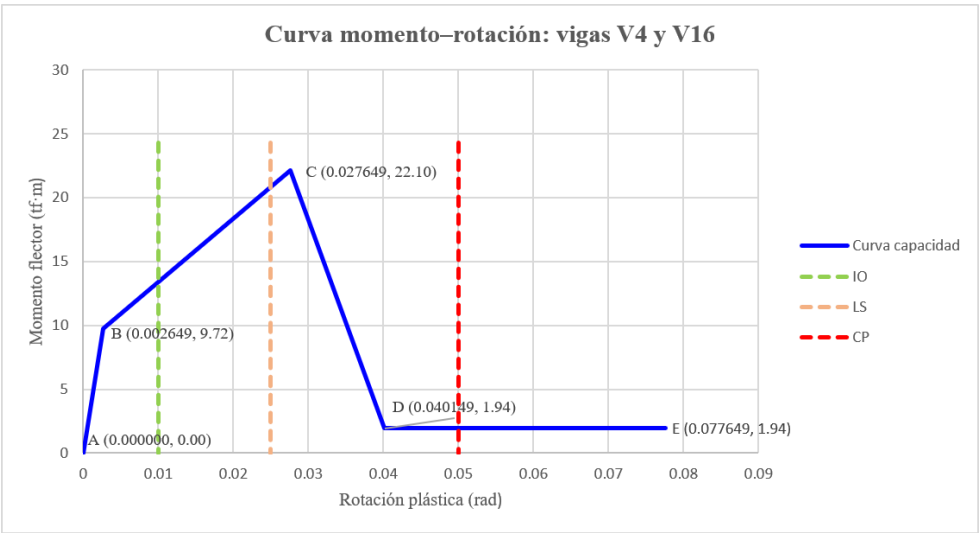

Ilustración 65 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V4 y V16

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

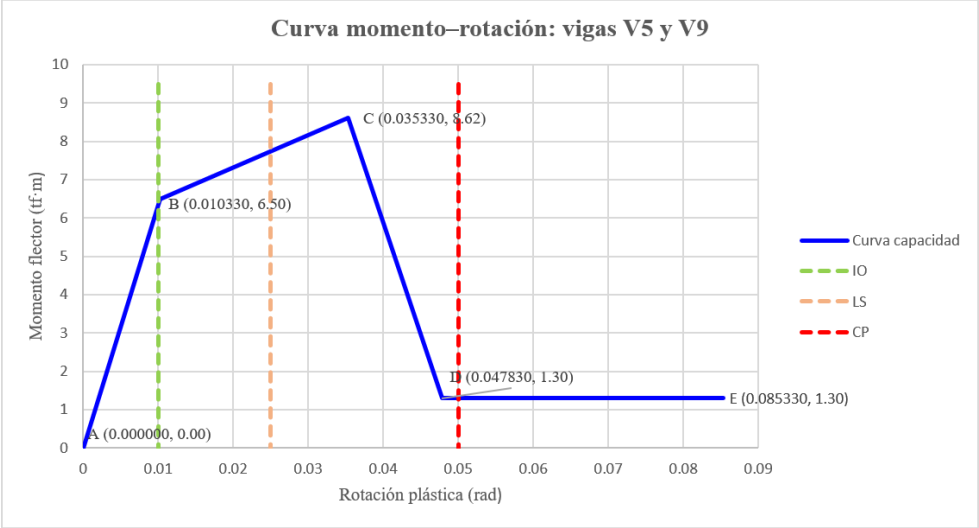

Ilustración 66 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V5 y V9

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

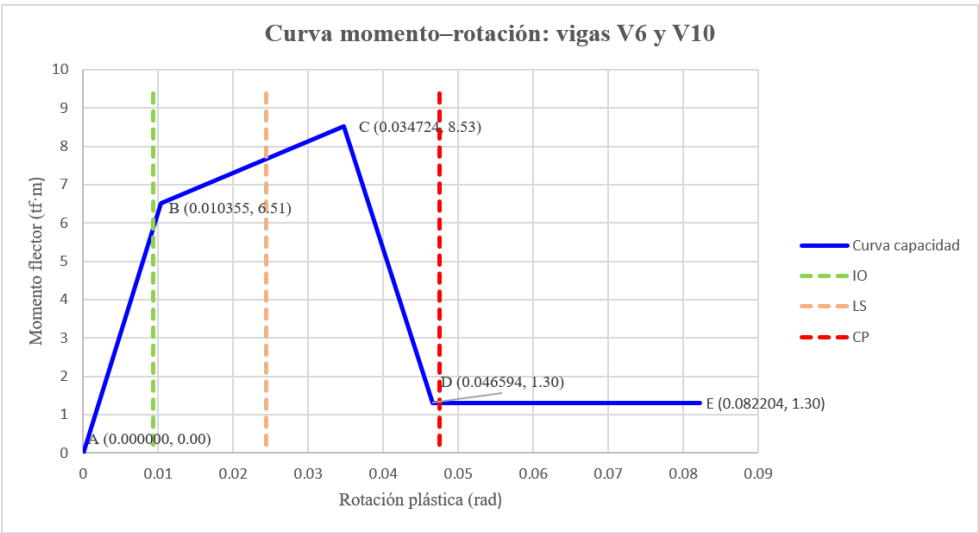

Ilustración 67 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V6 y V10

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

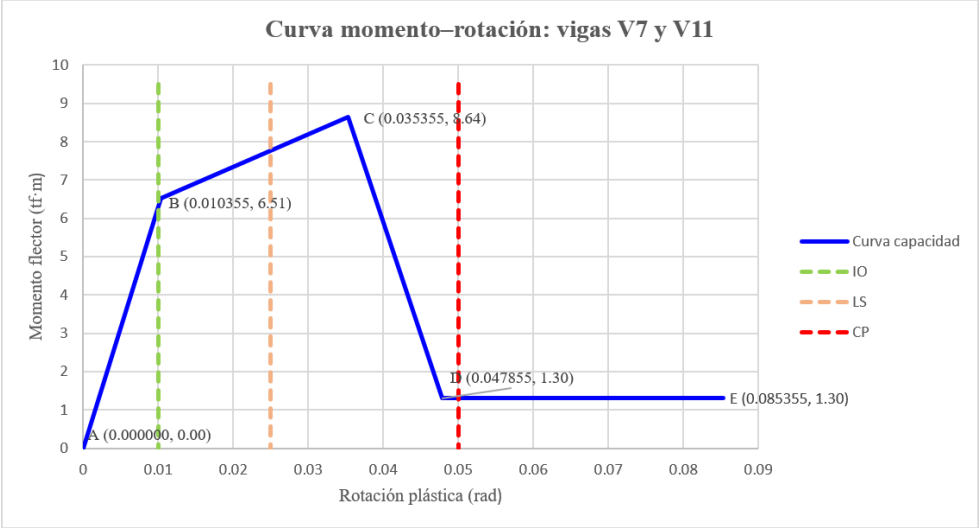

Ilustración 68 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V7 y V11

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

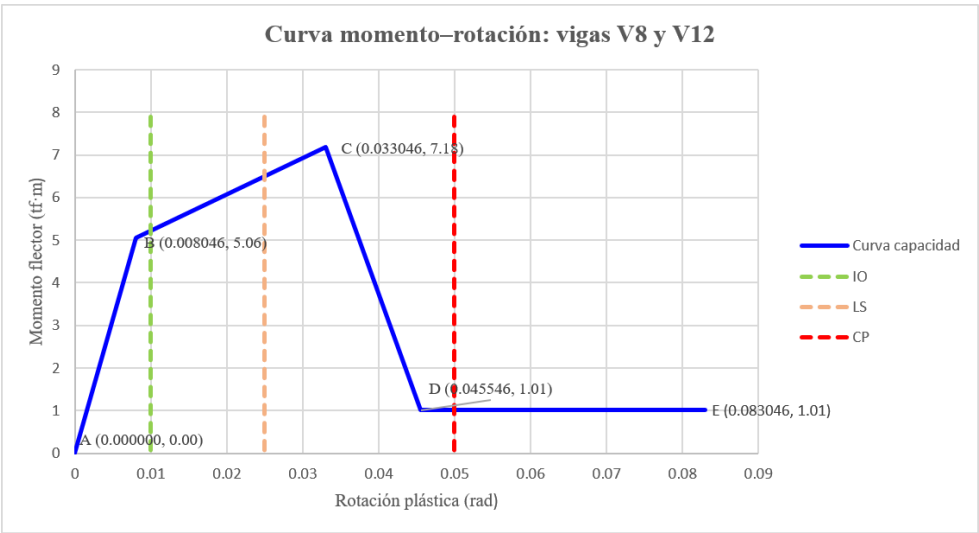

Ilustración 69 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V8 y V12

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

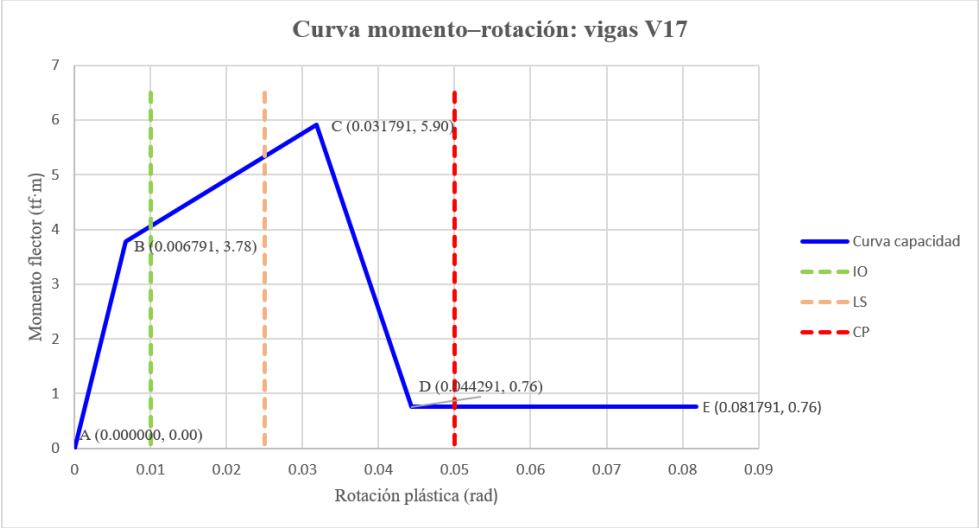

Ilustración 70 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V17

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

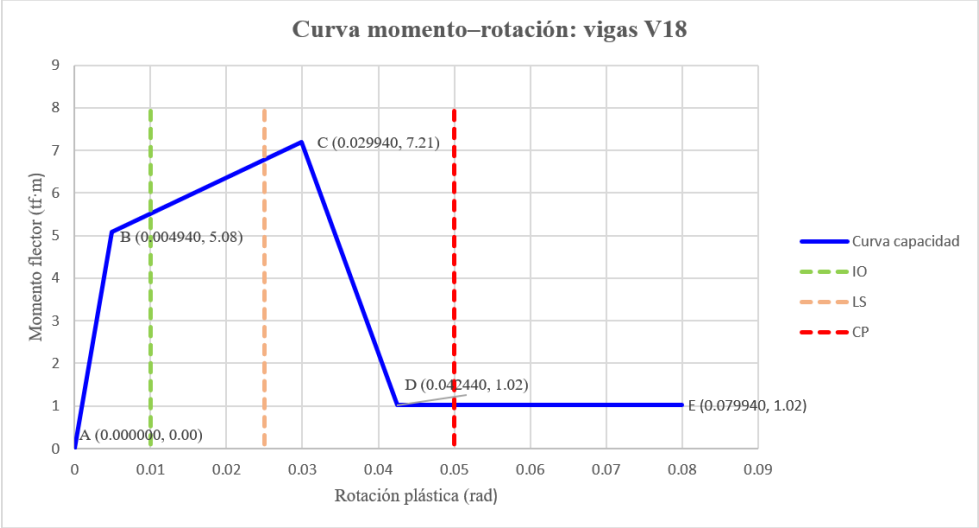

Ilustración 71 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V18

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

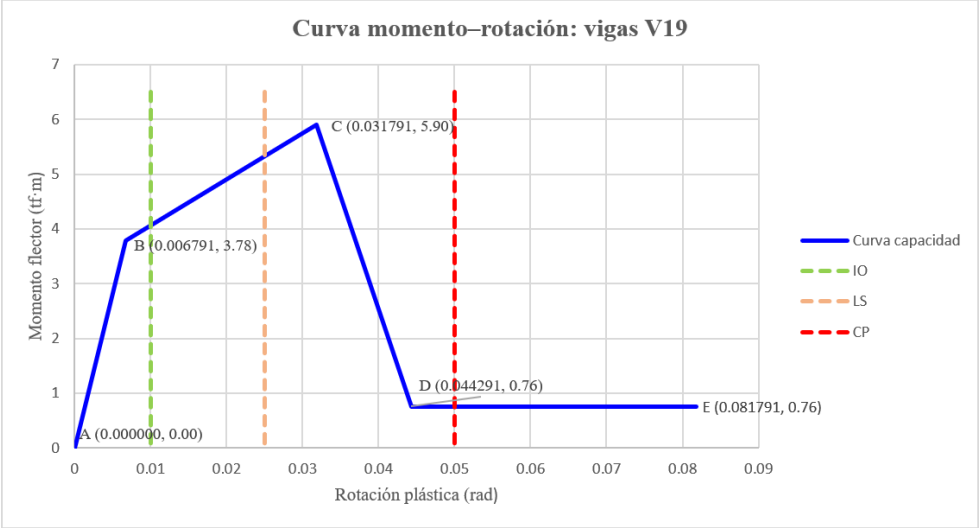

Ilustración 72 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V19

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

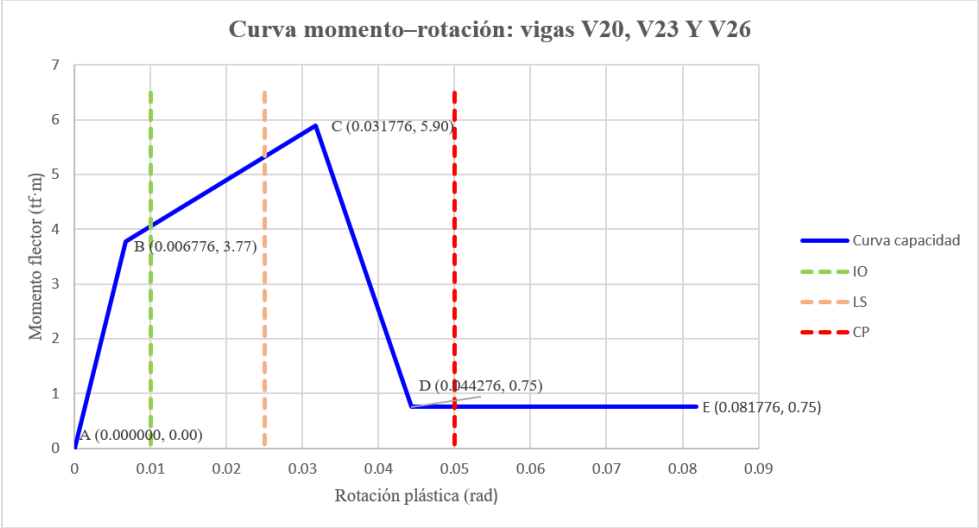

Ilustración 73 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V20, V23 Y V26

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

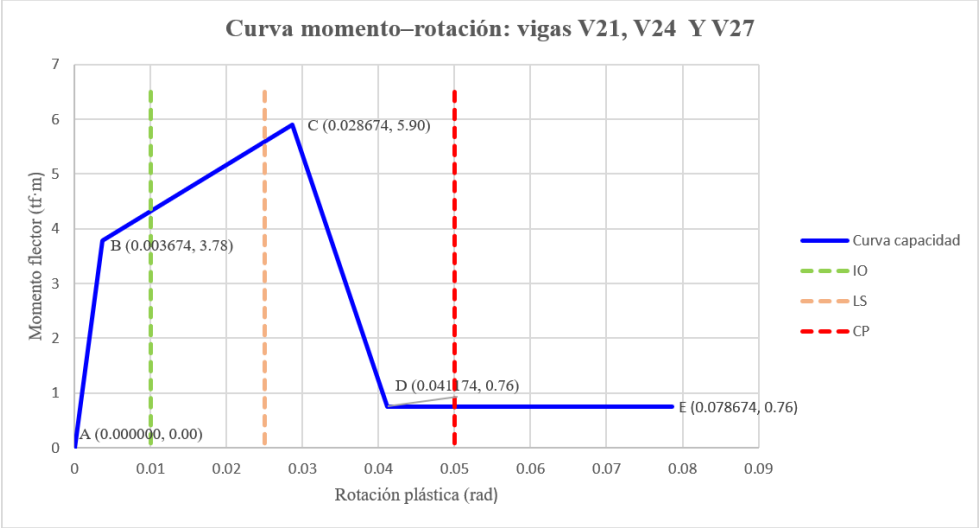

Ilustración 74 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V21, V24 Y V27

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

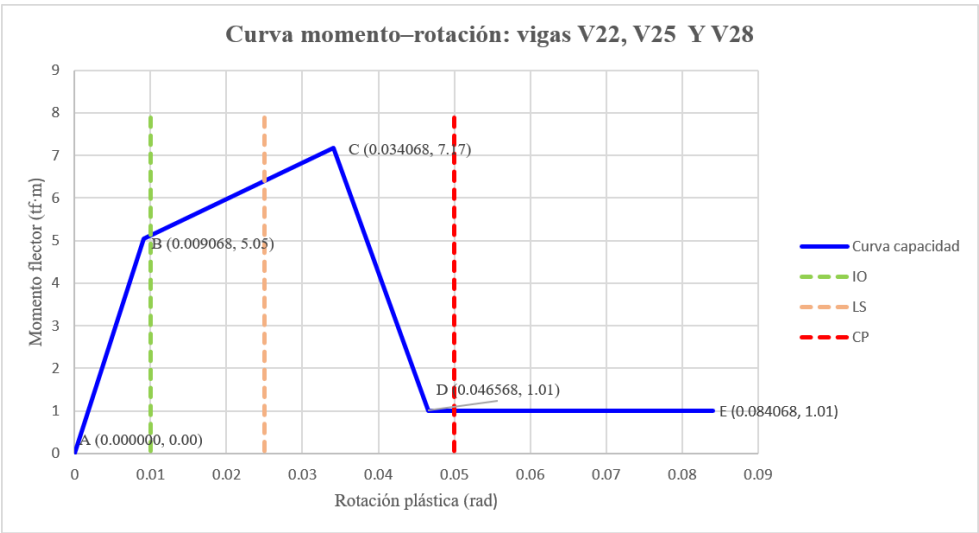

Ilustración 75 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas V22, V25 Y V28

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

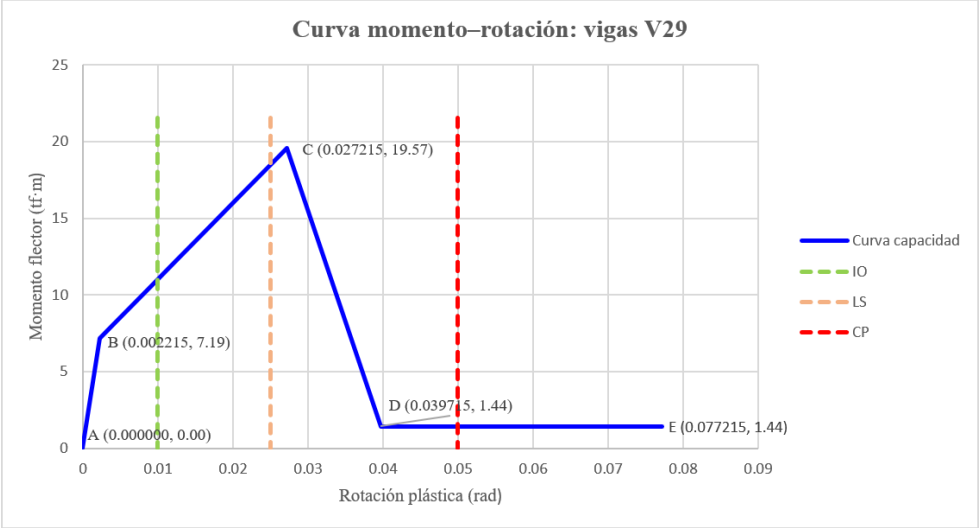

Ilustración 76 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 29

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

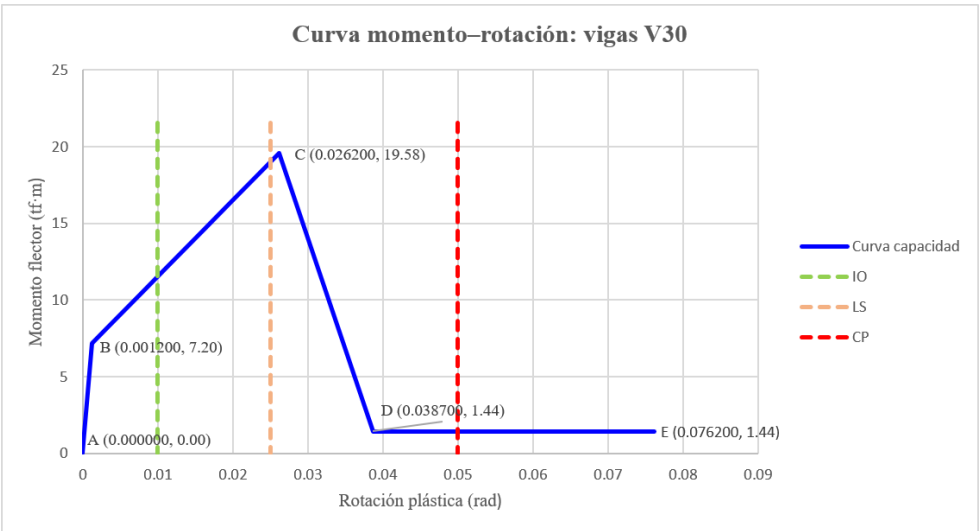

Ilustración 77 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 30

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

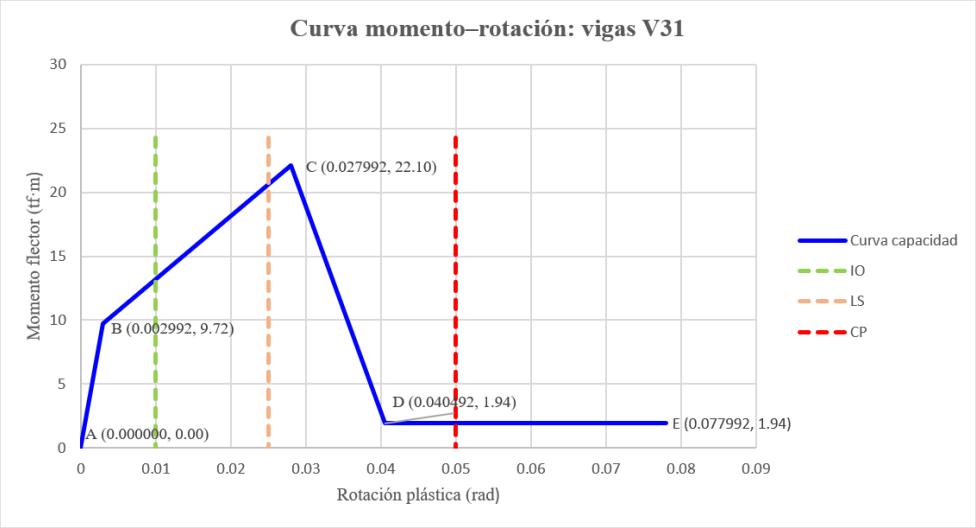

Ilustración 78 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de las vigas 31

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Rotulas plásticas en columnas

- **Rotulas plásticas en columnas del bloque 3**

A continuación, se presenta cada una de las rotulas plástica introducidas en las vigas pertenecientes al bloque 3:

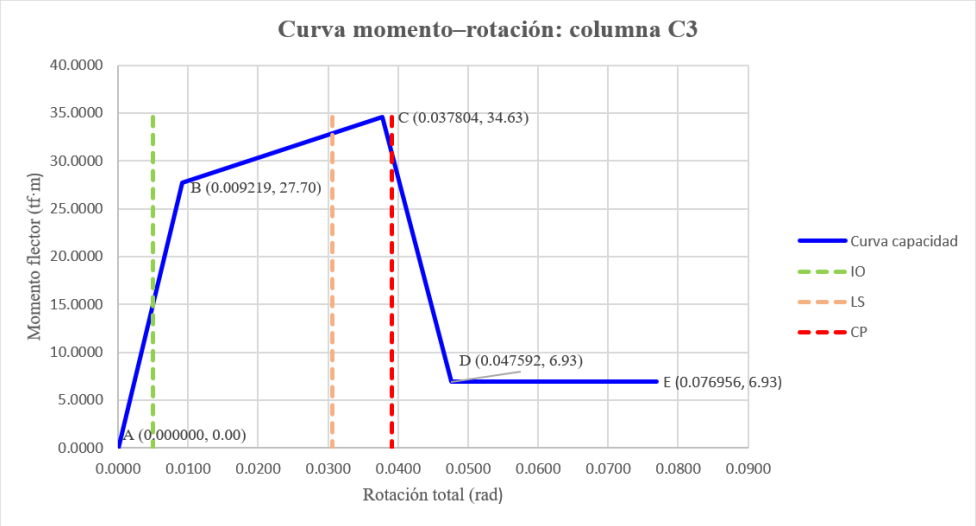

Ilustración 79 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C3

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

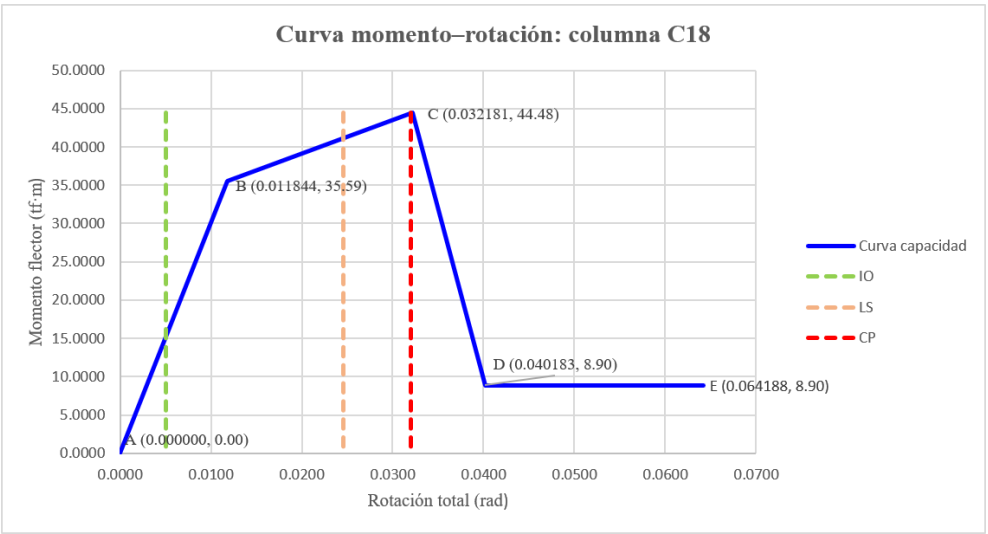

Ilustración 80 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C18

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

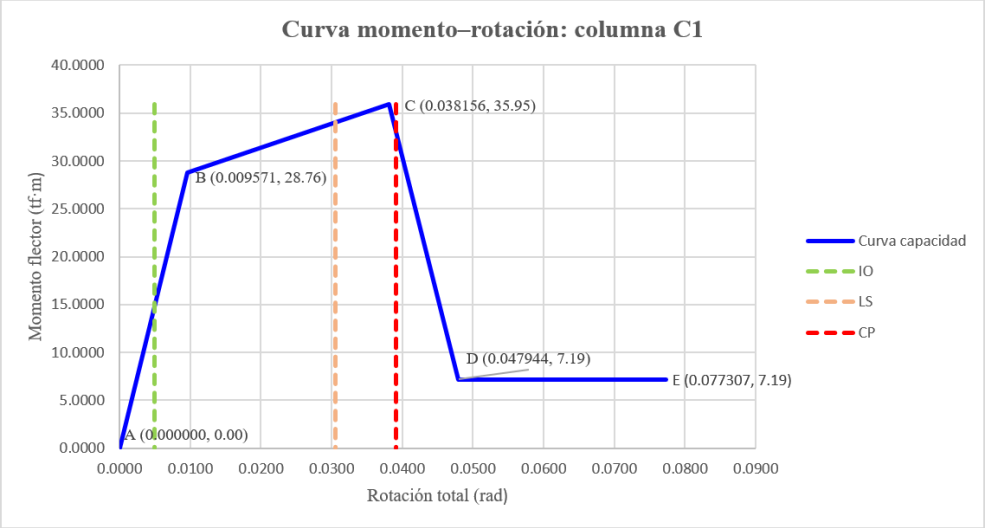

Ilustración 81 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C1

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

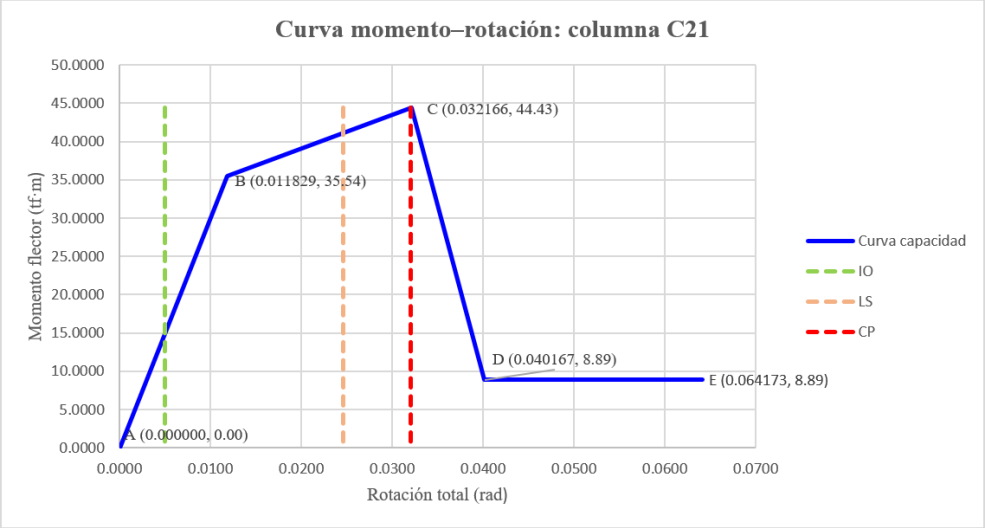

Ilustración 82 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C21

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

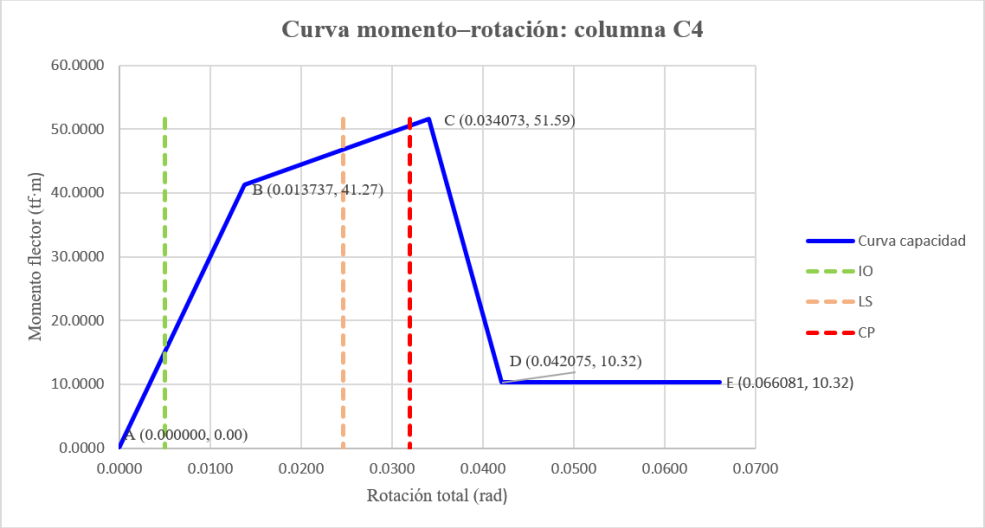

Ilustración 83 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C4

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

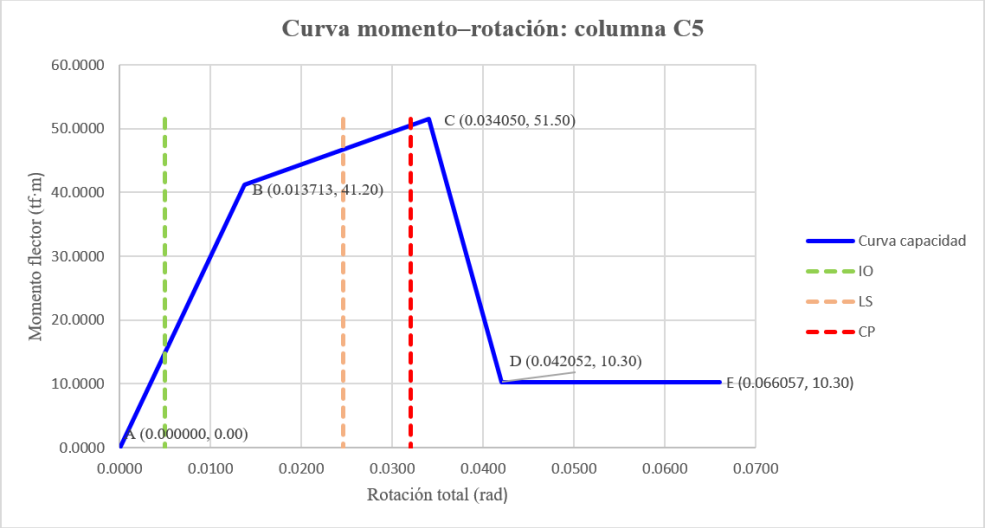

Ilustración 84 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C5

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

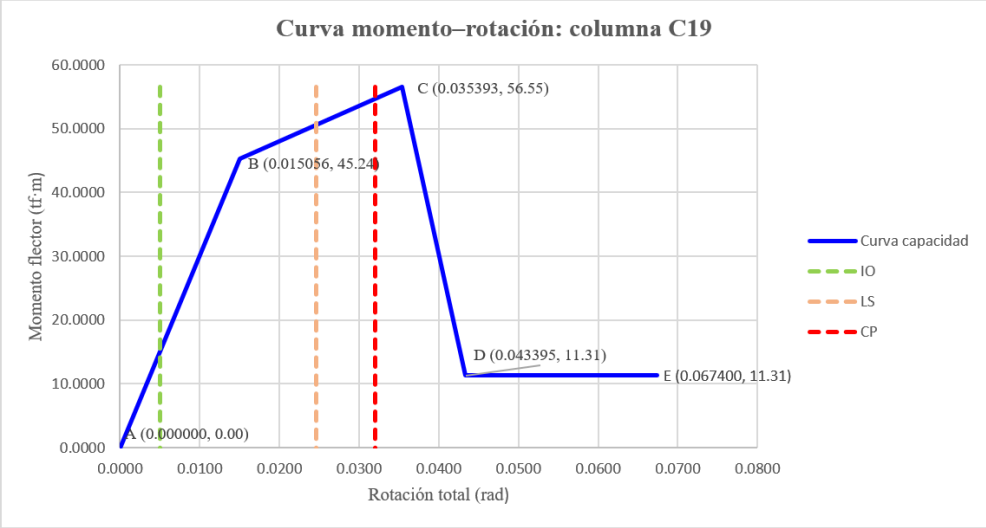

Ilustración 85 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C19

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

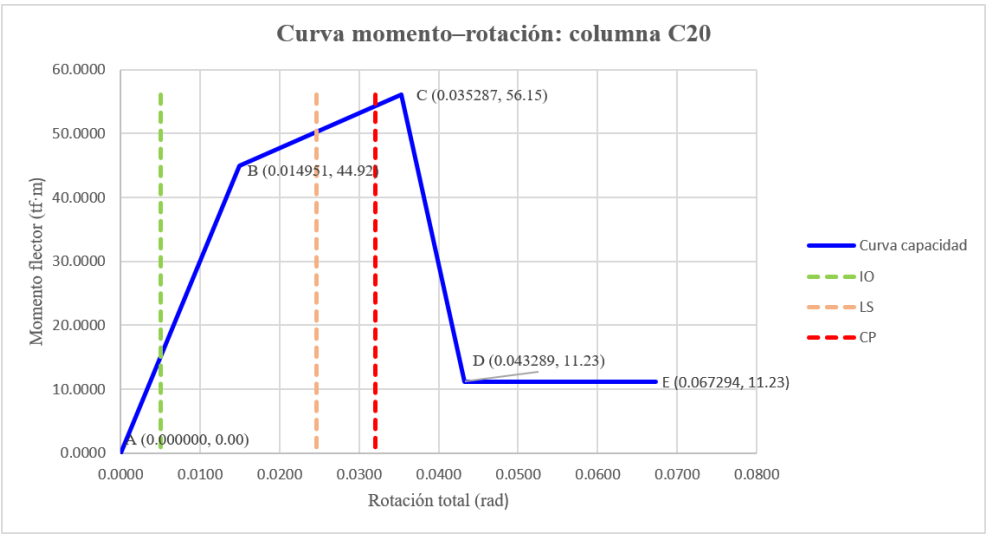

Ilustración 86 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C20

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

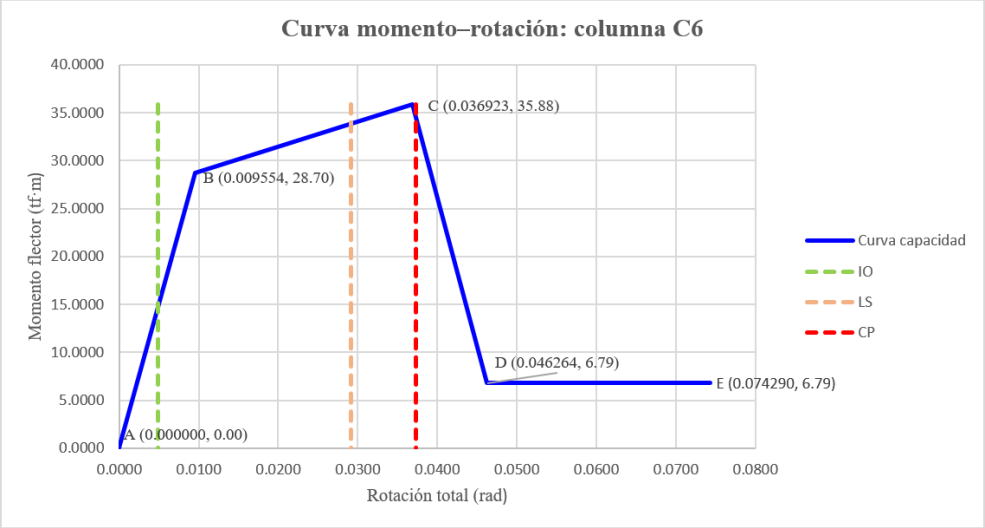

Ilustración 87 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C6

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

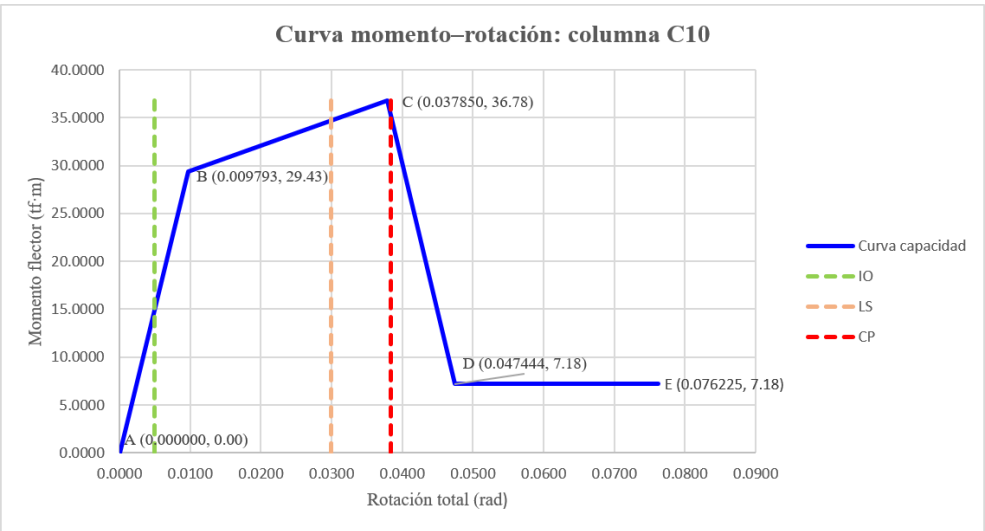

Ilustración 88 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C10

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

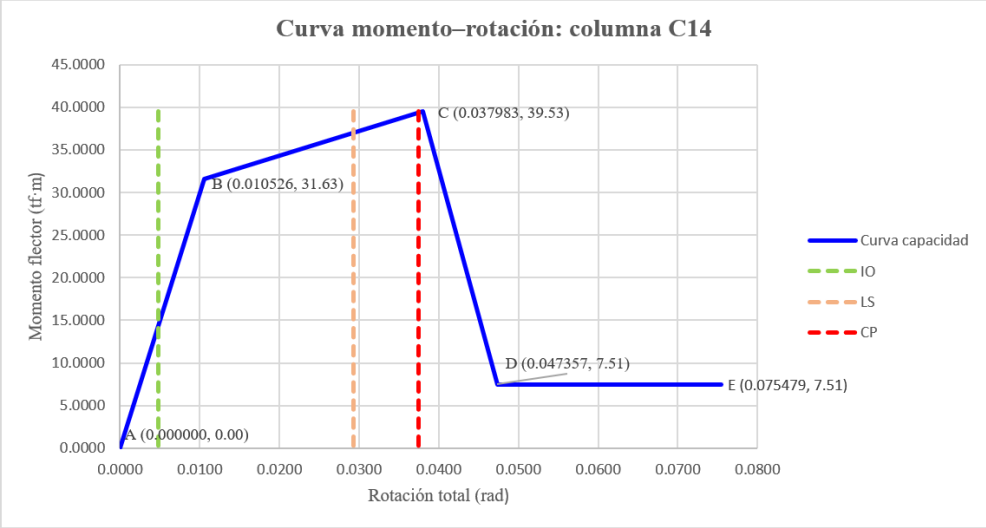

Ilustración 89 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la Columna C14

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

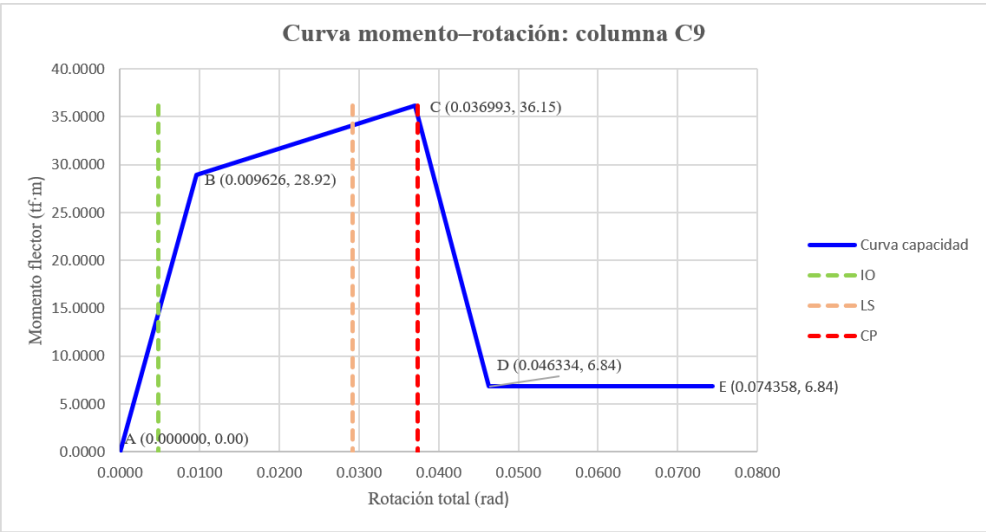

Ilustración 90 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C9

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

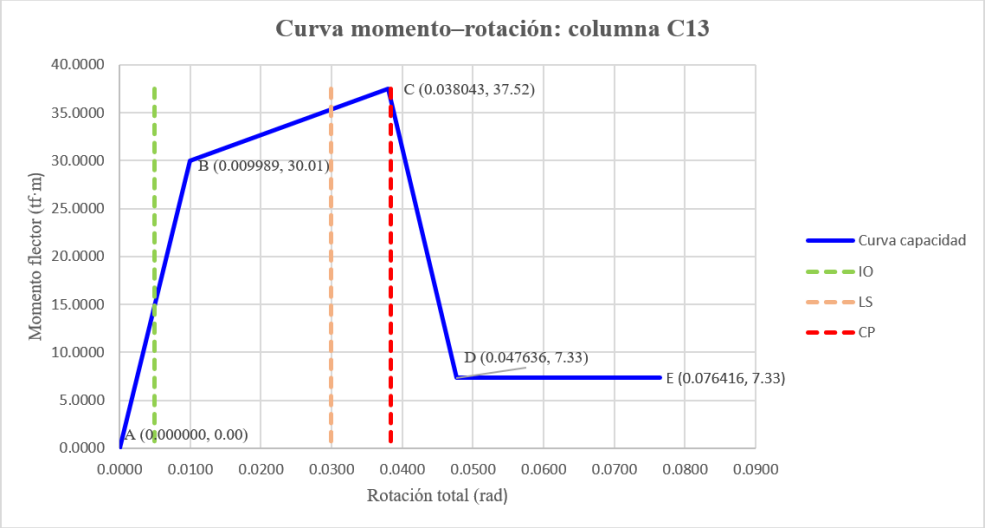

Ilustración 91 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C13

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

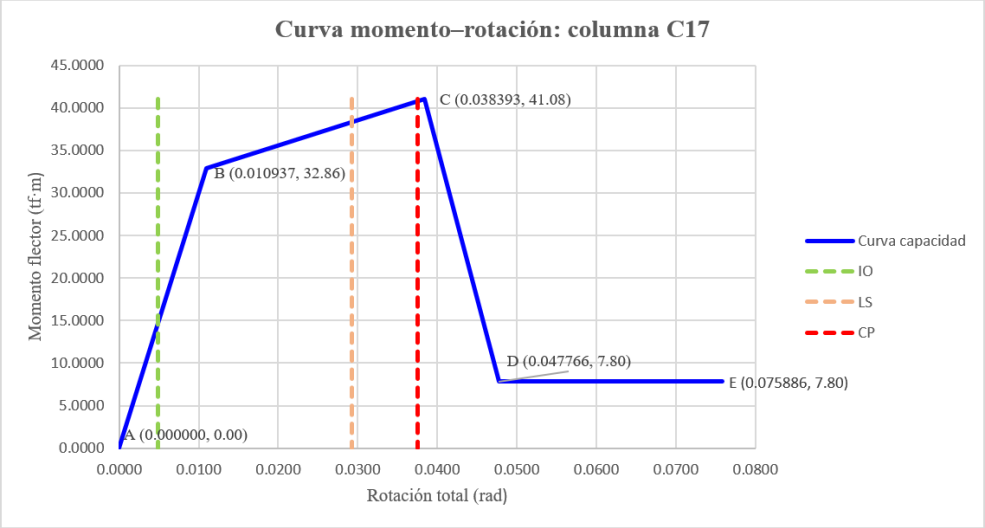

Ilustración 92 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C17

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

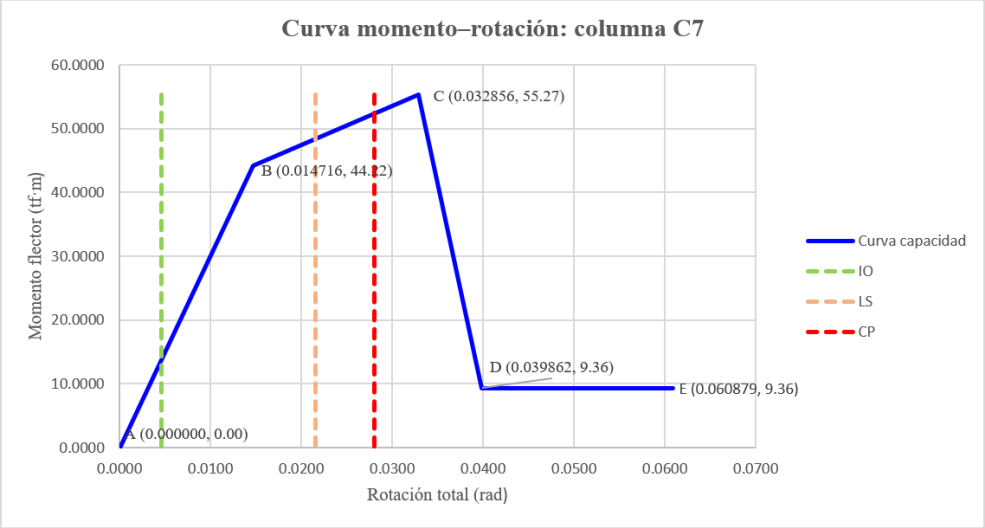

Ilustración 93 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C7

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

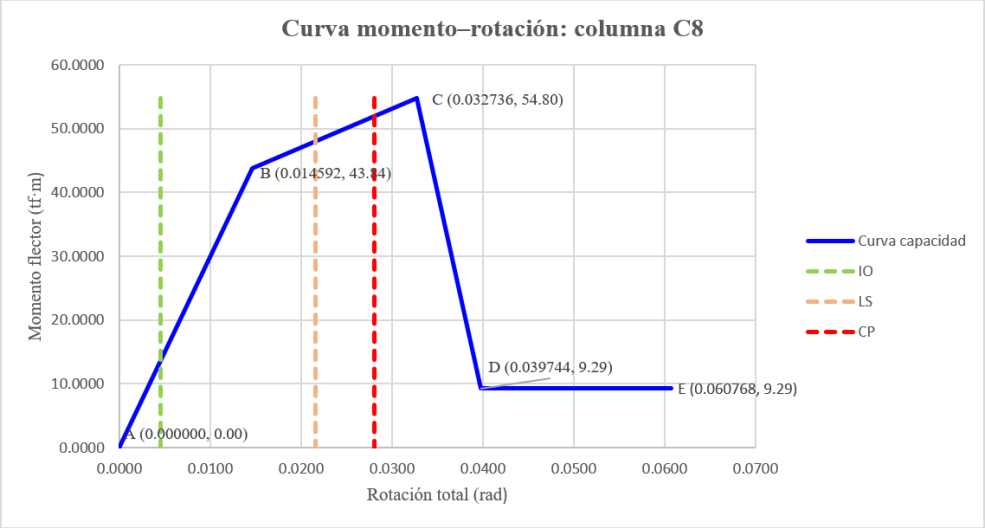

Ilustración 94 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C8

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

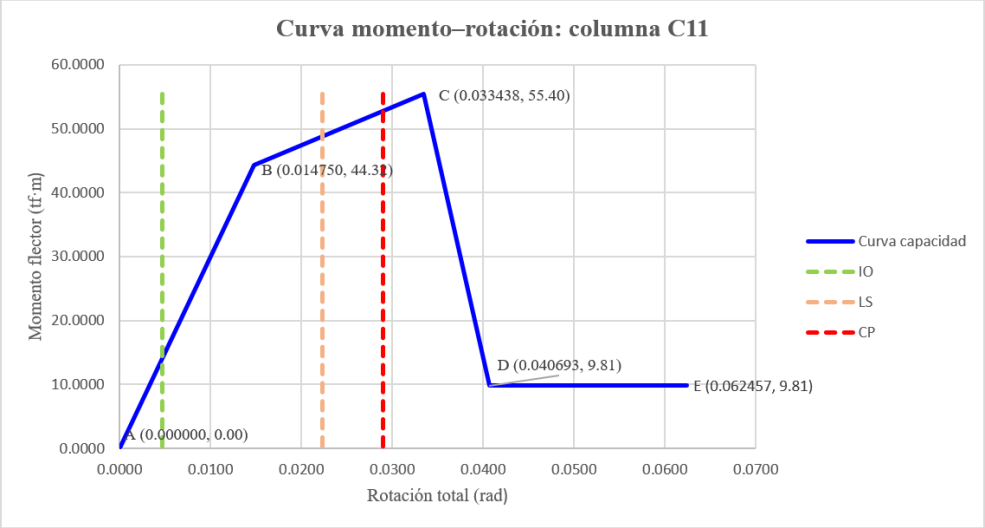

Ilustración 95 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C11

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

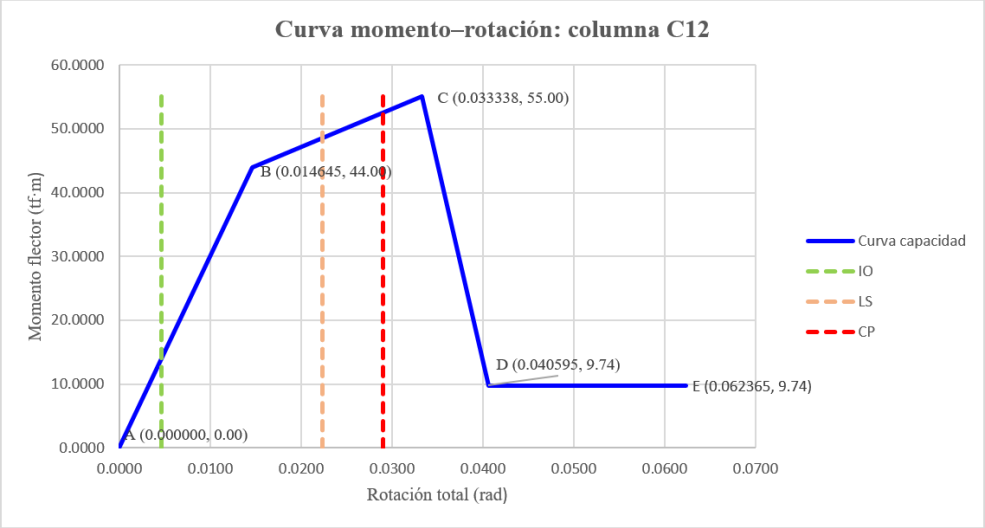

Ilustración 96 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C12

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

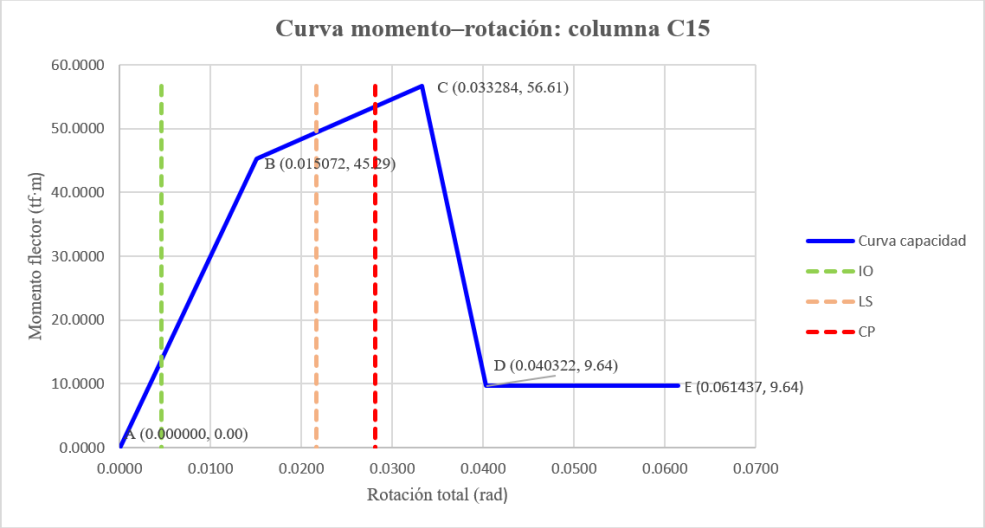

Ilustración 97 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C15

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

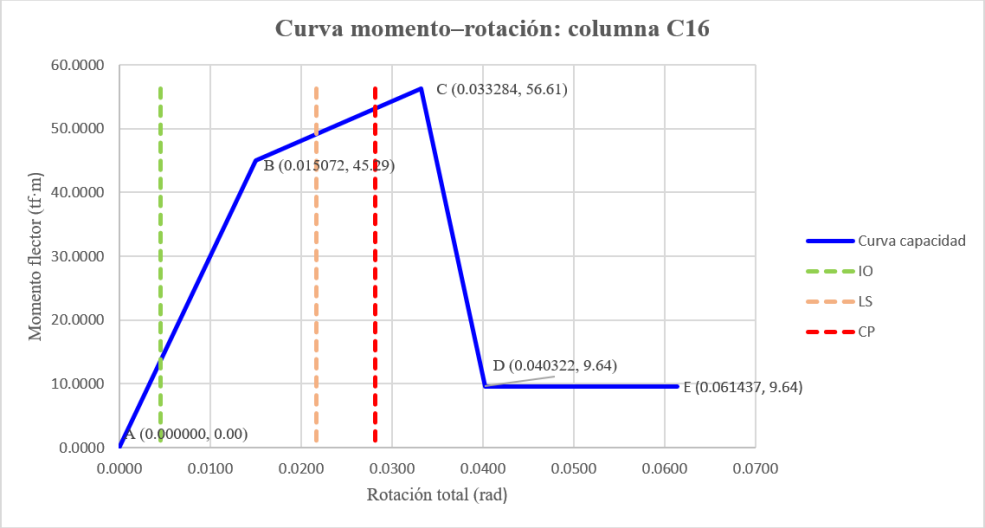

Ilustración 98 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C16

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

- **Rotulas plásticas en columnas del bloque 4**

A continuación, se presenta cada una de las rotulas plástica introducidas en las columnas pertenecientes al bloque 4:

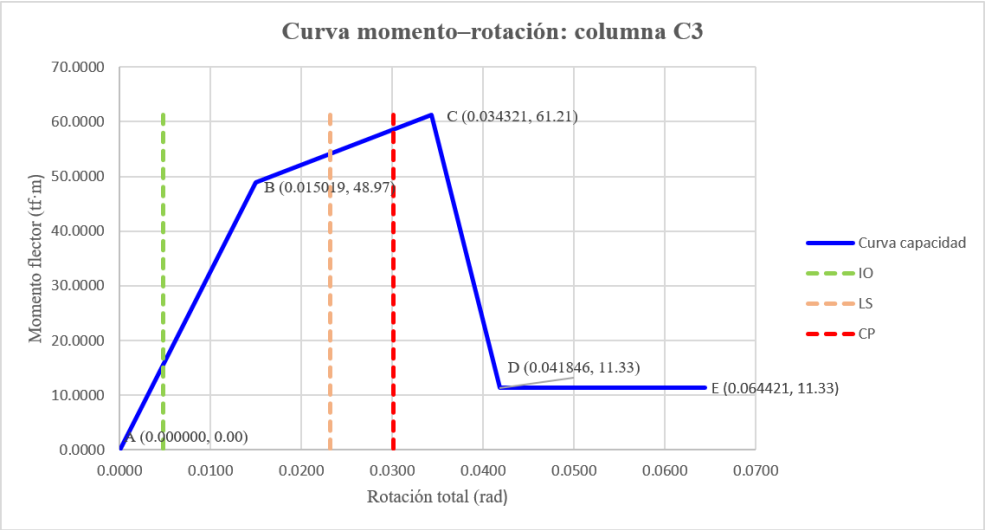

Ilustración 99 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C3

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

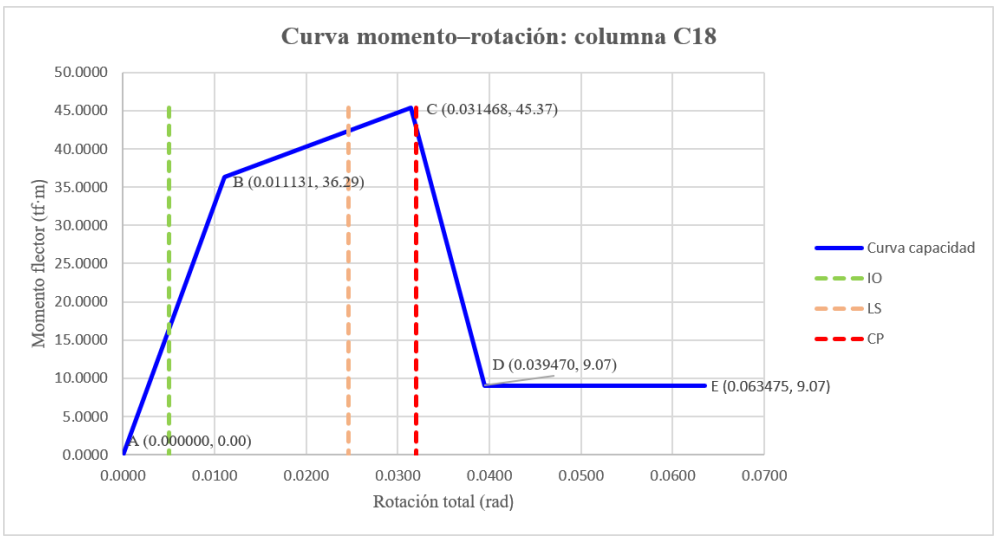

Ilustración 100 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C18

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

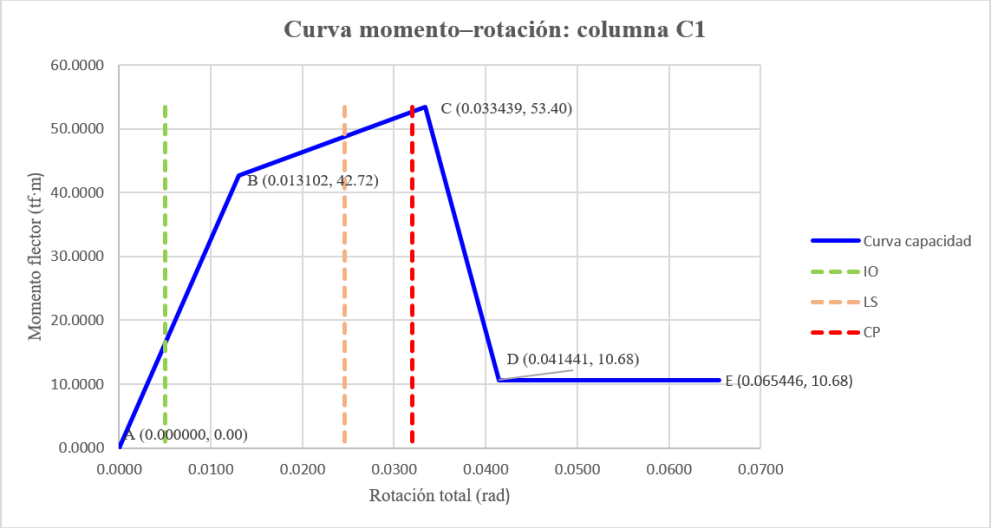

Ilustración 101 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C1

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

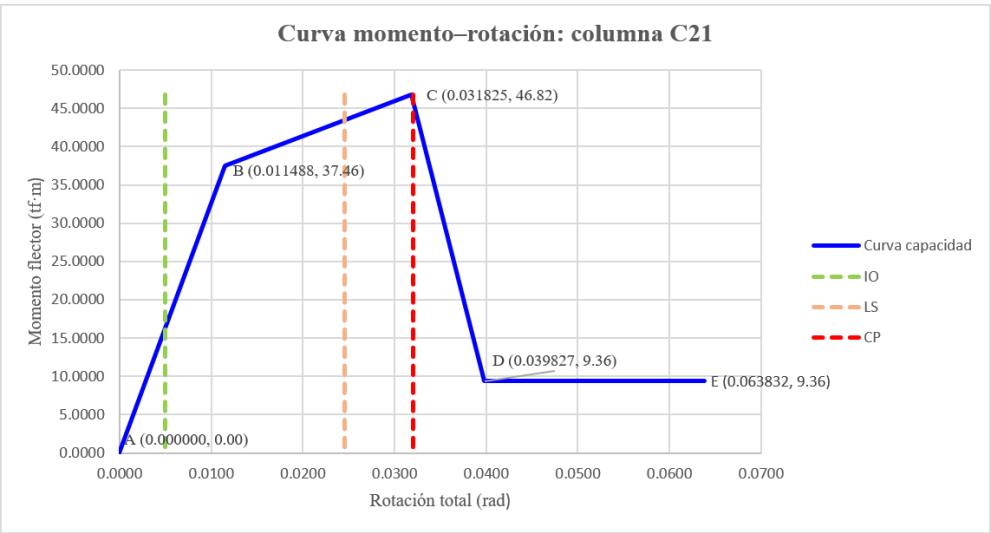

Ilustración 102 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de La columna C21

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

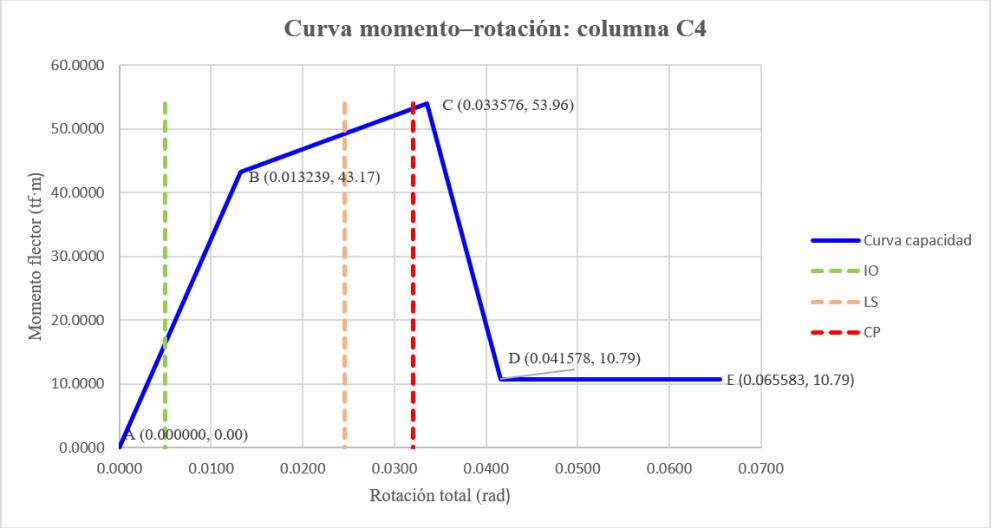

Ilustración 103 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C4

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

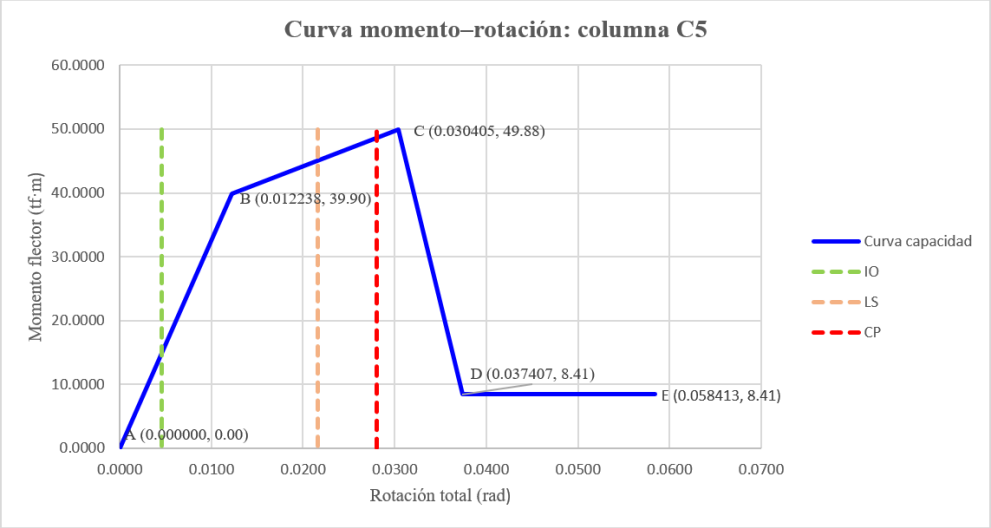

Ilustración 104 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C5

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

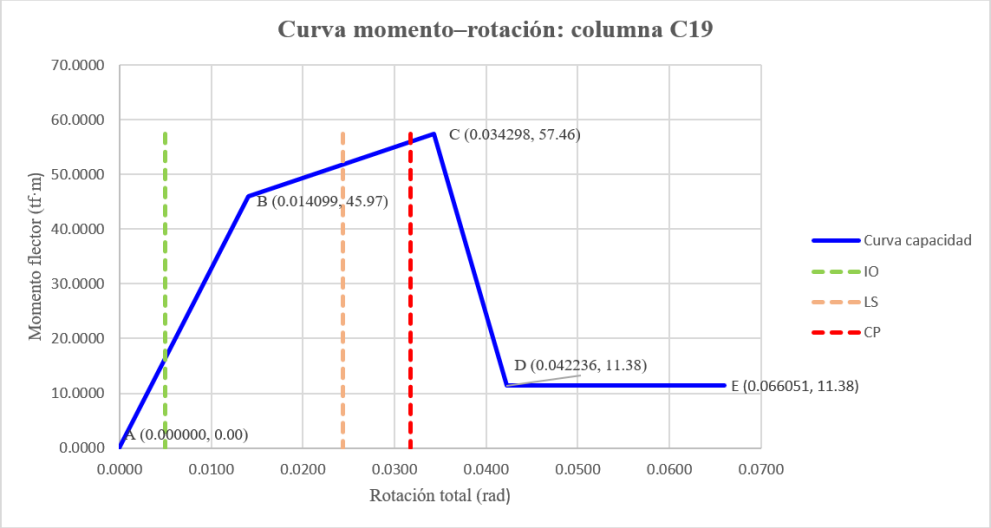

Ilustración 105 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C19

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

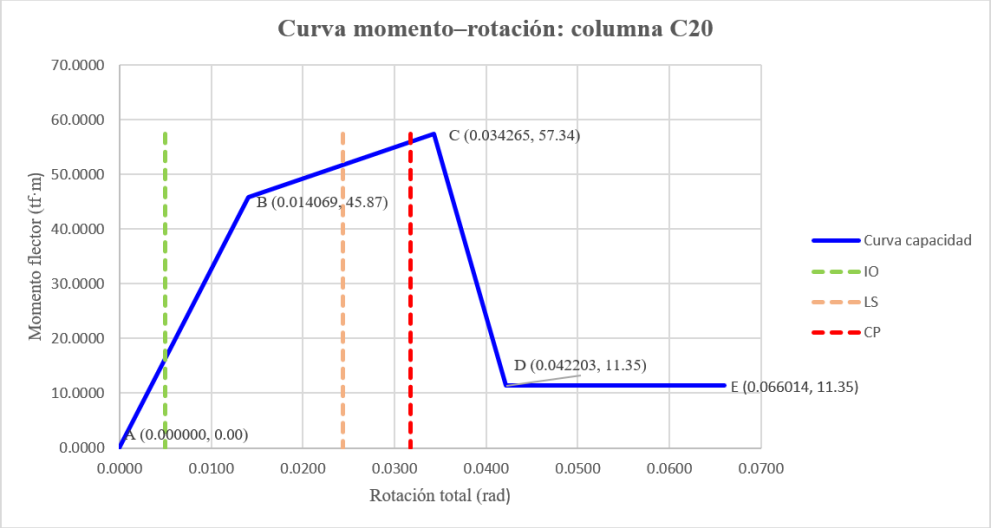

Ilustración 106 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la

Columna C20

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

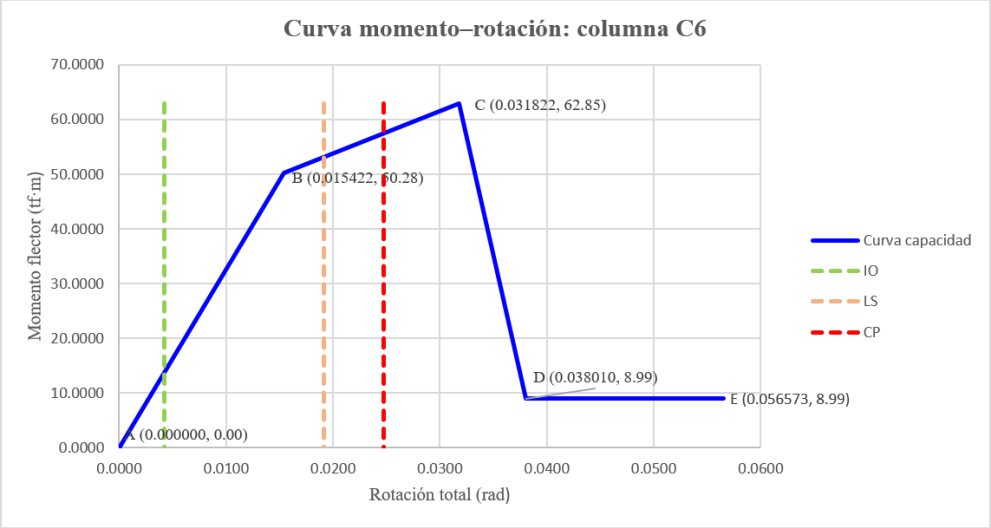

Ilustración 107 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C6

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

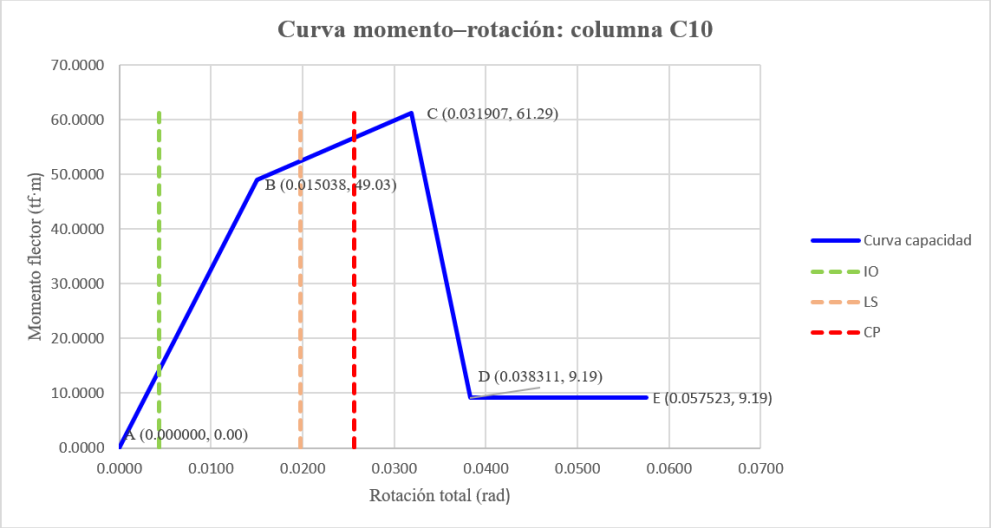

Ilustración 108 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C10

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

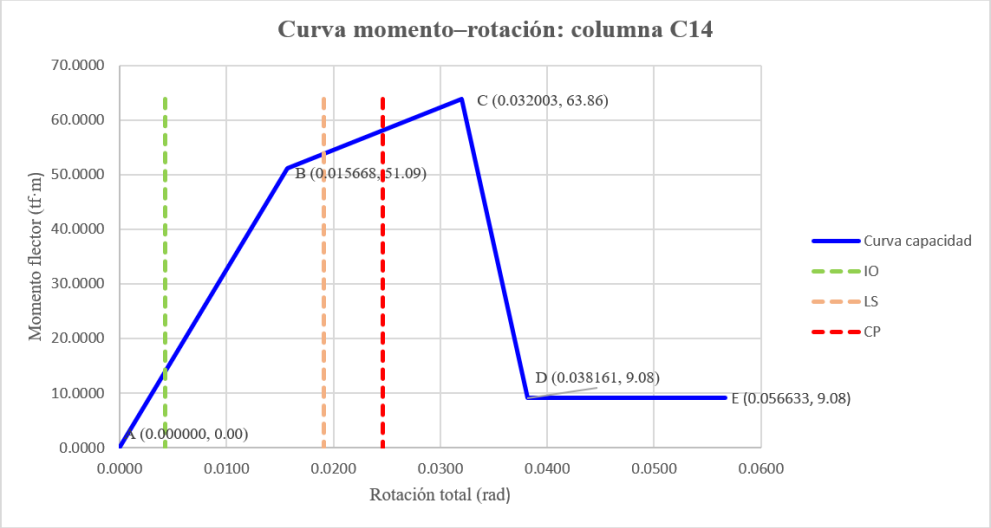

Ilustración 109 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C14

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

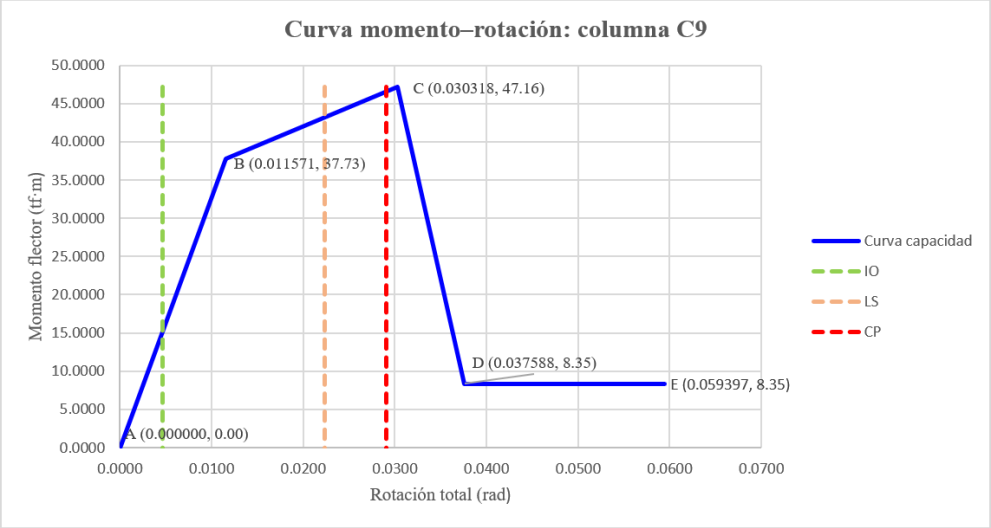

Ilustración 110 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C9

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

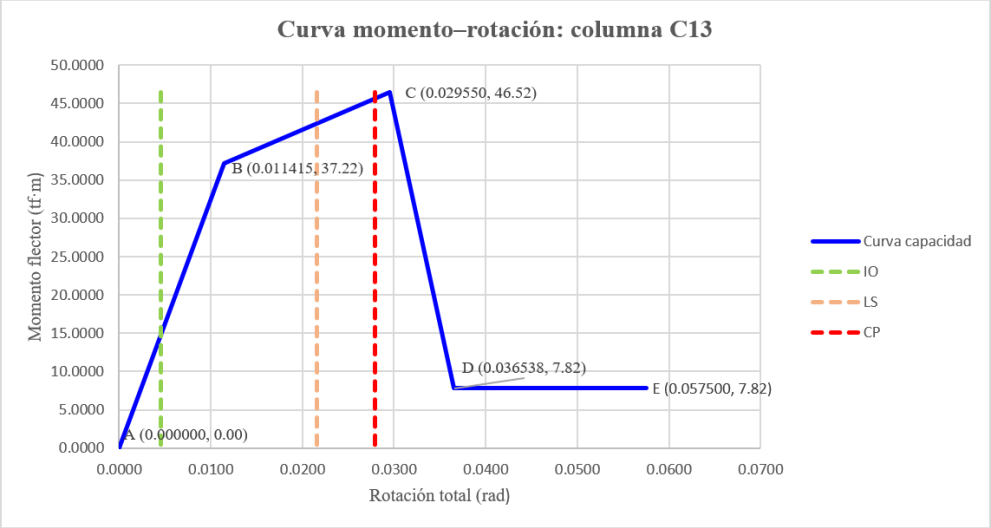

Ilustración 111 momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C13

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

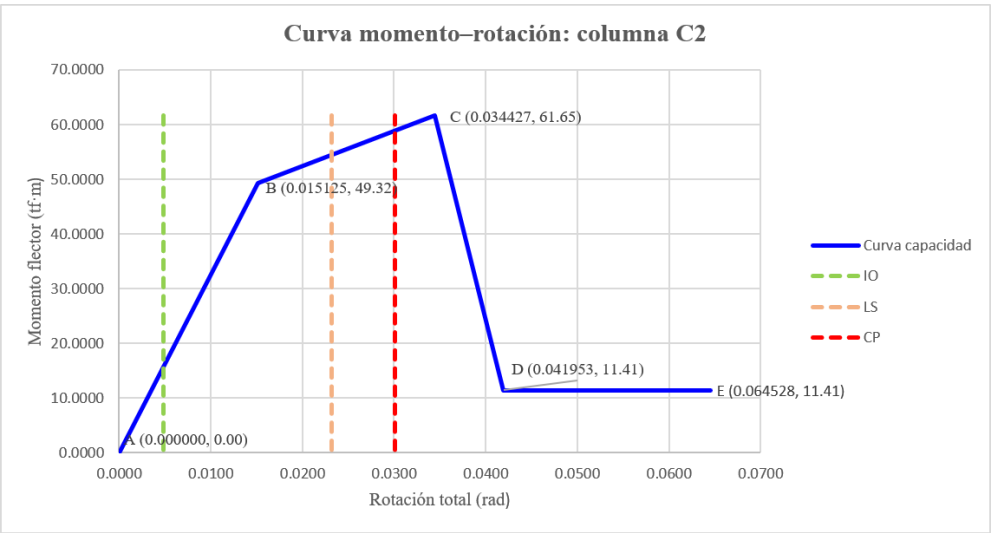

Ilustración 112 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C2

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

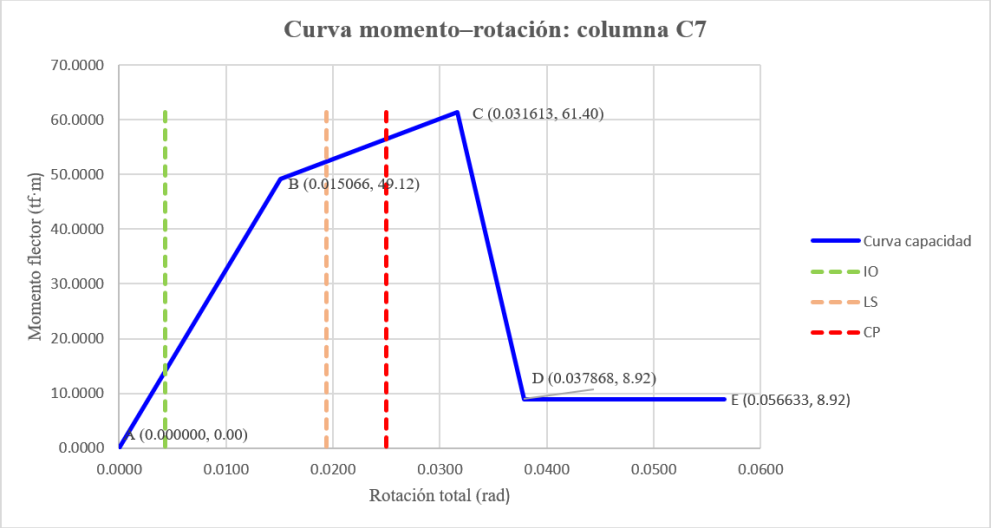

Ilustración 113 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C7

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

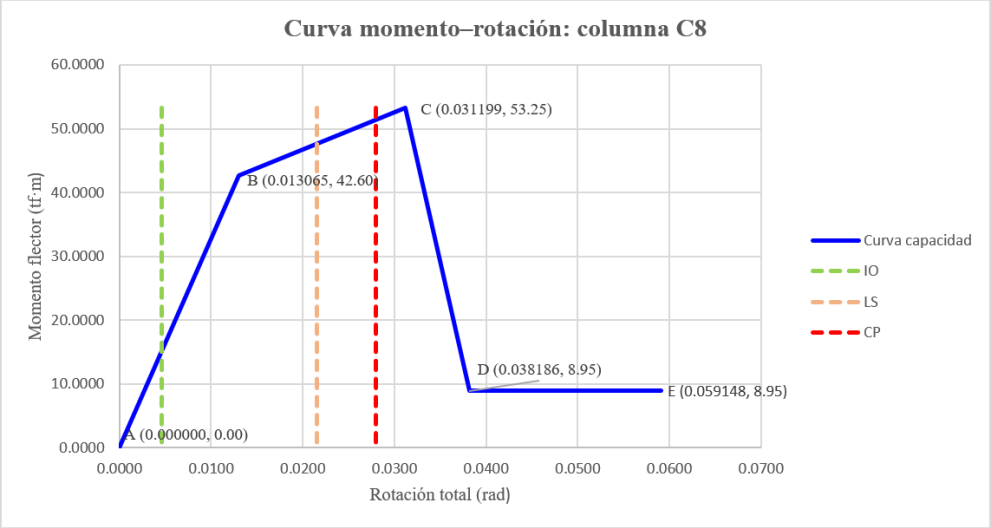

Ilustración 114 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C8

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

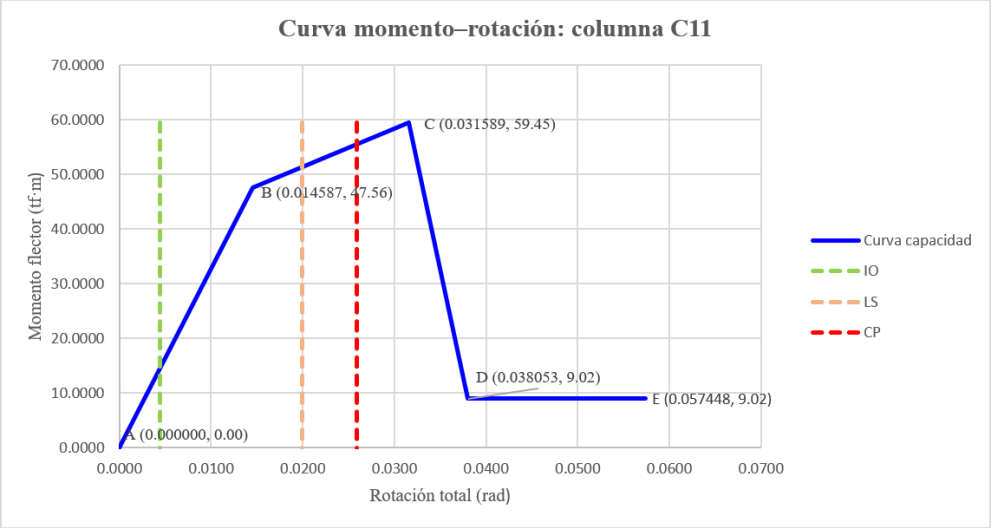

Ilustración 115 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C11

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

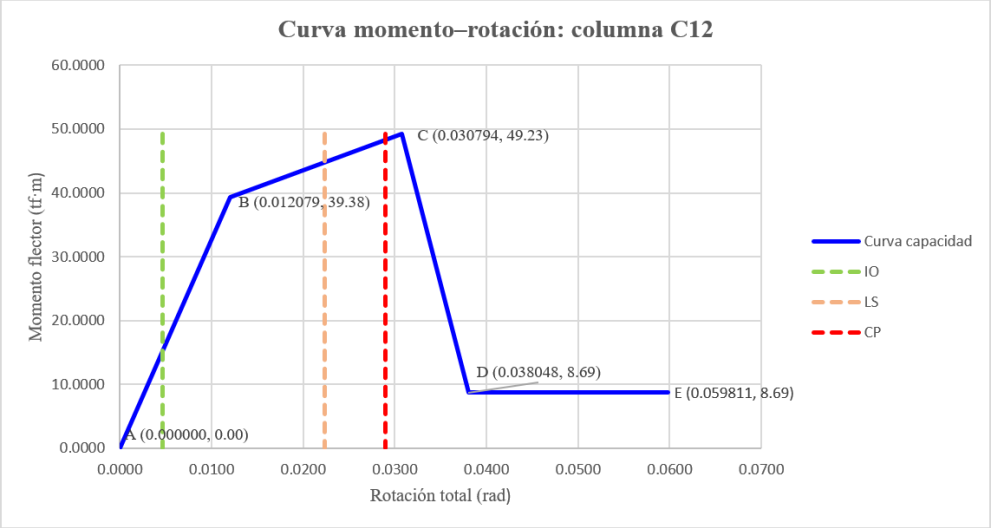

Ilustración 116 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C12

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

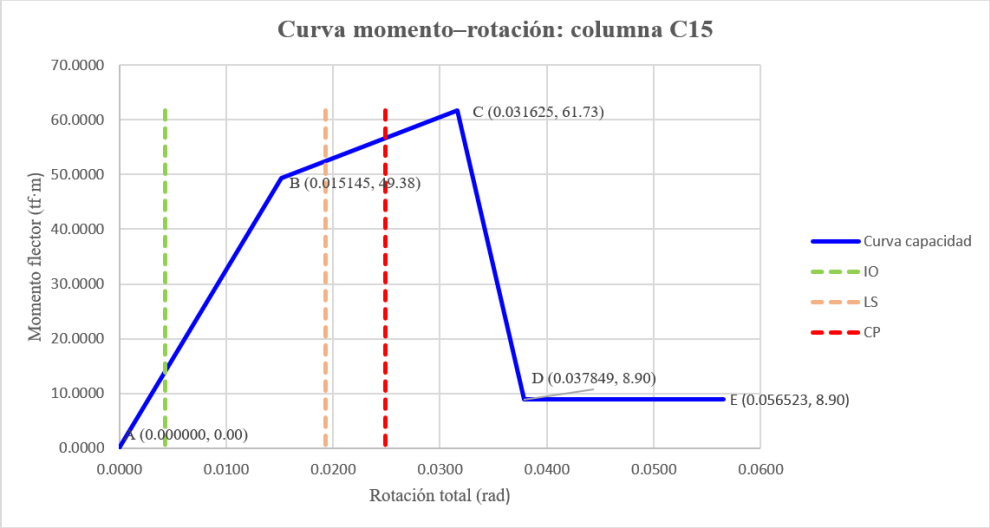

Ilustración 117 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C15

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

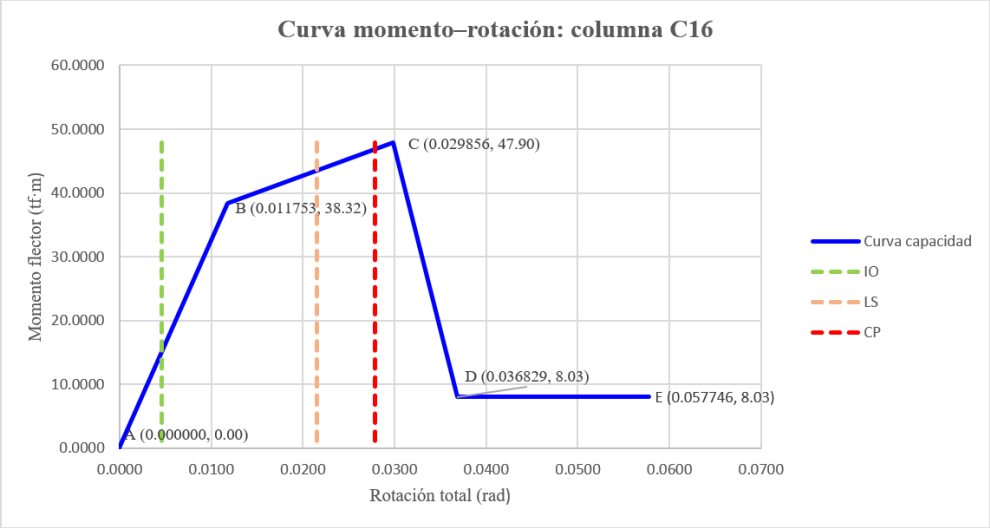

Ilustración 118 Curva momento–rotación y criterios de aceptación de las rótulas plásticas de la columna C16

Fuente: Elaboración propia, información de referencia: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

4.1.3 Curva de capacidad (PUSHOVER)

Para el presente estudio, se aplicó a la estructura una carga lateral uniforme tipo aceleración, con el objetivo de empujar a la misma hasta alcanzar un desplazamiento objetivo,

utilizando la aplicación de la carga mediante un control de desplazamiento. Esto permite evaluar las respuestas elásticas e inelásticas bajo cargas laterales.

En las curvas de capacidad, el tramo inicial representa el comportamiento aproximadamente elástico de la estructura. Conforme aumenta el desplazamiento, la variación de la pendiente refleja la reducción progresiva de la rigidez lateral y el desarrollo de deformaciones inelásticas. La respuesta posterior puede caracterizarse por un incremento de resistencia con menor rigidez, una tendencia aproximadamente constante o una eventual degradación de la capacidad resistente, según el comportamiento de cada bloque y dirección analizada. Posteriormente, las curvas se idealizan para determinar el punto de fluencia efectivo, la rigidez lateral equivalente y los demás parámetros necesarios para evaluar el desempeño estructural.

A continuación, se presenta la gráfica del análisis pushover para los bloques a analizar:

- **Curva de capacidad pushover del bloque 3**

Curva capacidad sentido X

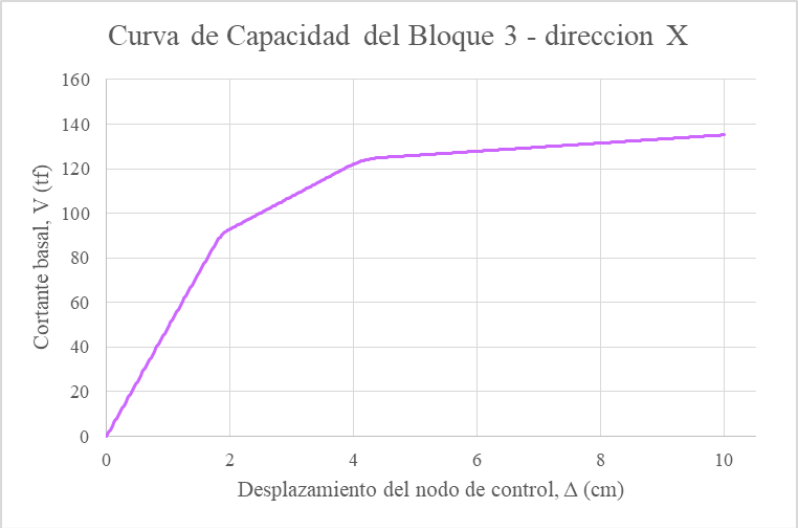

Ilustración 119 Curva de capacidad del Bloque 3 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Curva capacidad sentido Y

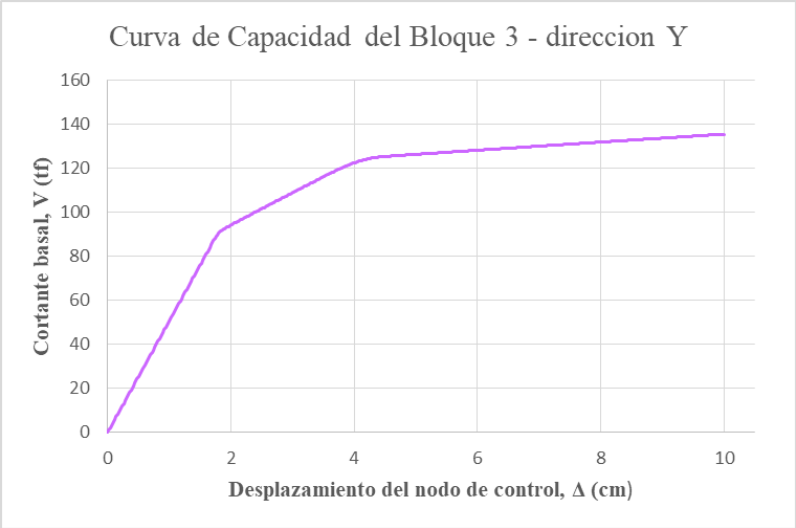

Ilustración 120 Curva de capacidad del Bloque 3 en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

- **Curva de capacidad pushover del bloque 4**

Curva capacidad sentido X

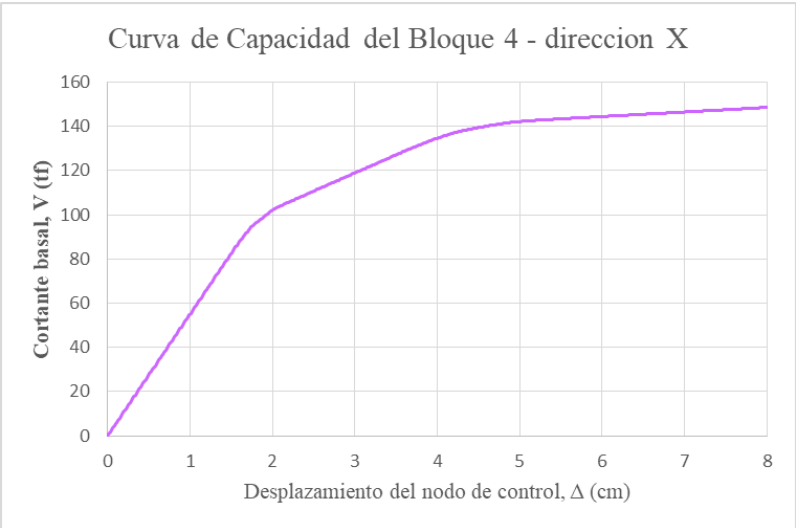

Ilustración 121 Curva de capacidad del Bloque 4 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Curva capacidad sentido Y

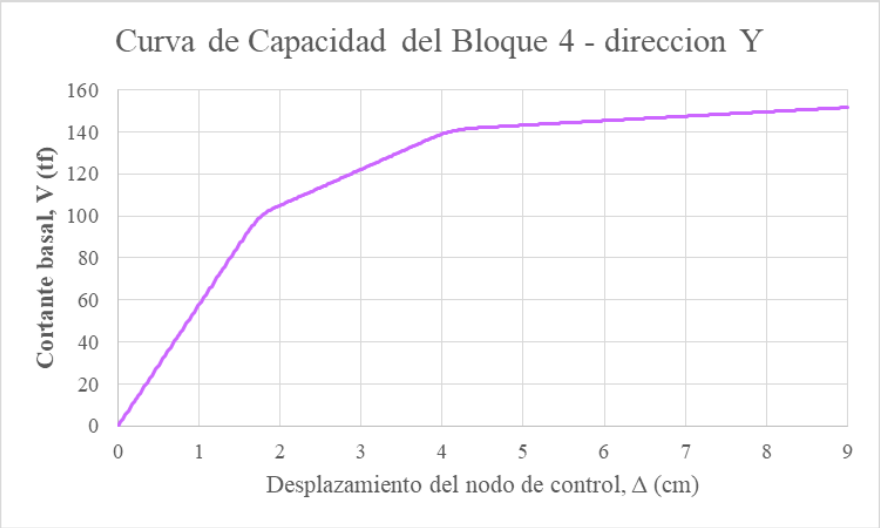

Ilustración 122 Curva de capacidad del Bloque 4 en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

4.1.4 Curva bilineal

La curva de capacidad obtenida mediante el análisis estático no lineal representa la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control. Para determinar los parámetros efectivos de respuesta de la estructura y estimar el desplazamiento objetivo, esta curva se sustituye por una relación fuerza-desplazamiento idealizada. Este procedimiento forma parte del método del coeficiente de desplazamiento establecido en el (ASCE/SEI 41-13, 2014) y permite evaluar la demanda sísmica directamente a partir de la curva de capacidad, sin necesidad de transformarla a coordenadas espectrales.

La idealización permite determinar la rigidez efectiva Ke, la resistencia de fluencia efectiva Vy, el desplazamiento de fluencia Δy y la pendiente posterior a la fluencia. Estos parámetros intervienen en el cálculo del periodo fundamental efectivo y el desplazamiento objetivo, por esta razón se determinación requiere un proceso iterativo Inicialmente se estima

el desplazamiento objetivo, luego se construye la curva idealizada y, con los parámetros obtenidos, se actualiza dicho desplazamiento hasta alcanzar una convergencia razonable.

Se acuerdo con él (ASCE/SEI 41-13, 2014) en la sección 7.4.3.2.4, el primer segmento de la curva idealizada comienza en el origen y presenta una pendiente igual a la rigidez efectiva Ke. Esta rigidez se divide con la rigidez secante correspondiente a una cortante basa igual al 60% de la resistencia de fluencia efectiva Vy; cabe mencionar que el valor de Vy no debe superar el cortante basal máximo registrado en la curva de capacidad.

El segundo segmento presenta la respuesta posterior a la fluencia y presenta una pendiente $\alpha 1Ke$. Pra definirlo se utiliza un punto (Vd, Δd) los cuales corresponden al menor valor entre el desplazamiento objetivo u el desplazamiento asociado con el cortante basal máximo. La intersección entre los segmentos elásticos y postfluencia se ajusta de manera que las áreas situadas por encima y por debajo de la curva real se encuentren aproximadamente equilibradas. De esta manera, la representación idealizada conserva una equivalencia razonable con la respuesta global obtenida mediante el análisis pushover.

Cuando la curva de capacidad no presenta una reducción significativa de resistencia dentro del intervalo analizado, su representación se realiza mediante dos segmentos y se denomina idealización bilineal, por el contrario, si después de alcanzar a resistencia máxima se desarrolla una degradación apreciable, se incorpora un tercer segmento con pendiente negativa $\alpha 2Ke$. Este segmento de extiende hasta el punto en el que el cortante basal disminuye al 60% de Vy ; en este caso, la representación corresponde a una idealización trilineal. Por consiguiente, la selección entre una curva bilineal y una trilineal depende del comportamiento observado en la curva de capacidad de cada bloque y dirección analizada.

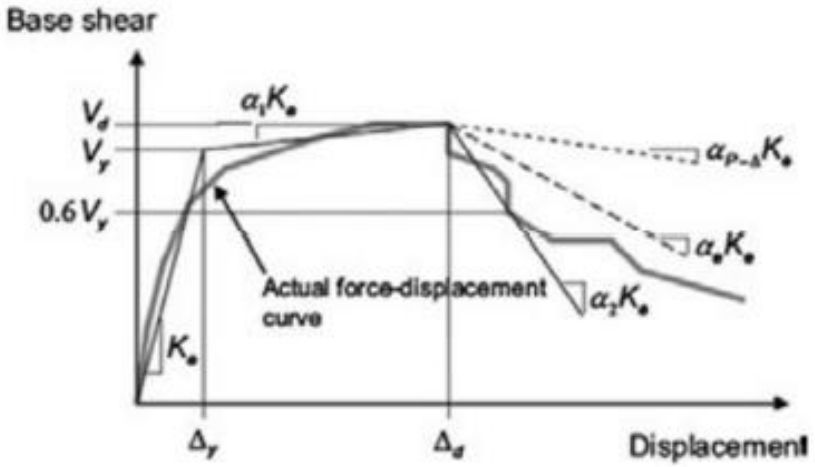

Ilustración 123 Idealización de la curva de capacidad mediante una relación fuerza-desplazamiento

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Una vez determinada la rigidez lateral efectiva, el periodo fundamental efectivo de la estructura se calcula mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 2 Periodo Fundamental efectivo de la estructura en la dirección analizada

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

Te: Periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección analizada.

Ti: Periodo fundamental elástico obtenido mediante el análisis dinámico.

Ki: Rigidez lateral elástica inicial de la estructura.

Posteriormente, el desplazamiento del nodo de control se calcula mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 3 Desplazamiento objetivo del nodo de control

$$\delta t = Co \cdot C1 \cdot C2 \cdot Sa \cdot \left(\frac{Te^2}{4\pi^2}\right) \cdot g$$

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

δt : Desplazamiento objetivo del nodo de control.

Co: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad con el desplazamiento del nodo de control del sistema de multiples grados de libertad.

C1: Factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta elástica lineal.

C2: Factor que considera los efectos de la forma de la histéresis, el estrechamiento de los ciclos, la degradación cíclica de rigidez y el deterioro de resistencia.

Sa: Aceleración del espectro de respuesta correspondiente al periodo efectivo y al amortiguamiento considerado.

Te: Periodo fundamental efectivo de la estructura

g: aceleración de la gravedad

Los coeficientes Co, C1 y C 2 se determinan conforme la sección 7.4.3.3 del (ASCE/SEI 41-13, 2014).

El factor Co puede calcularse mediante las propiedades de participación modal y la ordenada de la forma modal en el nodo de control, o alternativamente, mediante los valores de

la tabla que se muestra a continuación. Cabe misionar que para un edificio de un solo nivel se establece un valor de Co=1.

Tabla 19 Valores del factor modal Co

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

	Shear Buildings[a]		Other Buildings
Number of Stories	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values. [a]Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Así también, se calcula la relación de residencia μ_strength, el mismo que representa el coeficiente entre la demanda elástica de residencia y la residencia de fluencia efectiva de la estructura. Este parámetro se calcula mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 4 Relación de residencia

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{Vy/W} * Cm$$

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

μ_strength: Relación entre la demanda elástica de residencia y la residencia de fluencia efectiva de la estructura.

Sa: Aceleración del espectro de respuesta correspondiente al periodo fundamental efectivo Te y al amortiguamiento considerado, expresado como fracción de la gravedad.

Vy: Resistencia de fluencia efectiva obtenida mediante la idealización de la curva de capacidad, en la dirección analizada.

W: Peso sísmico efectivo de la estructura.

Vy/W: Coeficiente de residencia de fluencia de la estructura.

Cm: factor de masa efectiva que considera la partición de los modos superiores, la misma se determina mediante la siguiente tabla o mediante el factor de participación de masa modal efectiva del modo fundamental.

Tabla 20 Factor de masa efectiva Cm

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

El coeficiente C1 relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta elástica lineal; depende del periodo efectivo, de la relación entre la demanda elástica y la resistencia de fluencia y del factor asociado con la clase de sitio.

Ecuación 5 Coeficiente C1

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{a * Te^2}$$

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

C1: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento correspondiente a una respuesta elástica lineal.

a: Factor asociado con la clase de sitio.

Te: Periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección analizada expresada en segundo.

Debido a que le suelo correspondiente al emplazamiento del Hospital Dario Machuca Palacios se clasifica como tipo D, para el presente análisis se adopta a=60.

Por su parte, C2 representa la influencia de la forma de la histéresis el estrechamiento de los ciclos, la degradación cíclica de la rigidez y el deterioro de la resistencia sobre el desplazamiento máximo esperado.

Ecuación 6 Coeficiente C2

$$C2 = 1 + \frac{1}{180}\left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{Te}\right)^2$$

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

C2: Factor de modificación asociado con las características de la respuesta histerética y la degradación estructural.

Siguiendo el procedimiento descrito en los párrafos anteriores se realiza la curva bilineal tomando en cuenta el desplazamiento correspondiente al cortante basal y el desplazamiento objetivo calculado.

- **Curva de bilineal del bloque 3**

Curva bilineal en el sentido X

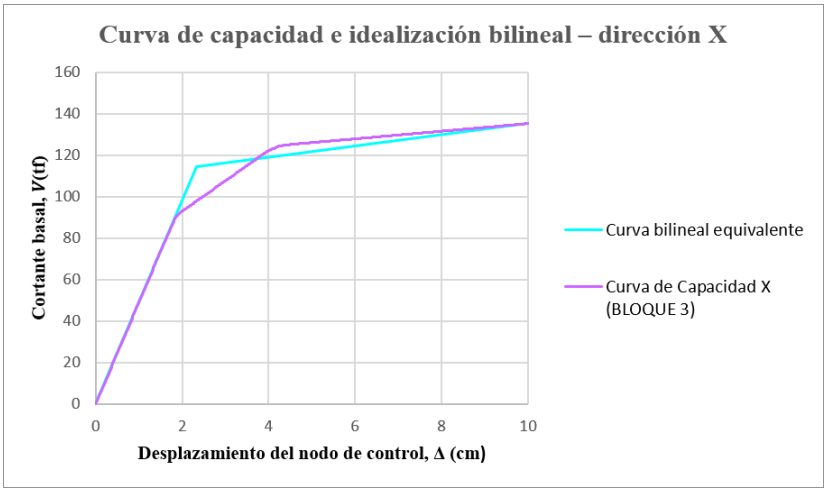

Ilustración 124 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Curva capacidad sentido Y

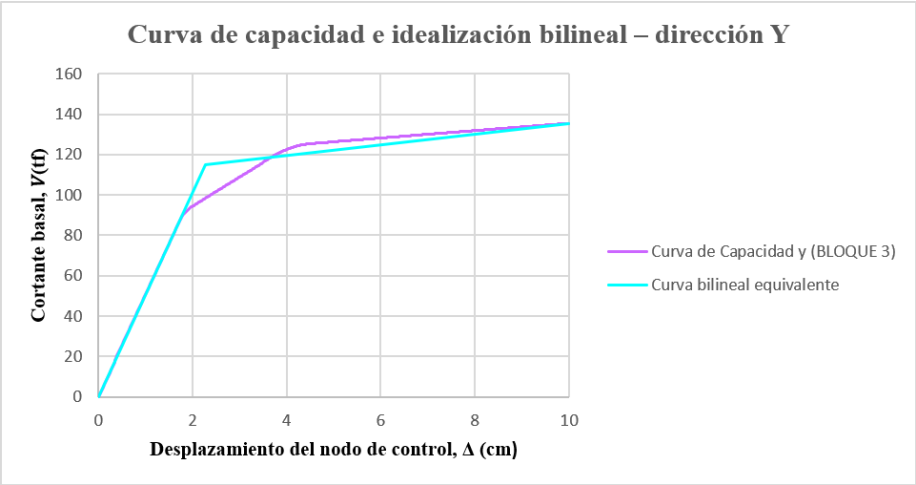

Ilustración 125 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

- **Curva bilineal del bloque 4**

Curva capacidad sentido X

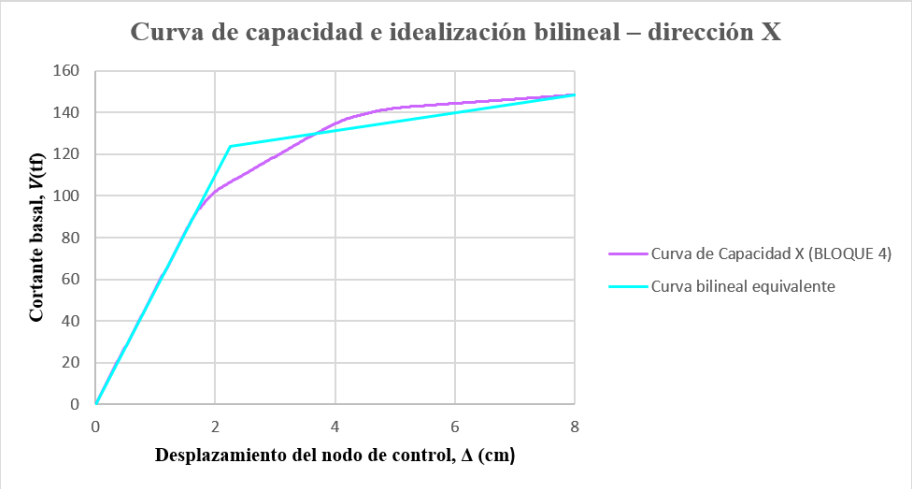

Ilustración 126 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Curva capacidad sentido Y

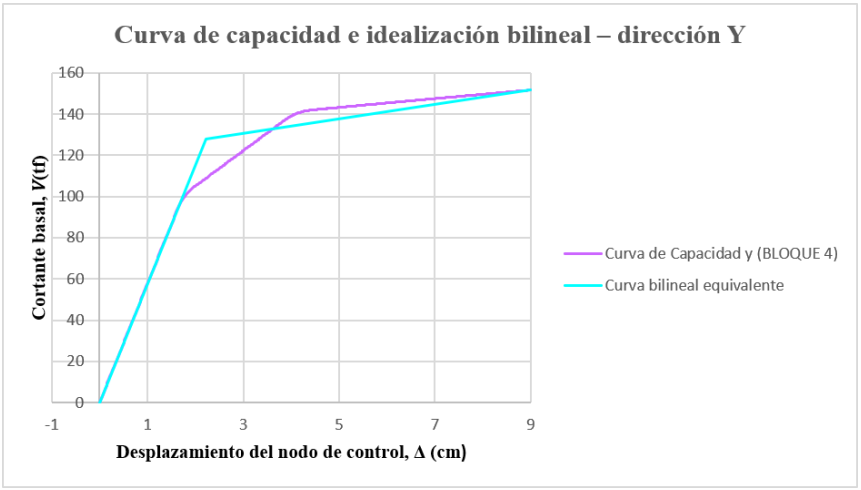

Ilustración 127 Curva de capacidad e idealización bilineal del bloque 3 en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5 Umbral de daño

Para cumplir con el objetivo de desempeño, los desplazamientos objetivos deben ser inferior a cada uno de los valores señalados en la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 21 Valores de desplazamiento objetivo máximo para niveles de desempeño

Nivel de desempeño	Desplazamiento objetivo *Dt/H*, %
Totalmente Operacional	≤ 0.2
Operacional	≤ 0.5
Seguridad de Vida	≤ 1.5
Pre Colapso	≤ 2.5
Colapso	> 2.5

Fuente: (Vision 2000 SEAOC, 1995)

Una vez idealizada las curvas de capacidad, se incorpora el desplazamiento objetivo y los umbrales de desplazamiento asociados con los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP). La comparación entre estos valores permite establecer, a escala global, el intervalo de desempeño en el que se encuentra la demanda de desplazamiento de la estructura.

- **Curva de capacidad, idealización bilineal y umbrales de desempeño del bloque 3**

Curva de capacidad, idealización bilineal y umbrales de desempeño en el sentido X

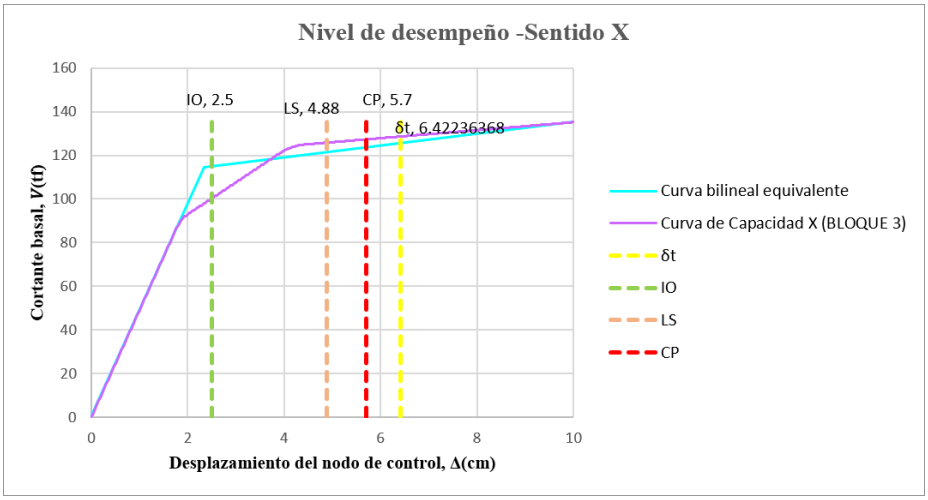

Ilustración 128 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 3 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Curva de capacidad, idealización bilineal y umbrales de desempeño en el sentido Y

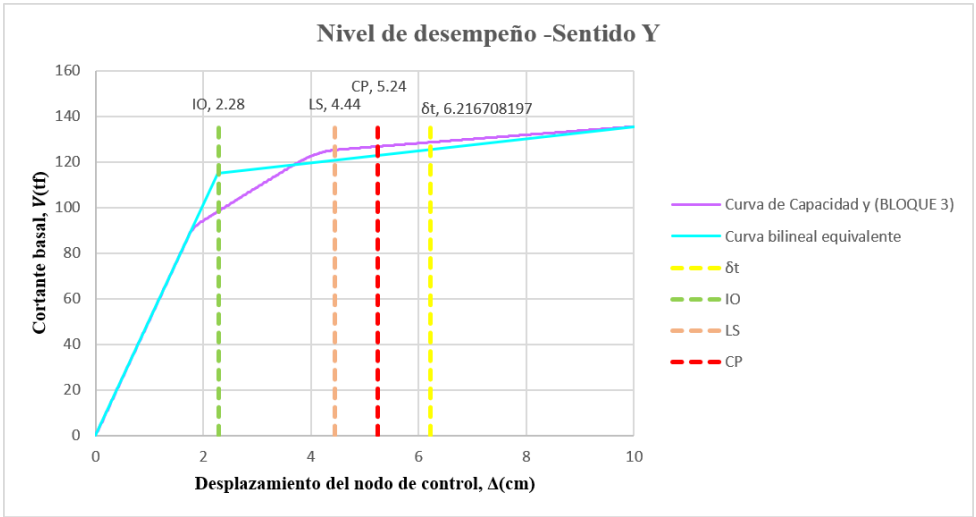

Ilustración 129 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 3 en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

- **Curva de capacidad, idealización bilineal y umbrales de desempeño del bloque 4**

Curva de capacidad, idealización bilineal y umbrales de desempeño en el sentido X

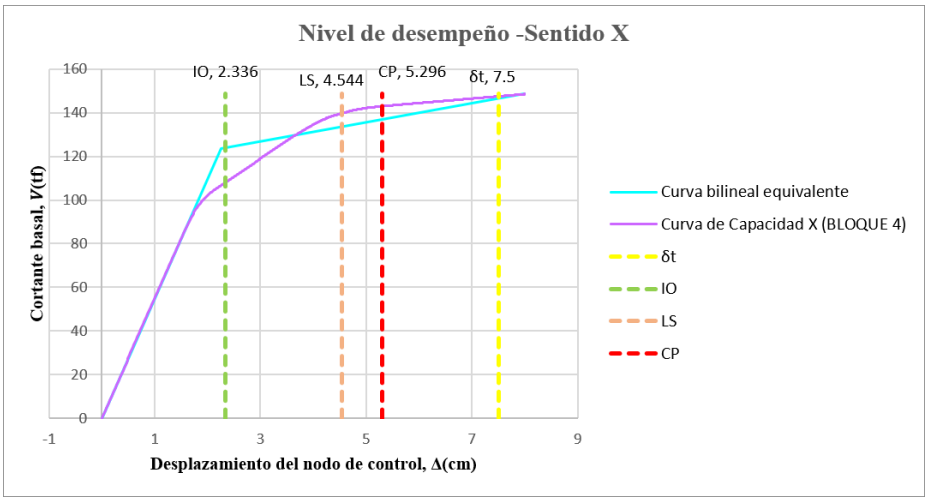

Ilustración 130 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 4 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Curva de capacidad, idealización bilineal y umbrales de desempeño en el sentido Y

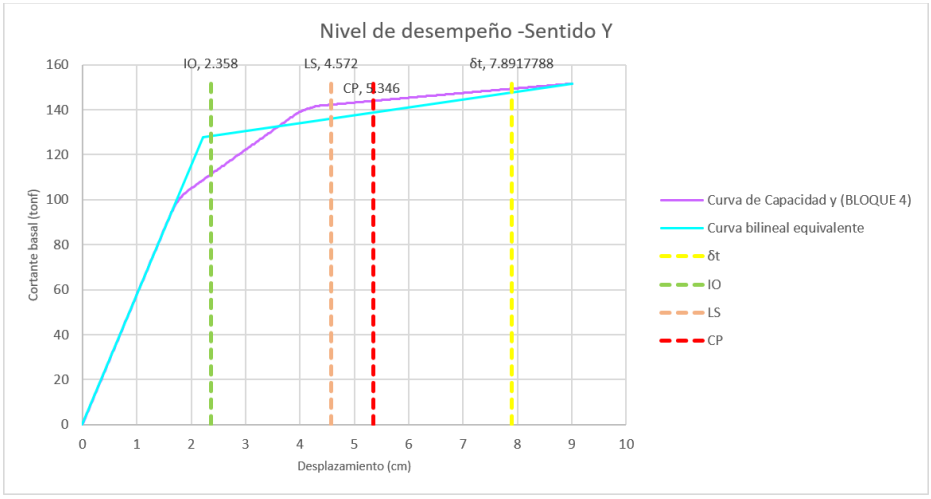

Ilustración 131 Curva de capacidad, idealización bilineal, desplazamiento objetivo y umbrales de desempeño del Bloque 4 en la dirección X

Fuente: Elaboración propia.

La comparación de las curvas de capacidad con los umbrales globales de desempeño evidencia que el desplazamiento objetivo supera el límite de prevención del colapso en los cuatro casos analizados. Conforme a los umbrales globales, ninguno de los bloques satisface los niveles de ocupación inmediata, seguridad de vida ni prevención al colapso para la demanda sísmica considerada, siendo el Bloque 4 el que presenta la mayor vulnerabilidad.

4.2 Análisis dinámico no lineal tiempo historia

4.2.1 Base del procedimiento

El procedimiento dinámico no lineal (NDP), también denominado análisis dinámico no lineal tiempo historia, permite determinar la repuesta sísmica de una edificación. Mediante un modelo matemático que incorpora directamente las relaciones no lineales entre las fuerzas y las deformaciones de sus componentes. Para efectuar el análisis, el modelo se somete a historias de aceleración del terreno representativas del nivel de amenaza sísmica considerado, a partir de las cuales se calculan los desplazamientos, las deformaciones y las fuerzas internas desarrolladas durante el movimiento. La base de este procedimiento se establece en el (ASCE/SEI 41-13, 2014) en la sección 7.4.4.1.

La respuesta estructural se determina mediante la resolución de las ecuaciones de movimiento a lo largo de una secuencia de incremento temporal. Cuando se utiliza el método de integración directa, las ecuaciones correspondientes al modelo estructural completo se resuelven en cada paso de tiempo, considerando el estado alcanzado en el incremento anterior. De esta manera, el análisis puede representar la fluencia, los cambios de rigidez y la formación de rótulas plásticas. Asimismo, puede incorporar la degradación de resistencia, el comportamiento histérico y los efectos geométricos de segundo orden, siempre que estas propiedades hayan sido definidas adecuadamente en el modelo numérico (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010).

La modelación empleada en el procedimiento dinámico no lineal se fundamenta en principios semejantes a los utilizados en el análisis estático no lineal. Sin embargo, ambos procedimientos difieren en la forma de determinar la demanda sísmica. En el análisis pushover se aplica un patrón de cargas laterales que aumenta progresivamente hasta alcanzar un

desplazamiento objetivo; en cambio, en el análisis tiempo-historia la respuesta se obtiene directamente a partir de la acción de los acelerogramas.

Otra característica del procedimiento es su capacidad para representar la variación temporal y los cambios de sentido de la respuesta estructural. Esto permite considerar los ciclos de carga y descarga, las demandas acumuladas y la participación de los modos superiores incluidos en el modelo. No obstante, los resultados dependen de las propiedades asignadas a los componentes, del modelo histerético, del amortiguamiento, del intervalo de integración y de las características de los movimientos sísmicos empleados. En consecuencia, el análisis requiere verificar la estabilidad de la solución y la convergencia numérica durante toda la duración de cada registro.

La respuesta obtenida puede variar entre acelerogramas debido a las diferencias en amplitud, frecuencia, duración y secuencia de pulso. Por esta razón la evaluación debe realizarse mediante un conjunto de registros representativos de la amenaza sísmica y de las condiciones del sitio. La selección, corrección y ajuste de estos registros debe efectuarse con respecto al espectro objetivo correspondiente al nivel de amenaza analizado.

Finalmente, las demandas obtenidas mediante los análisis deben compararse con los criterios de aceptación correspondientes al nivel de desempeño seleccionado. Para las acciones controladas por deformación se verifican parámetros como las rotaciones plásticas, y las deformaciones inelásticas; mientras que, para las acciones controladas por fuerza, as solicitaciones se contrastan con la resistencia disponible del componente. En él (ASCE/SEI 41-13, 2014), los criterios aplicables a los procedimientos no lineales se establecen en la sección 7.5.3

En el presente estudio, los casos dinámicos no lineales parten del estado estructural establecido bajo las cargas gravitacionales y ejecutan mediante integraciones directas en ETABS. Los registros sísmicos, ajustados a los espectros correspondientes a periodos de retorno de 475 y 2500 años para suelo tipo D, se aplican en las direcciones principales de la estructura. Los resultados permiten evaluar desplazamientos, derivas de entrepiso, fuerzas internas y demandas en las rótulas plásticas, con el propósito de verificar el desempeño estructural de Ocupación Inmediata, tanto en la condición existente como después de implementar la propuesta de reforzamiento.

4.2.2 Determinación de fuerzas y deformaciones

El (ASCE/SEI 41-13, 2014) indica que las fuerzas y deformaciones se obtiene directamente de los resultados de cada analiza tiempo – historia. Para ello, se identifican los valores extremos de los parámetros relevantes, como son desplazamiento, derivas de entre piso, fuerzas internas y deformaciones inelásticas.

El procesamiento de estos resultados depende de si la respuesta analizada es sensible al sentido de la acción. Cuando el signo no modifica su interpretación, se determina el máximo valor absoluto alcanzado en cada registro. A partir de estos resultados, la respuesta promedio se calcula mediante su media aritmética, mientras que la respuesta máxima corresponde al mayor valor obtenido en el conjunto de análisis.

Cuando el sentido de la acción es relevante, los valores positivos y negativos deben procesarse por separado para cada eje. En este caso, se calculan independientemente la media de los máximos positivos y la media de los mínimos negativos. Asimismo, la respuesta máxima queda representada por el mayor valor positivo y el menor valor negativo registrados en el conjunto de historias analizadas.

La selección entre respuestas promedio o máximas debe efectuarse conforme al número y tratamiento de los registros establecidos por la normativa. Posteriormente, las demandas obtenidas se comparan con los criterios de aceptación definidos para el nivel de desempeño evaluado, con el propósito de determinar si las fuerzas y deformaciones desarrolladas permanecen dentro de los límites admisibles para cada componente estructural.

4.2.3 Criterios de aceptación para procedimientos no lineales

Los criterios de aceptación permiten determinar si las demandas obtenidas mediante el procedimiento estático no lineal (NSP) o el procedimiento dinámico no lineal (NDP) son compatibles con la capacidad de los componentes y con el nivel de desempeño estructural seleccionado. Esta verificación se la debe realizar tanto para los componentes primarios como; para los secundarios; conforme lo establecido en la sección 7.5.3 del (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Para las acciones controladas por deformación, la capacidad esperada del componente no debe ser inferior a la demanda inelástica calculada. En el NSP se consideran las deformaciones alcanzadas en el desplazamiento objetivo, mientras que en el NDP se utilizan las demandas máximas obtenidas y procesadas a partir de las historias de respuesta. El

componente se considera aceptable cuando dichas demandas permanecen dentro de los límites establecidos para el nivel de desempeño evaluado.

En las acciones controladas por fuerza. La resistencia límite inferior del componente debe ser igual o superior a la máxima fuerza obtenida del análisis. Su determinación debe considerar la interacción entre las solicitaciones que actúan simultáneamente, como carga axial, momento flector y fuerza cortante, así como el estado de deformación alcanzado por el elemento.

La aceptación de los resultados también requiere comprobar la validez de los supuestos adoptados en el modelo. Las zonas de comportamiento inelástico deben ser compatibles con la distribución de esfuerzos, la resistencia y las condiciones de equilibrio del componente. Dera verificarse la capacidad residual de la estructura para sostener las cargas gravitacionales después del sismo, considerando la redistribución de esfuerzos y la posible reducción de rigidez o resistencia ocasionada por el daño.

4.2.4 Análisis de los movimientos sísmicos

Par el análisis dinámico no lineal se emplea como mínimo tres conjuntos de acelerogramas, provenientes de tres eventos símicos. Da conjunto debe estar integrado por dos componentes horizontales ortogonales y, cuando se considere explícitamente la respuesta vertical, por una componente vertical adicional. Los registros seleccionados deberán presentar magnitudes, mecanismos de ruptura, distancias a la fuente y condiciones de sitio compatibles con los escenarios que controlan el peligro sísmico del emplazamiento.

En modelos tridimensionales, los acelerogramas del movimiento del suelo deberán consistir en pares componentes horizontales (componente Norte y componente Este) de aceleración del movimiento del suelo apropiado, que deberán seleccionarse y escalarse a partir de eventos registrados individuales, o determinarse de manera coherente.

Para cada par de historias de aceleración horizontal del movimiento del suelo, se deberá construir un espectro de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) tomando el SRSS de los espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento para los componentes escalados, aplicando un factor de escala idéntico a ambos componentes de un par. El promedio de los espectros SRSS correspondientes a todos los pares escalados no deberá situarse por debajo del

espectro objetivo dentro del intervalo comprendido entre 0.2T y 1.5T siendo T el periodo fundamental de la estructura en la dirección analizada.

También se permite aplicar técnicas de ajuste espectral, siempre que se conserve razonablemente el contenido temporal de los acelerogramas. Para emplazamientos ubicados a más de 5 km de la falla activa que controla el peligro, el promedio de los espectros correspondientes a cada dirección horizontal no deberá ser inferior al 71 % del espectro objetivo dentro del intervalo establecido. En sitios próximos a la falla, deberán considerarse, cuando corresponda, las componentes normal y paralela a esta, debido a la posible influencia de los efectos de campo cercano (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Antes del escalamiento o ajuste espectral, los acelerogramas deberán revisarse para identificar desplazamiento de línea base, tendencias no físicas ruido y valores residuales excesivos de velocidad o desplazamiento. Una vez procesados, los registros se ajustarán independientemente a los espectros correspondientes a cada nivel de amenaza sísmica considerado. Este procedimiento permitirá representar tanto la demanda espectral del sitio como la variabilidad temporal inherente a los movimientos sísmicos reales.

4.2.4.1 Selección de señales

Para el presente estudio se contó con tres registros símicos, lo cual cumple con el número mínimo de historias de aceleración del movimiento del suelo que deben utilizarse. Para el presente estudio se utilizaron los registros de aceleración que se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 22 Registros de aceleración a utilizar

Selección de sañales		
N	**Componente X**	**Componente Y**
1	AGYE-E	AGYE-N
2	AOTA-E	AOTA-N
3	PRAM-E	PRAM-N

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presentan los registros originales, previos al escalamiento y acordes a los espectros de diseño con el periodo de retorno de análisis.

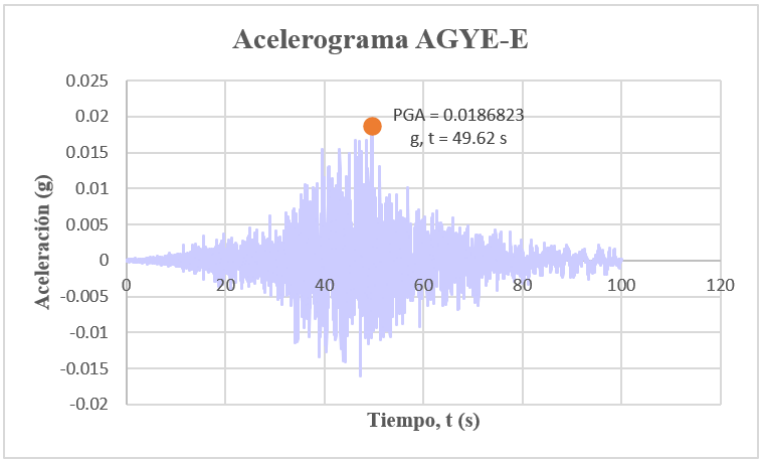

Ilustración 132 Acelerograma AGYE-E

Fuente: Elaboración propia.

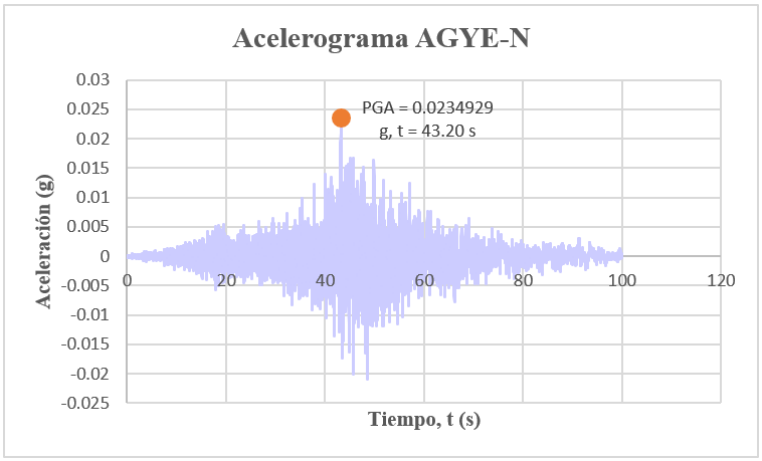

Ilustración 133 Acelerograma AGYE-N

Fuente: Elaboración propia.

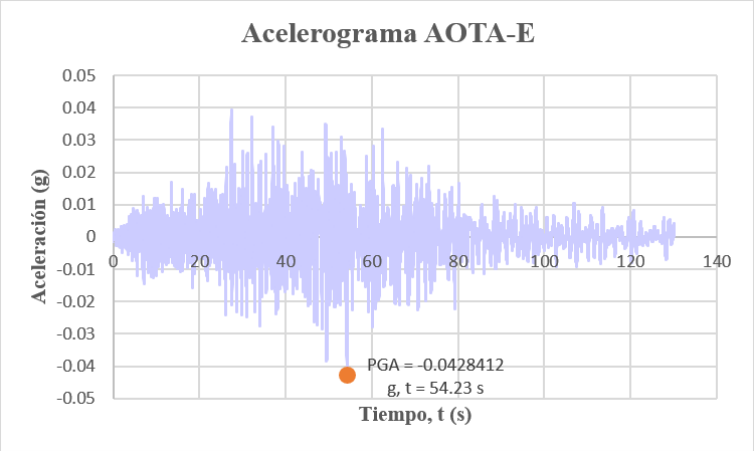

Ilustración 134 Acelerograma AOTA-E

Fuente: Elaboración propia.

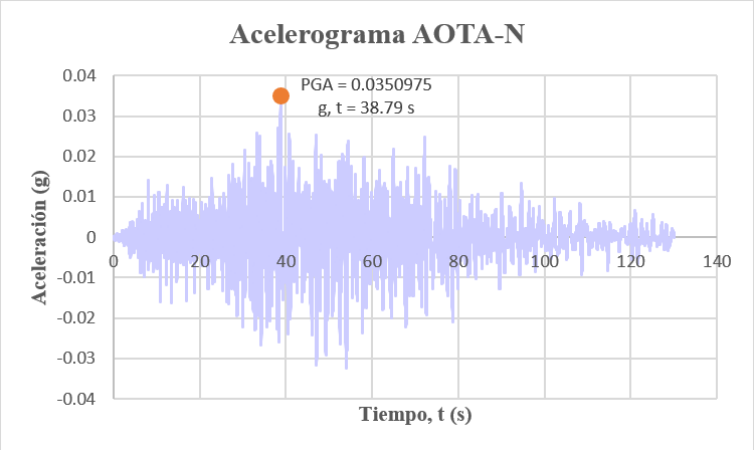

Ilustración 135 Acelerograma AOTA-N

Fuente: Elaboración propia.

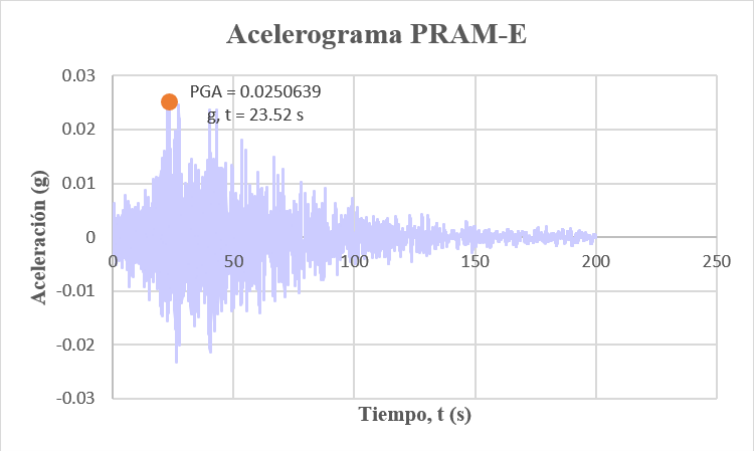

Ilustración 136 Acelerograma PRAM-E

Fuente: Elaboración propia.

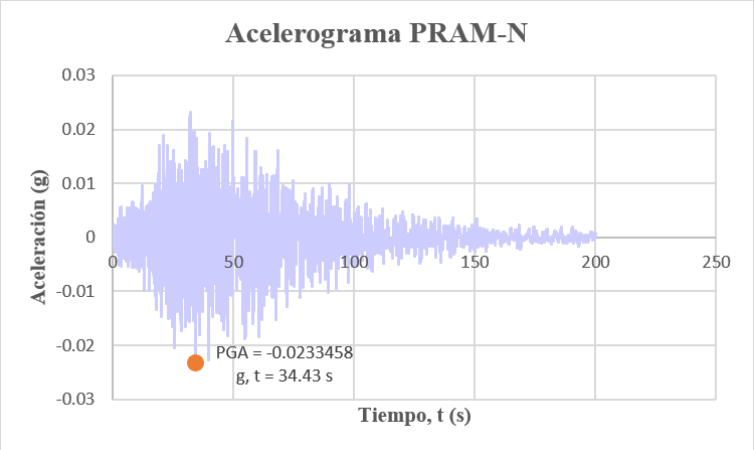

Ilustración 137 Acelerograma PRAM-N

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4.2 Escalamiento de señales

El espectro de respuesta de diseño para el sitio de estudio se los puede observar en la Ilustración 27, el cual representa el espectro elástico horizontal de aceleración según la (NEC - SE - DS, 2014).

Los tres movimientos de terreno asignados a cada grupo se deben escalar de acuerdo con el procedimiento que consta en el (ASCE/SEI 7-22, 2022). En este procedimiento, los movimientos del terreno se escalan en amplitud de tal manera que su espectro de respuesta con

amortiguamiento promedio del 5% no sea menor que el espectro de respuesta de diseño para períodos que varían de 0.2T a 1.5T, donde T es el período natural fundamental de la estructura del edificio. Este procedimiento de escala se observa en la siguiente ilustración.

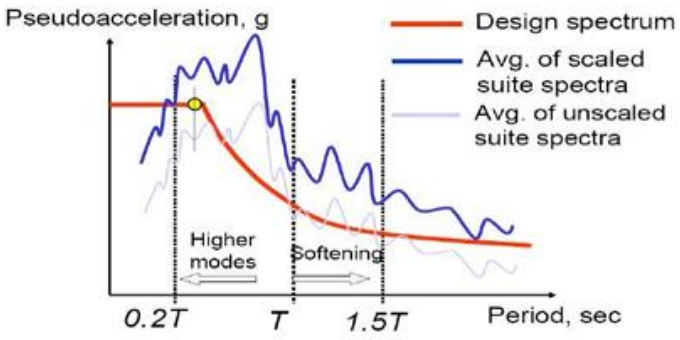

Ilustración 138 Representación conceptual del escalamiento de acelerogramas respecto al espectro objetivo

Fuente: (Hokamabadi, Gholizadeh, & Tariverdilo, 2021)

La ilustración muestra que los espectros de los registros originales pueden presentar, en determinados periodos, ordenadas inferiores a la demanda establecida. Después del escalamiento, el espectro promedio debe alcanzar o superar el espectro objetivo dentro del intervalo de análisis. El límite inferior permite incorporar la influencia de los modos superiores, mientras que el límite superior considera el incremento del periodo estructural asociado con la pérdida de rigidez durante la respuesta inelástica.

A continuación, se puede observar los periodos a utilizar para cada uno de los bloques, los cuales ayudaran a realizar el escalamiento de las señales.

- **Bloque 3**

Tabla 23 Periodos para Spectral Matching del bloque 3

Periodos para Spectral Matching	
T_min (seg)	0.437
T_max (seg)	0.44
T_inf (seg)	0.087
T_sup (seg)	0.66

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

Tabla 24 Periodos para Spectral Matching del bloque 4

Periodos para Spectral Matching	
T_min (seg)	0.484
T_max (seg)	0.49
T_inf (seg)	0.097
T_sup (seg)	0.7305

Fuente: Elaboración propia

4.2.4.2.1 Espectro de respuesta escalado

Para el procesamiento y escalamiento de los registros sísmicos se utilizaron los programas DEGTRA y Seismo Matcha, mediante los cuales se realizo el filtrado y escalamiento de los acelerogramas. Así también, es importante mencionar que se tomó espectro objetivo el espectro para un suelo tipo “D”, para un periodo de retorno de 475 años y 2500 años.

A continuación, se presentan los espectros de respuesta escalados con el espectro objetivo para cada bloque analizado y en función de los periodos de retorno de 475 años y 2500 años.

- **Bloque 3**

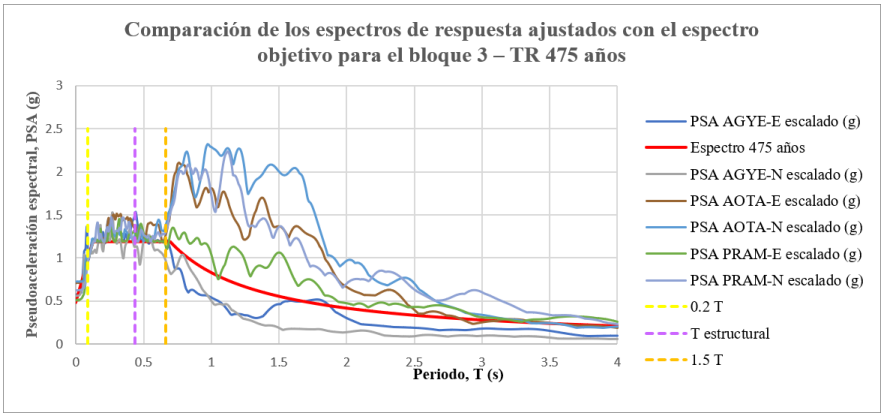

Ilustración 139 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 3 para Tr= 475 años

Fuente: Elaboración propia

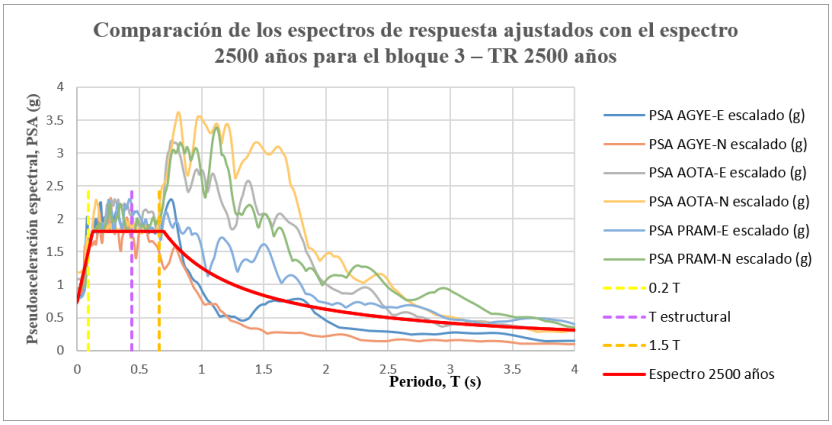

Ilustración 140 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 3 para Tr= 2500 años

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

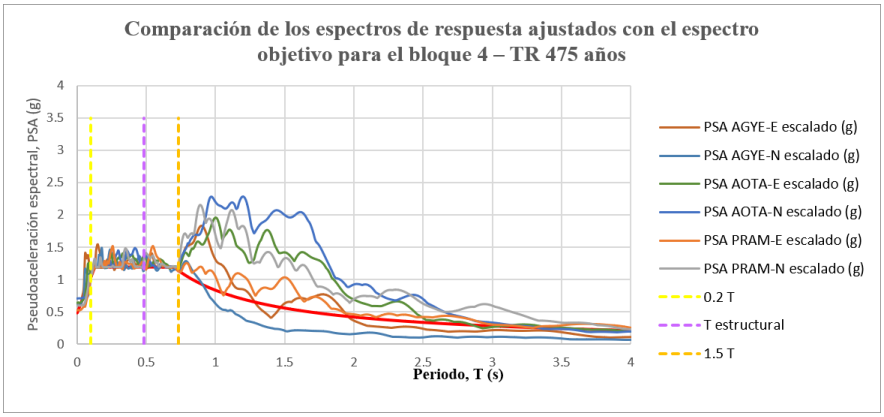

Ilustración 141 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 4 para Tr= 475 años

Fuente: Elaboración propia

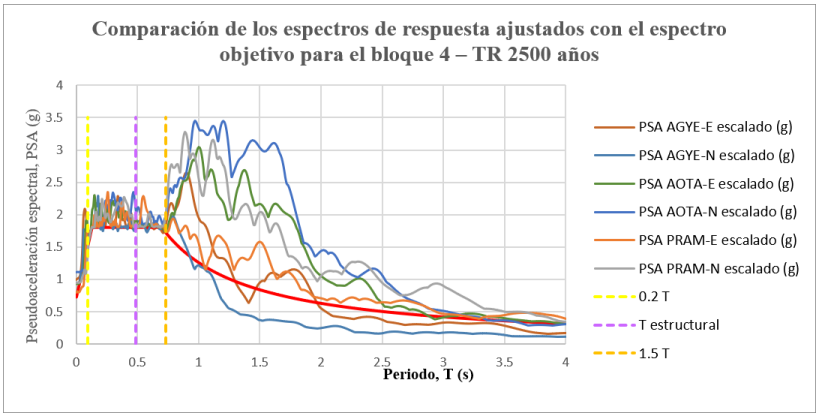

Ilustración 142 Comparación de los espectros de respuesta ajustados con el espectro objetivo del bloque 4 para Tr= 2500 años

Fuente: Elaboración propia

4.2.1 Objetivo de desempeño

Tabla 25 Objetivos de desempeño de la edificación

Objetivo de desempeño		
Nivel de demanda sísmica	**Periodo de retorno**	**Nivel de desempeño sísmico**
BSE-1	475 años	Ocupación Inmediata
BSE-2	2500 años	Seguridad de vida

Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Grafica tiempo- historia de aceleración

A continuación, se presentan las gráficas de historia- tiempo de aceleración para cada sismo escalada, además en el mismo se indica la aceleración máxima del suelo PGA, usando el mismo tipo de escalado para las tres historias de tiempo y un periodo de retorno de 475 años y 2500 años.

- **Bloque 3**

<u>Periodo de retorno de 475 años</u>

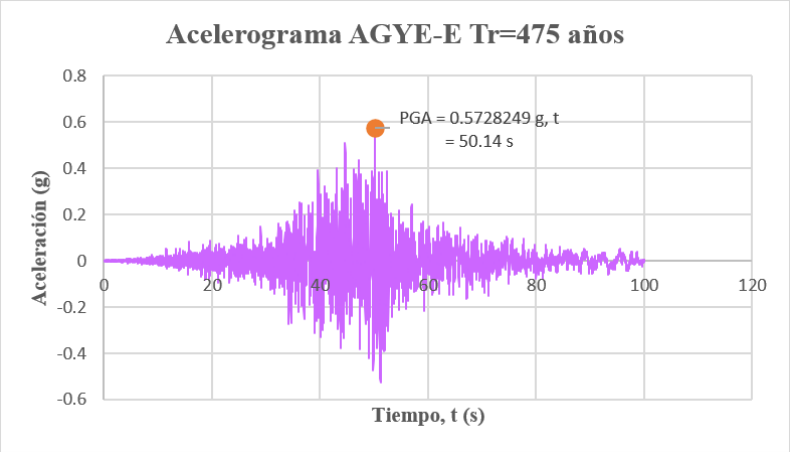

Ilustración 143 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

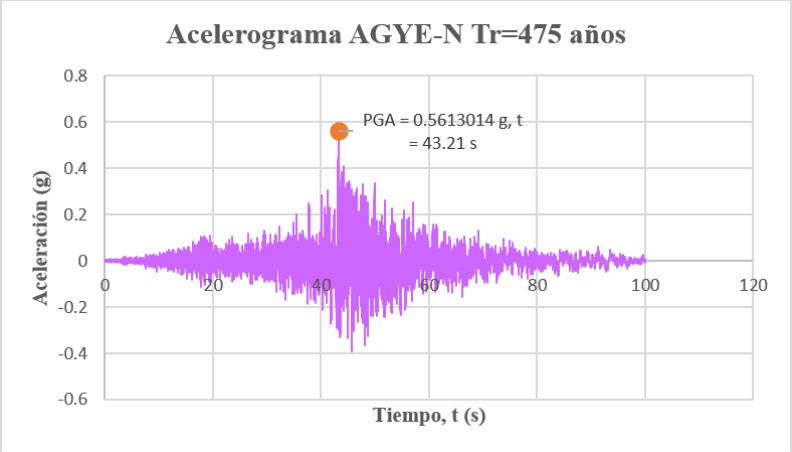

Ilustración 144 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

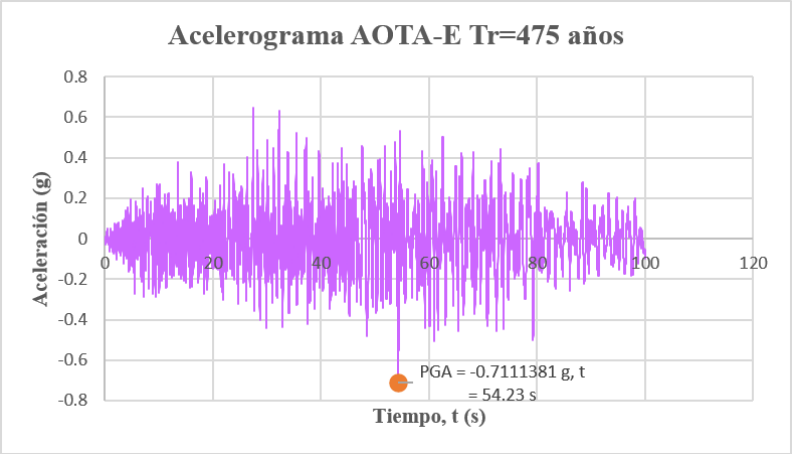

Ilustración 145 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

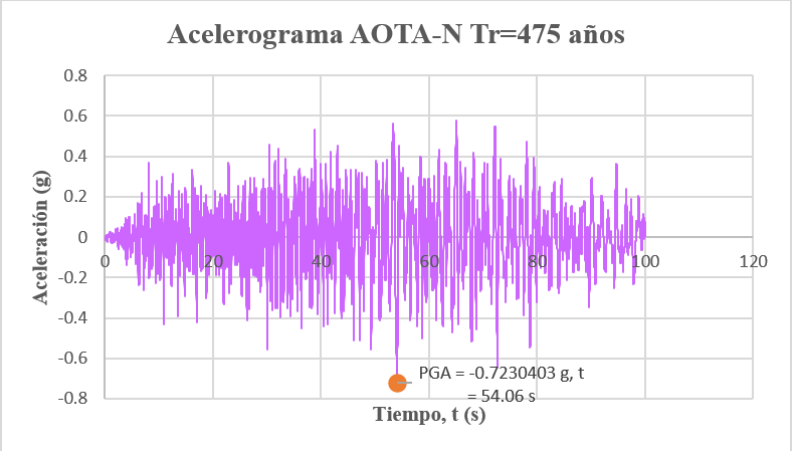

Ilustración 146 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

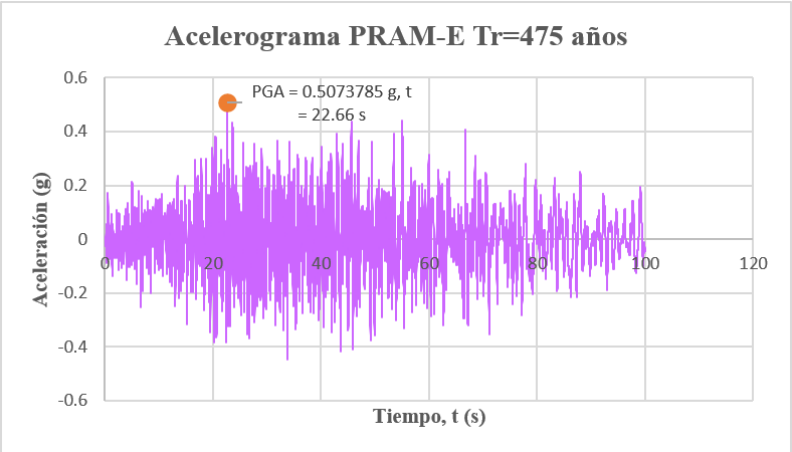

Ilustración 147 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

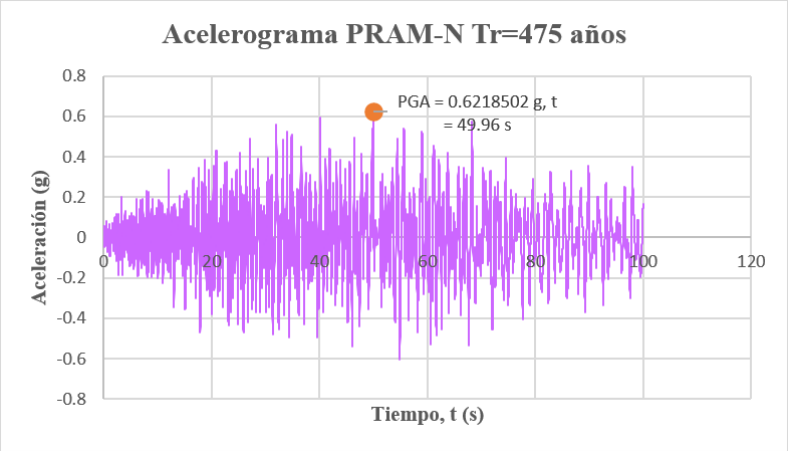

Ilustración 148 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

Periodo de retorno de 2500 años

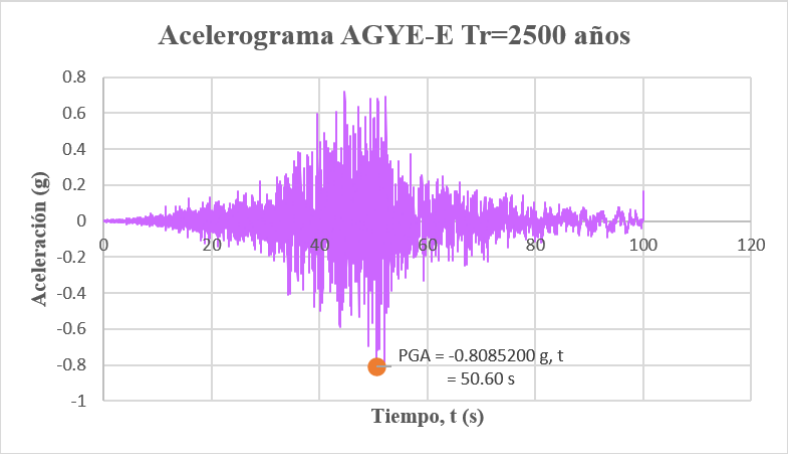

Ilustración 149 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

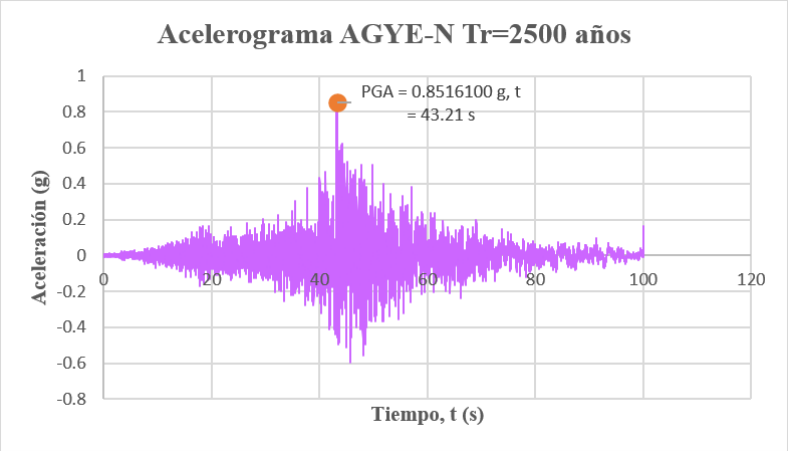

Ilustración 150 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

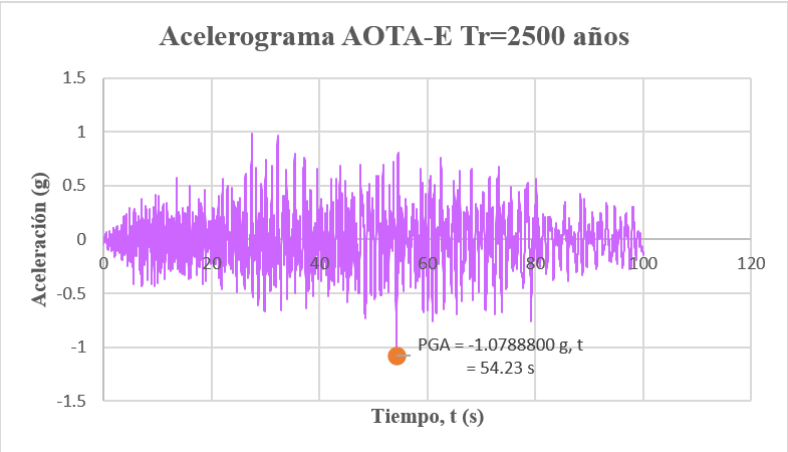

Ilustración 151 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

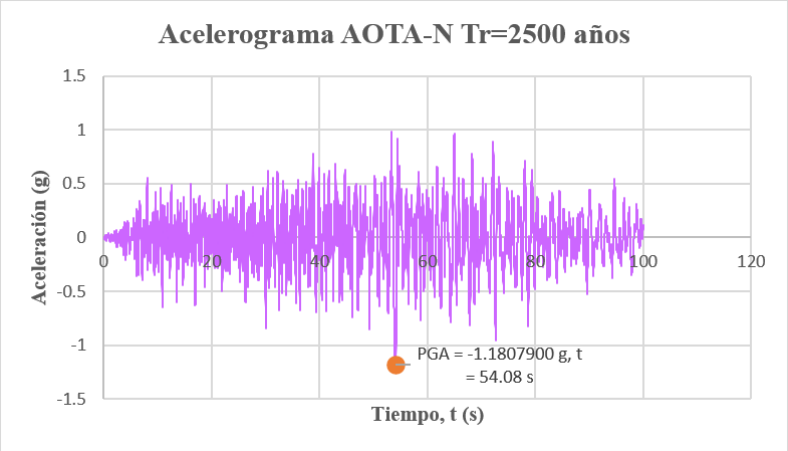

Ilustración 152 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

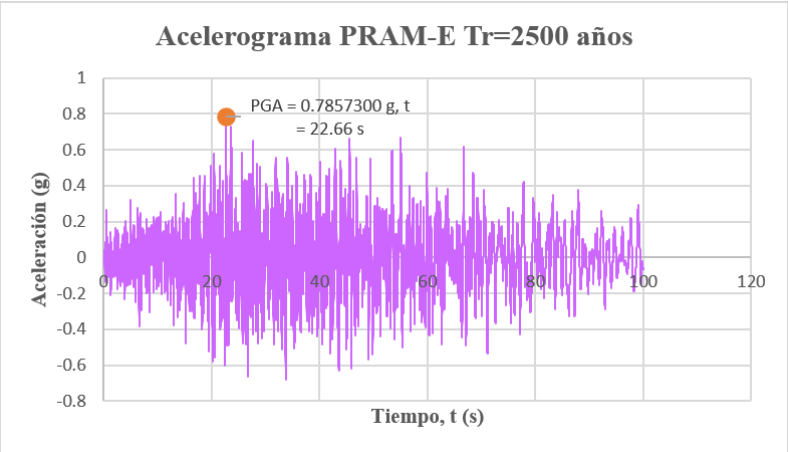

Ilustración 153 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

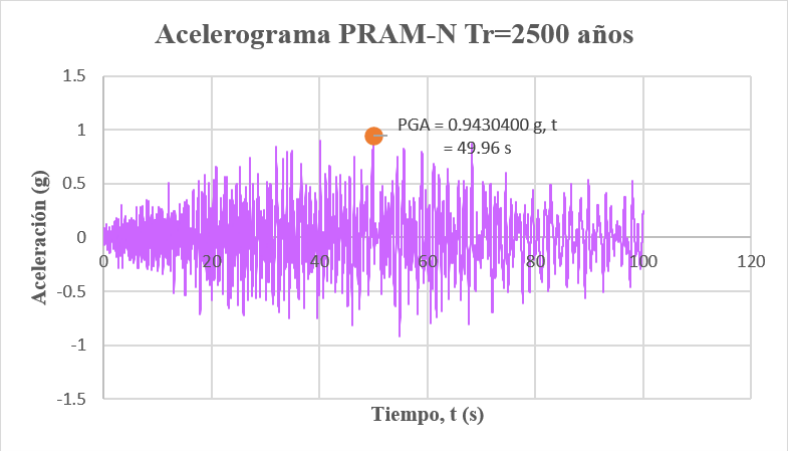

Ilustración 154 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

<u>Periodo de retorno de 475 años</u>

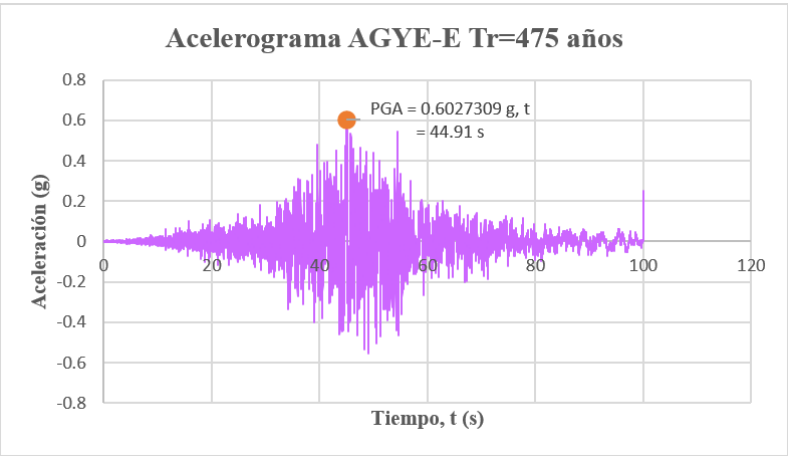

Ilustración 155 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

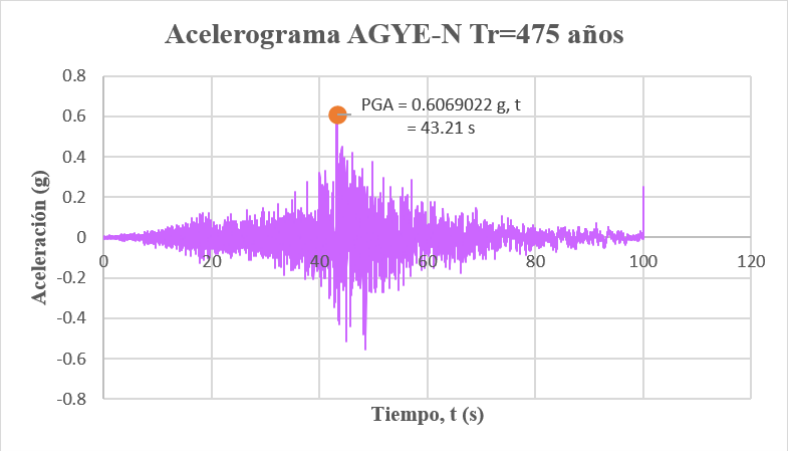

Ilustración 156 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

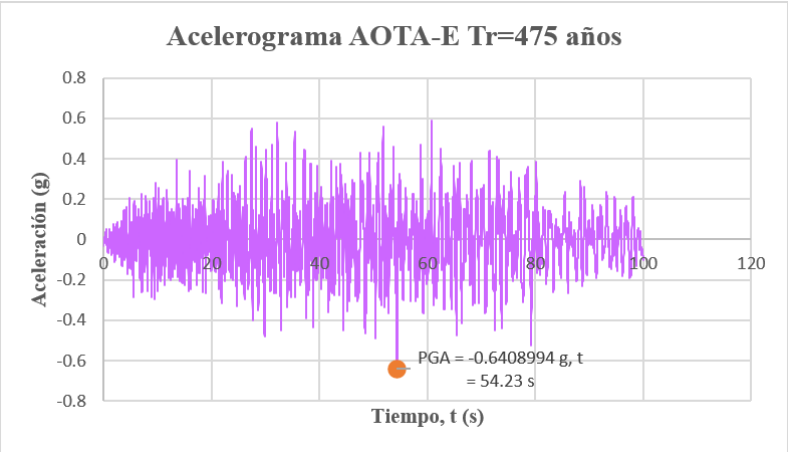

Ilustración 157 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

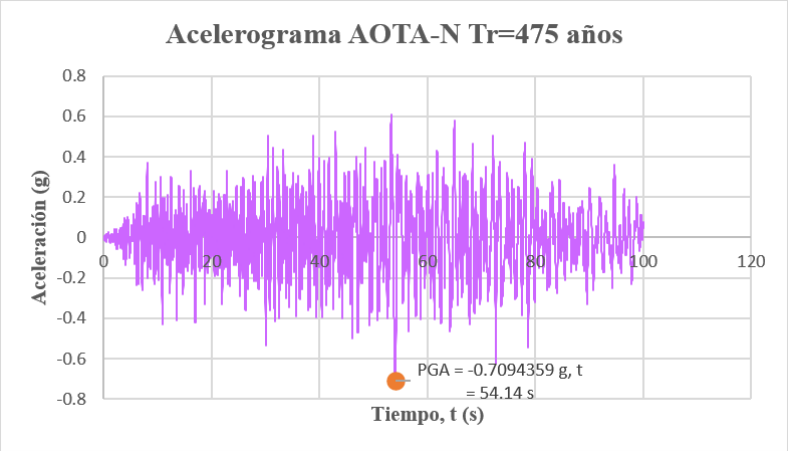

Ilustración 158 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

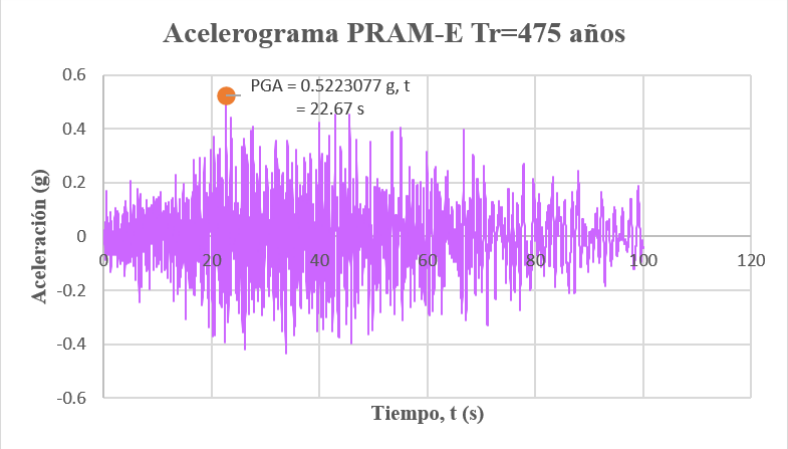

Ilustración 159 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

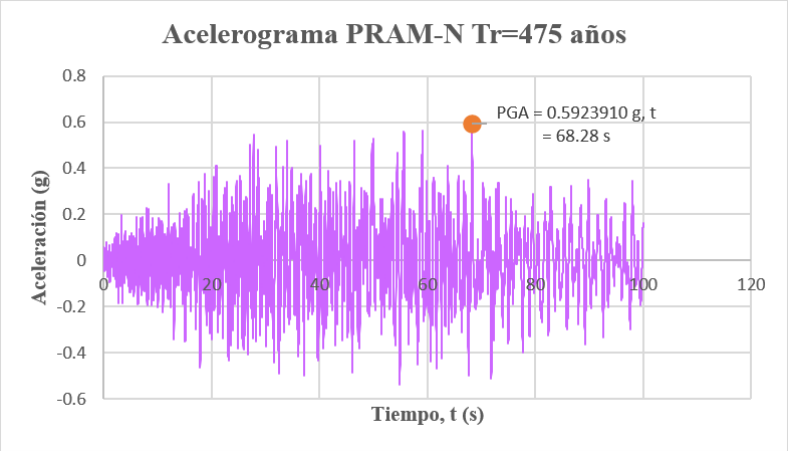

Ilustración 160 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

Periodo de retorno de 2500 años

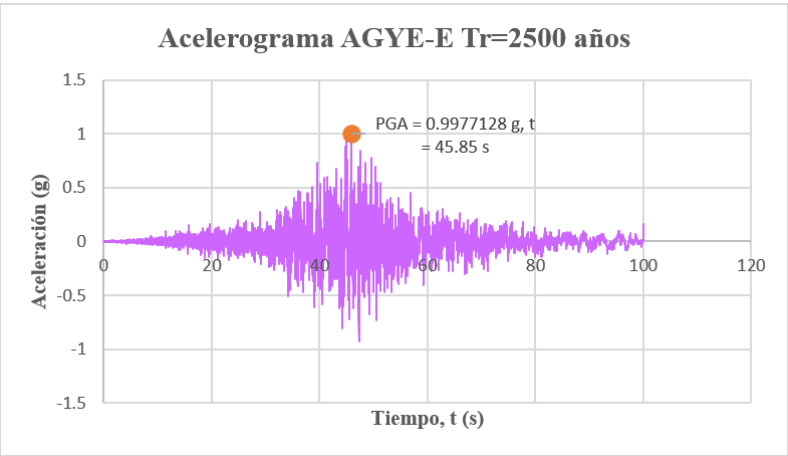

Ilustración 161 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

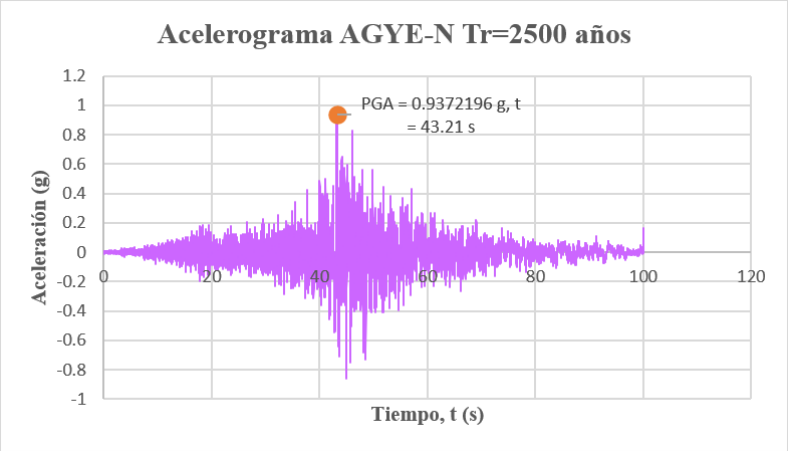

Ilustración 162 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-N en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

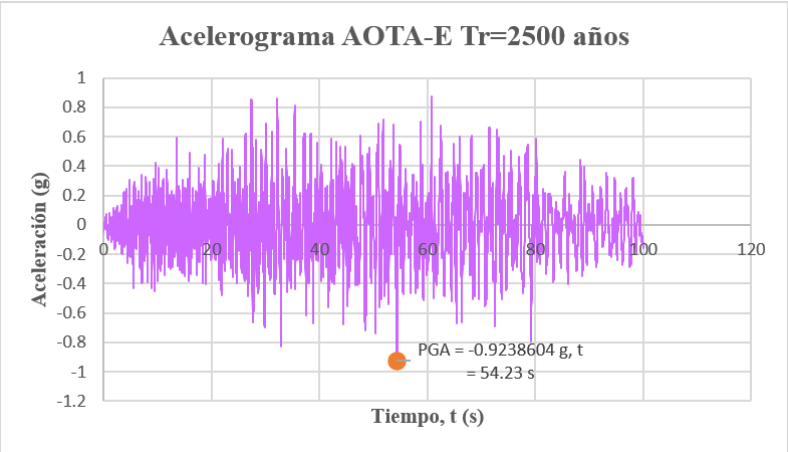

Ilustración 163 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

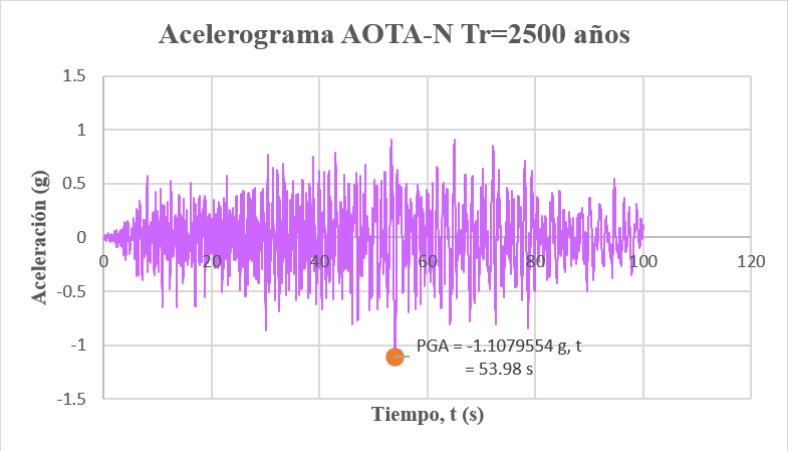

Ilustración 164 Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

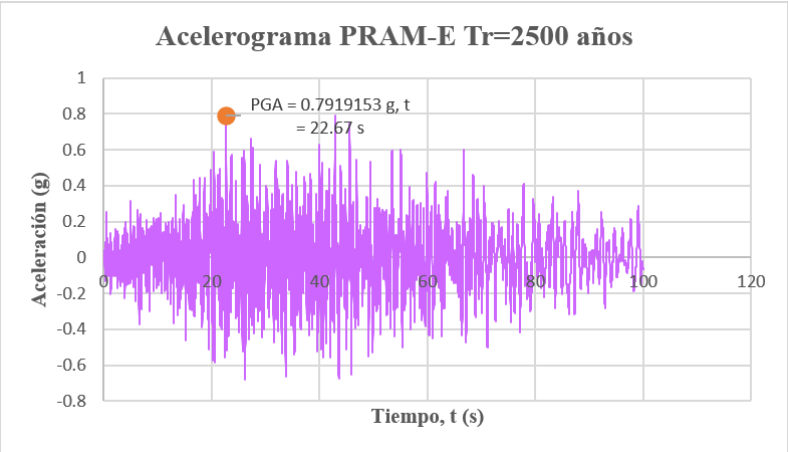

Ilustración 165 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

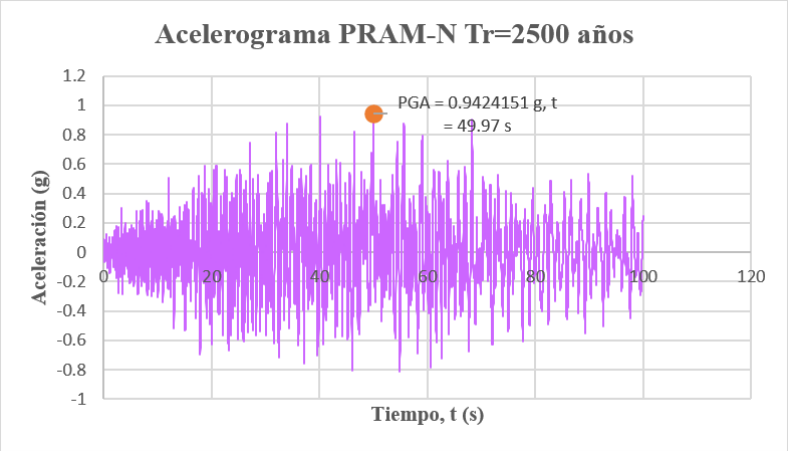

Ilustración 166 Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N en un periodo de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

4.3 Análisis de los resultados obtenidos del procedimiento dinámico no lineal

En esta sección se analizarán los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal (Nonlinear Dinamic Time History Analysis o NDTH), aplicado a cada bloque de las estructuras. A continuación, se presentarán las derivas de entrepiso, así como la comparación con los límites máximos establecidos en lola norma actual para cada objetivo de desempeño sismo- resistente.

Estas comparaciones permiten evaluar si la estructura cumple con los requisitos de desplazamiento para os estados de daño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso para cada uno de los periodos de retorno seleccionados para la evaluación de la estructura existente.

4.3.1 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 475 años

Para el presente análisis se consideran tres registros sísmicos representativos los cuales son: AGYE, AOTA, PRAM, los cuales reflejan diferentes características de movimiento y contribuye una evaluación robusta de la respuesta estructural. A continuación, se presentan las derivas obtenidas para un periodo de retorno de 475 años para cada uno de los registros en cada uno de los bloques analizados.

Para el periodo de retorno de 475 años, el objetivo de desempeño es de Ocupación Inmediata, esto quiere decir que la estructura debe mantener una rigidez y estabilidad suficiente para permitir la Ocupación Inmediata después de un evento sísmico.

Las derivas obtenidas para cada uno de los sismos e los bloque 3 y 4 se comparan con los límites permitidos para este estado de daño.

- **Bloque 3**

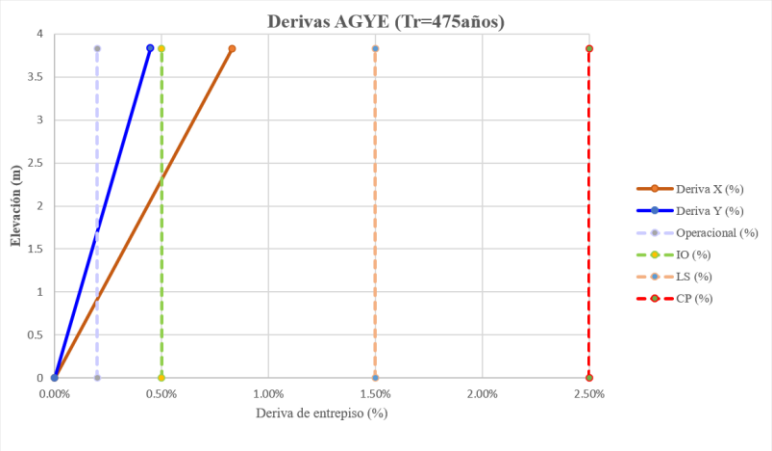

Ilustración 167 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

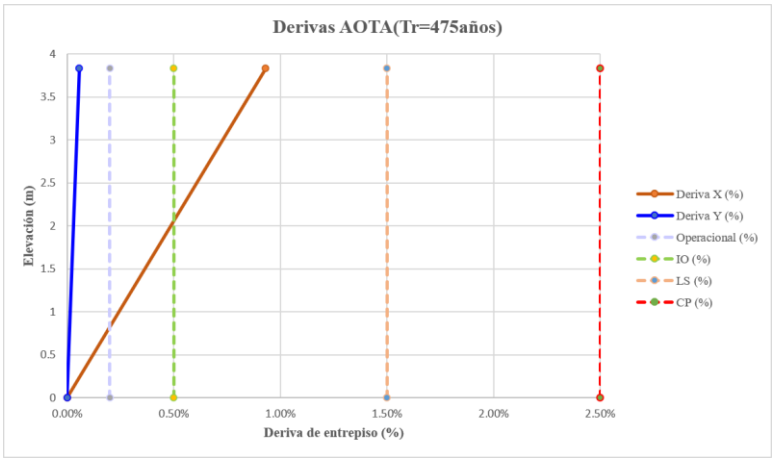

Ilustración 168 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

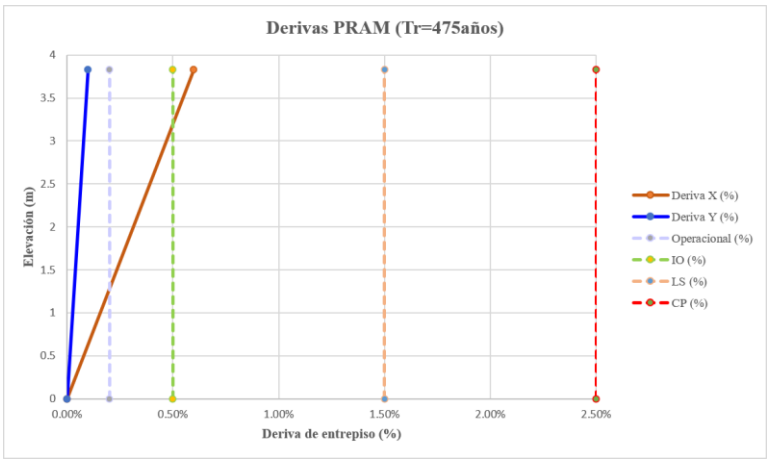

Ilustración 169 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

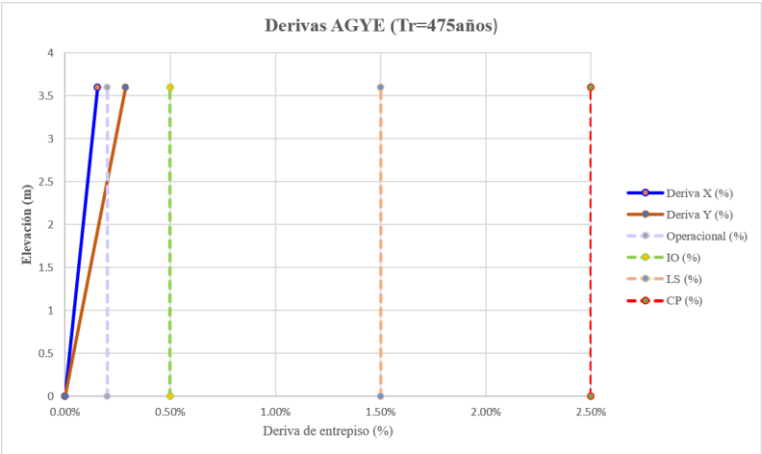

Ilustración 170 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

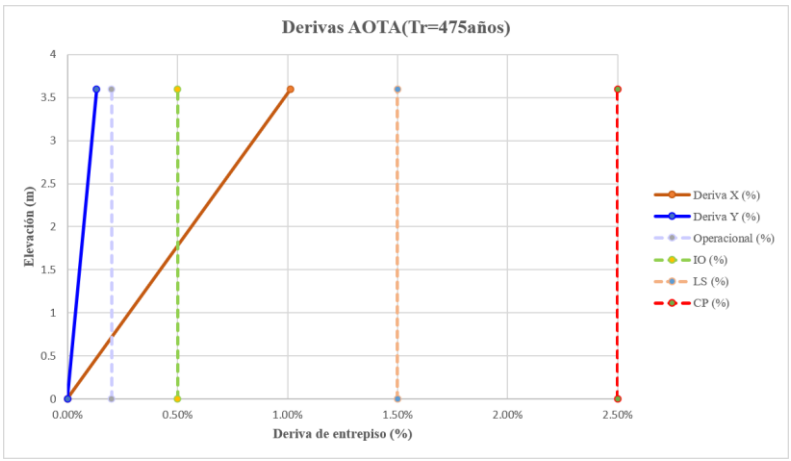

Ilustración 171 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

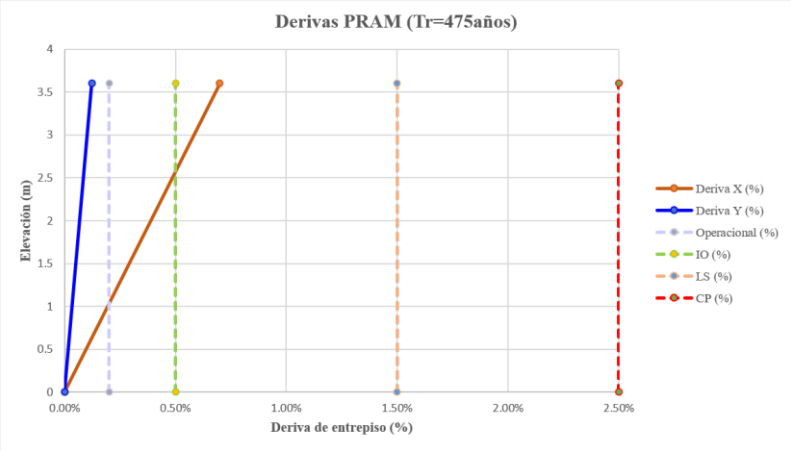

Ilustración 172 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

Las derivas de entrepiso obtenidas mediante el análisis dinámico no lineal tiempo historia muestran que la respuesta de los bloques 3 y 4 se encuentra principalmente controlada por la dirección X.

La comparación de los resultados evidencia que el bloque 3 presenta una respuesta desfavorable de manera consistente en la dirección X, debido a que los tres registros superan el límite de Ocupación Inmediata. En el bloque 4, este límite es excedido por los registros AOTA y PRAM, mientras que AGYE produce una respuesta operacional en dicha dirección. No obstante, la mayor deriva de todo el conjunto analizado se presenta en el bloque 4 bajo el registro AOTA. En ambas estructuras, las demandas desarrolladas en la dirección Y son menores y, en su mayoría, se mantienen dentro del nivel Operacional.

En consecuencia, ninguno de los dos bloques satisface el objetivo de Ocupación Inmediata para el periodo de retorno de 475 años, debido a que las máximas derivas obtenidas en la dirección X superan el límite del 0,50 %. Sin embargo, todos los resultados permanecen por debajo del límite de Seguridad de Vida. Esta condición permite identificar a la dirección X como la más crítica y justifica la implementación de una alternativa de reforzamiento destinada a incrementar la rigidez lateral y reducir las derivas de entrepiso en ambos bloques.

4.3.2 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 2500 años

Para el periodo de retorno de 2500 años, el objetivo de desempeño es de Seguridad de vida, esto quiere decir que la estructura debe mantener una rigidez y estabilidad suficiente para permitir la Seguridad de Vida después de un evento sísmico. Cabe mencionar que se permite una mayor deformación en la estructura, siempre y cuando se garantice la seguridad de la ocupación sin comprometer su integridad estructural.

Las derivas obtenidas para cada uno de los sismos e los bloque 3 y 4 se comparan con los límites permitidos para este estado de daño.

- **Bloque 3**

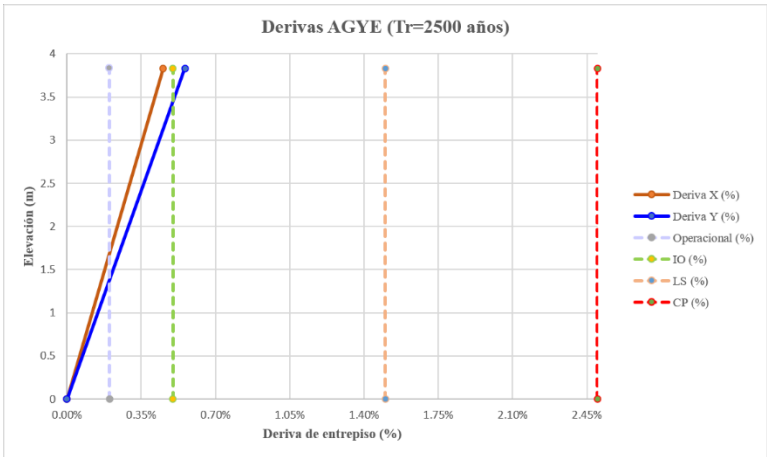

Ilustración 173 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

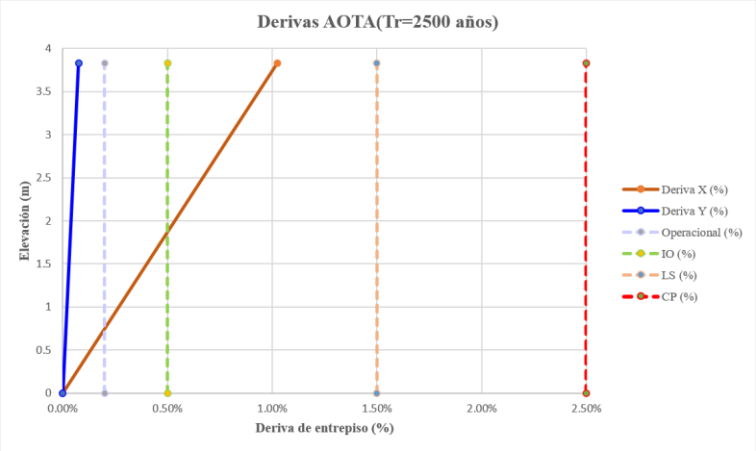

Ilustración 174 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

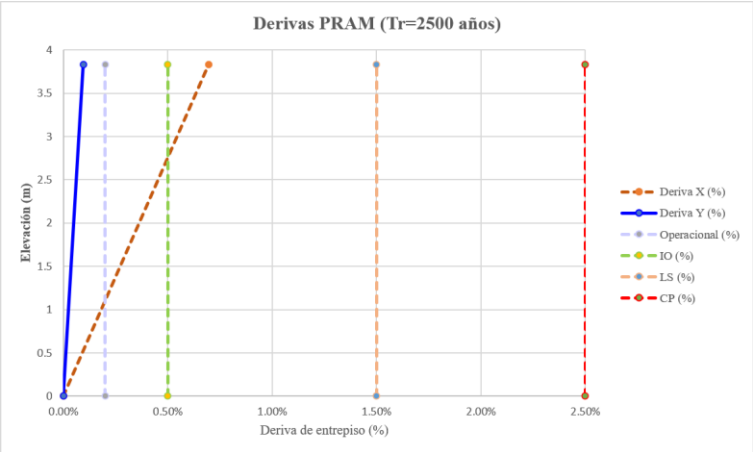

Ilustración 175 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

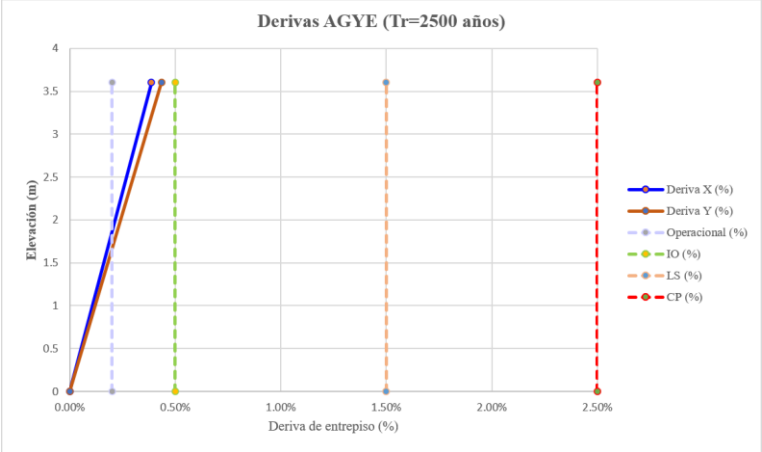

Ilustración 176 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, generadas por el sismo AGYE comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

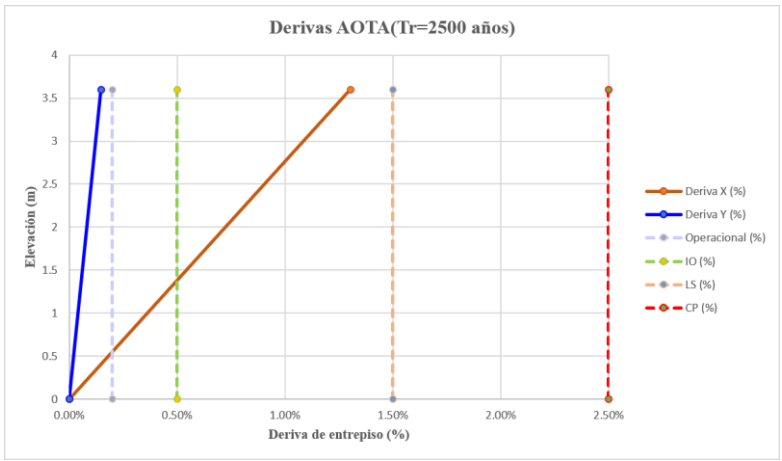

Ilustración 177 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, generadas por el sismo AOTA comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

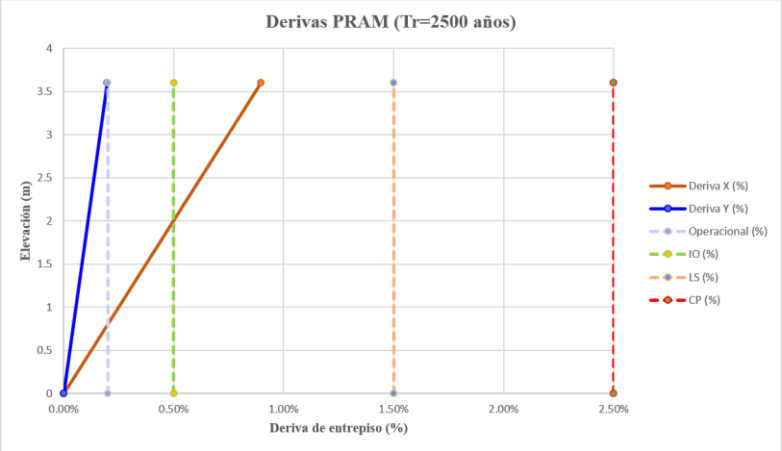

Ilustración 178 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, generadas por el sismo PRAM comparadas con el umbral de desempeño

Fuente: Elaboración propia

La comparación realizada evidencia que la dirección X controla la respuesta global de ambos bloques, principalmente bajo los registros AOTA y PRAM; así también se puede observar que el bloque 4 presenta mayor demanda en la dirección X. Sin embargo, ninguna de las derivas calculadas alcanza o supera el límite del 1.5% correspondiente a Seguridad de Vida.

En consecuencia, desde el punto de vista de las derivas globales, los bloques 3 y 4 cumplen el objetivo de desempeño de Seguridad de Vida para un periodo de retorno de 2500 años.

4.3.3 Aceleraciones de piso para un periodo de retorno de 475 años

Las aceleraciones de piso representan la demanda sísmica experimentada en los diferentes niveles de una edificación. Su evaluación es importante porque las fuerzas de inercia que actúan sobre los compontes no estructurales y los contenidos dependen directamente de la aceleración transmitida por el piso. Entre los elementos sensibles a este parámetro se encuentran cielos rasos, luminarias, instalaciones, estanterías, mobiliario y equipos médicos.

Las fuerzas de inercia que actúan sobre un elemento dependen de su masa y de la aceleración transmitida por el piso donde se encuentra instalado. Por esta razón, la aceleración máxima de piso constituye un parámetro de demanda apropiado para evaluar componentes sensibles a la aceleración.

En el análisis dinámico no lineal tiempo- historia se determina la aceleración máxima absoluta alcanzada en cada nivel y dirección de análisis. La aceleración absoluta corresponde a la respuesta del piso respecto a un sistema de referencia fijo e incorpora tanto la aceleración relativa Las fuerzas de inercia que actúan sobre un elemento dependen de su masa y de la aceleración transmitida por el piso donde se encuentra instalado. Por esta razón, la aceleración máxima de piso constituye un parámetro de demanda apropiado para evaluar componentes sensibles a la aceleración (Comerio, 2005).

En función de la tabla que se muestras a continuación, se establecen los rangos para determinar los objetivos de desempeño basados en las aceleraciones de entrepiso.

Tabla 26 Cuantificación de objetivos de desempeño con aceleraciones de piso

Table I. Example of quantification of the performance objectives (POs).

EQ performance level	EQ design level Return period (years)	Structural damage		Non-structural damage (1)		Contents damage (1)	
		Local DM index	Cond. fail. prob. (2)	IDI	Cond. fail. prob. (2)	Floor accel.	Cond. fail. prob. (2)
Fully operational	43	0.20	40%	0.003	40%	0.6*g*	40%
Operational	75	0.40	30%	0.006	30%	0.9*g*	30%
Life safety	475	0.60	25%	0.015	25%	1.2*g*	25%
Near collapse	970	0.80	20%	0.020	20%	1.5*g*	20%

(1) For control of non-structural and contents damage, it may be necessary to limit a combination of IDI, floor velocity and floor acceleration (and even jerk for frequent EQGMs).
(2) Conditional probabilities of limit state exceedence given earthquake ground motions with the considered return period occurs.

Fuente: (Bertero & Bertero, 2002)

A continuación, se observan los resultados de las aceleraciones de piso utilizando los sismos escalados para un periodo de retorno de 475 años, para los bloques 3 y 4.

- **Bloque 3**

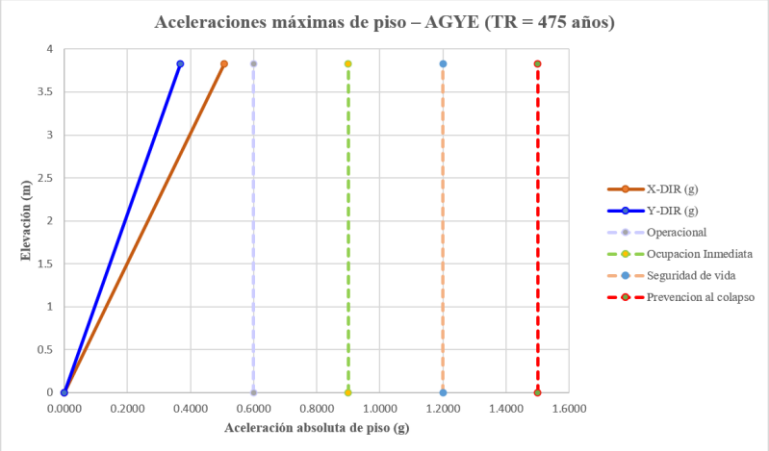

Ilustración 179 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

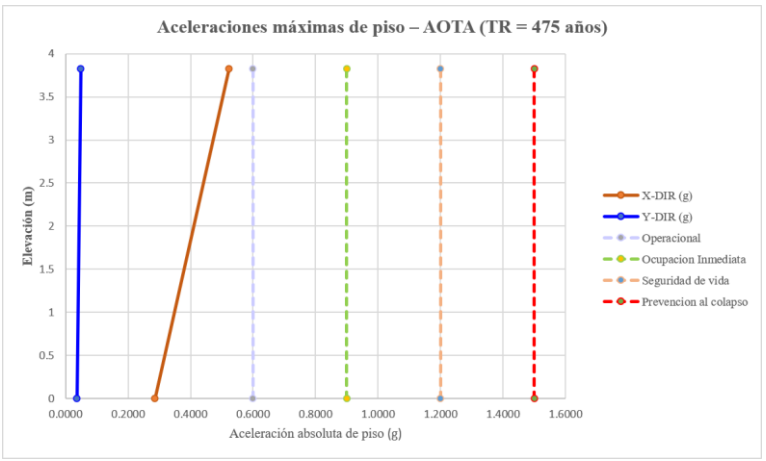

Ilustración 180 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

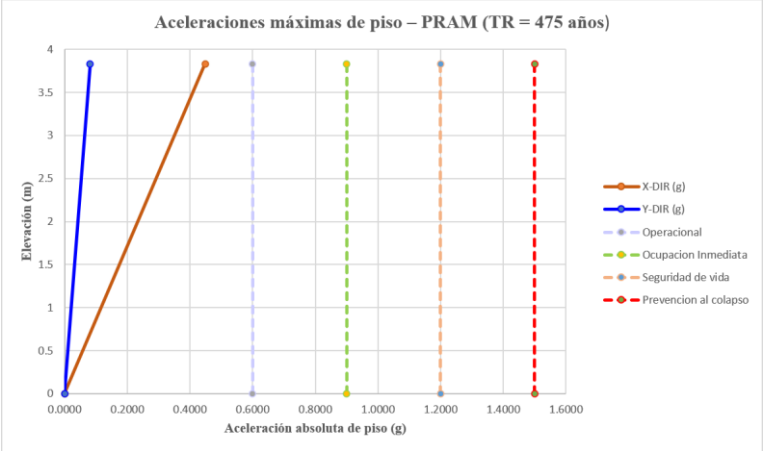

Ilustración 181 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

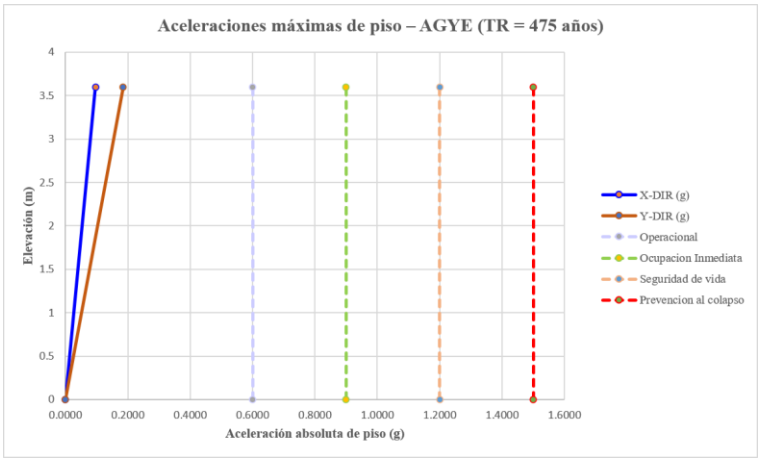

Ilustración 182 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

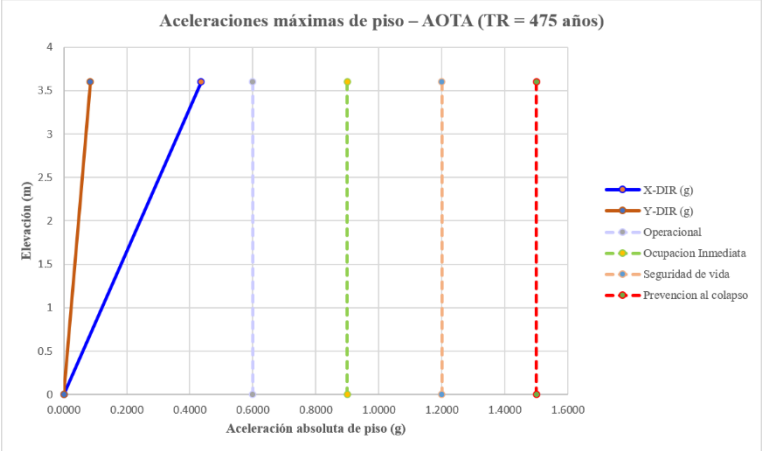

Ilustración 183 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

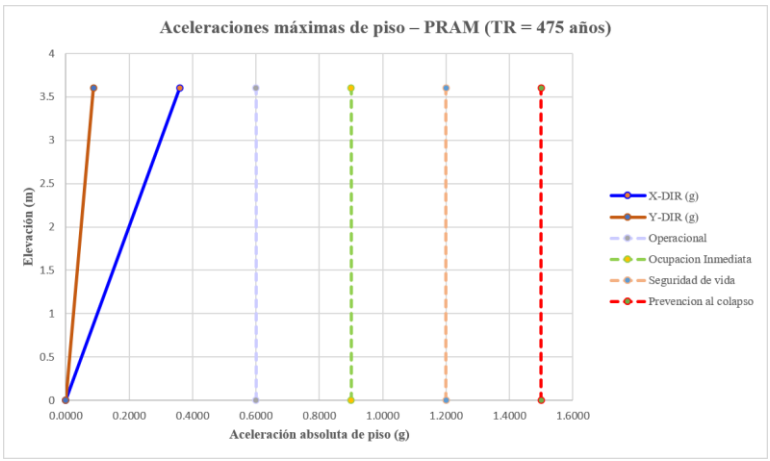

Ilustración 184 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

Las aceleraciones máximas absolutas obtenidas mediante el análisis dinámico no línea tiempo- historia muestras que las demandas de los bloques 3 y 4 permanecen por debajo del valor de referencia de 0.60 g correspondiente al nivel Operacional adoptado. [ar este periodo de retorno se estableció como objetivo el nivel de Ocupación Inmediata, representada mediante una aceleración de referencia de 0.90g.

La comparación de ambos bloques evidencia que el bloque 3 presenta las mayores aceleraciones para los tres registros analizados. El caso crítico del conjunto corresponde al bloque 3 bajo el registro AOTA en la dirección X.

De acuerdo con los criterios de aceptación adoptados, los bloques 3 y 4 presentan una respuesta compatible con el nivel Operacional y en consecuencia satisface el objetivo de Ocupación Inmediata establecido para el periodo de retorno de 475 años. Desde el punto de vista de las aceleraciones globales, las demandas sobre los componentes y contenidos sensibles a la aceleración permanecen dentro del rango de referencia considerado.

4.3.4 Aceleración de piso para un periodo de retorno de 2500 años

A continuación, se observan los resultados de las aceleraciones de piso utilizando los sismos escalados para un periodo de retorno de 2500 años, para los bloques 3 y 4.

- **Bloque 3**

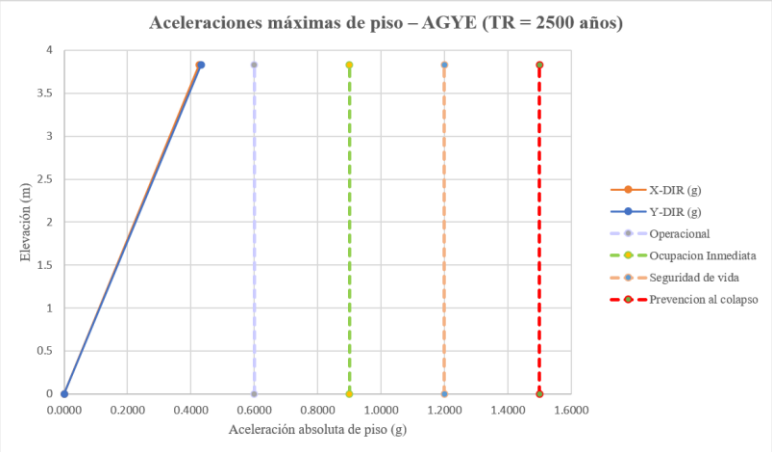

Ilustración 185 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

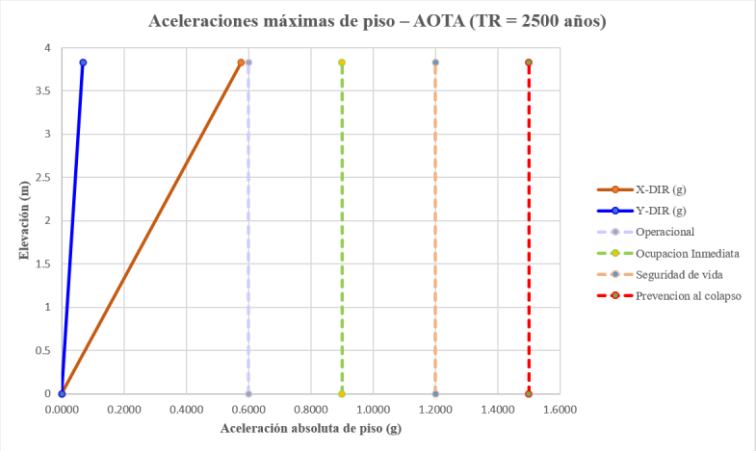

Ilustración 186 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

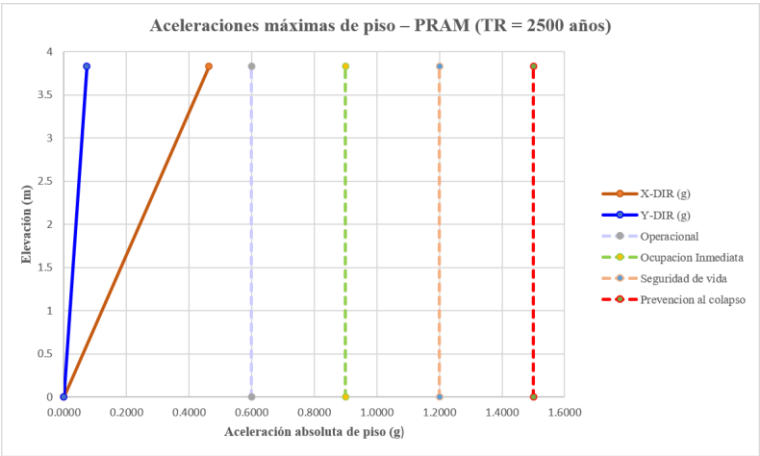

Ilustración 187 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

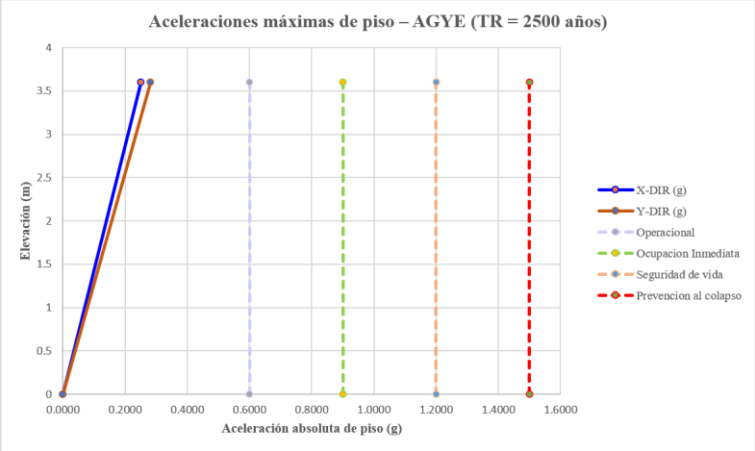

Ilustración 188 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

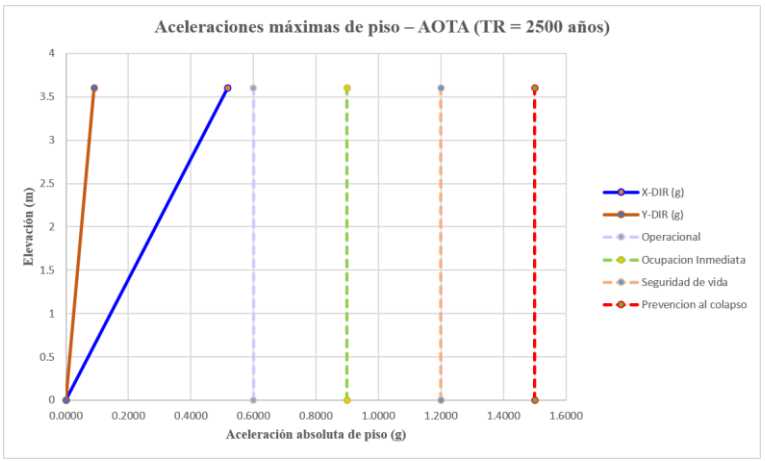

Ilustración 189 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

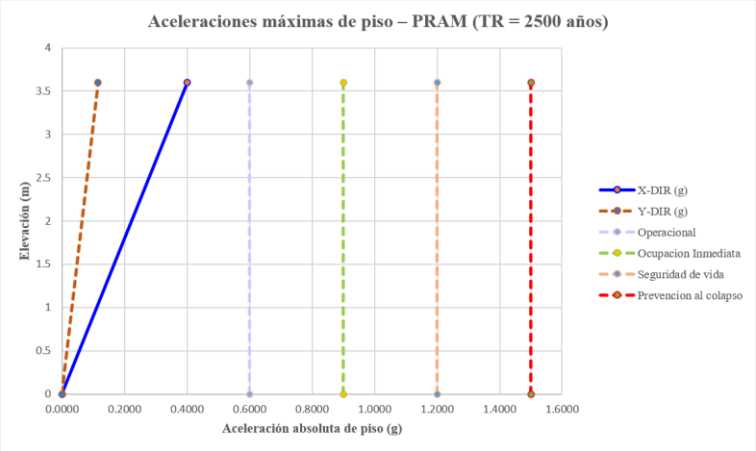

Ilustración 190 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

Las aceleraciones máximas absolutas obtenidas mediante el análisis dinámico no lineal tiempo -historia muestran que las demandas de los bloques 3 y 4 permanecen por debajo de los valores de referencia adoptados.

La comparación de los resultados evidencia que el bloque 3 presenta aceleraciones mayores que el bloque 4 para los 3 registros analizados. Asimismo, la dirección X controla la respuesta global, principalmente bajo los registros AOTA y PRAM. El caso más desfavorable del conjunto corresponde al bloque 3 bajo AOTA en la dirección X.

Ninguna de las aceleraciones calculadas supera el valor de referencia de 0,60 g; por tanto, todas las demandas se encuentran también por debajo del límite de 1,20 $g$asociado con Seguridad de Vida. En consecuencia, de acuerdo con los criterios de aceleración adoptados, los bloques 3 y 4 presentan una respuesta compatible con el nivel Operacional y cumplen el objetivo de Seguridad de Vida establecido para un periodo de retorno de 2500 años.

Capítulo 5

5 Reforzamiento estructural

El reforzamiento estructural comprende el conjunto de intervenciones realizadas en una edificación existente con el propósito de corregir las deficiencias identificadas durante su evaluación y mejorar su comportamiento frente a las acciones sísmicas. Estas intervenciones pueden orientarse a incrementar la rigidez o resistencia lateral, mejorar la capacidad de deformación, controlar los desplazamientos y las derivas o incorporar mecanismos adicionales de disipación de energía. La alternativa seleccionada debe ser compatible con las características de la estructura existente y con el objetivo de desempeño definidos para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

A diferencia del diseño de una edificación nueva, el reforzamiento parte de las condiciones reales de una estructura construida. Por esta razón, su planteamiento debe considerar la configuración estructural y arquitectónica, las propiedades de los materiales, el estado de los componentes y las deficiencias determinadas mediante el análisis. De acuerdo con el enfoque basado en desempeño de (ASCE/SEI 41-13, 2014), la intervención propuesta debe evaluarse mediante procedimientos que permitan relacionar el nivel de amenaza sísmica con el desempeño esperado de los componentes estructurales y no estructurales,

Entre las alternativas empleadas para mejorar la respuesta sísmica de edificaciones existentes se encuentran el recrecimiento de elementos, la incorporación de muros estructurales, el arriostramiento metálico y la instalación de dispositivos de disipación de energía. En la presente investigación se seleccionaron riostras restringidas al pandeo, denominadas BRB por sus siglas en inglés (*Buckling-Restrained Braces*). Estos dispositivos están constituidos por un núcleo de acero encargado de resistir las fuerzas axiales y por un sistema exterior que restringe su pandeo. Esta configuración permite que el núcleo desarrolle deformaciones inelásticas tanto a tracción como a compresión y, cuando el dispositivo se encuentra adecuadamente diseñado y detallado, produzca ciclos histéricos estables con capacidad para disipar energía.

La utilización de BRB en los bloques 3 y 4 del Hospital Dario Machuca Palacios se planteó a partir de los resultados obtenidos en las estructuras sin reforzar, los cuales evidencian la necesidad de controlar las derivas en la dirección para alcanzar el objetivo de Ocupación Inmediata correspondiente al periodo de retorno de 475 años. Así también, la propuesta fue evaluada para el periodo de retorno de 2500 años con el fin de comprobar el cumplimiento del

nivel de desempeño establecido para dicho escenario. En consecuencia, el reforzamiento se orientó a incrementar la rigidez lateral y mejorar la capacidad de disipación de energía de ambos bloques, procurando conservar la funcionalidad arquitectónica y operativa de la edificación hospitalaria.

5.1 Modelado de BRBs

Los dispositivos del presente caso a analizar se los puede modelar en el software ETABS como un elemento equivalente con comportamiento no lineal tipo link. Para representar su comportamiento axial cíclico se utiliza la propiedad "Plastic (Wen)" disponible en ETABS, lo cual permite definir una relación histerética a partir de la rigidez inicial, la fuerza de fluencia, la relación de rigidez posfluencia y el exponente que controla la transición entre el comportamiento elástico y el inelástico. Esta formulación permite representar de manera continua la respuesta de sistemas histeréticos sometidos a cargas cíclicas.

Antes de incorporar los dispositivos en ETABS, se realiza un predimensionamiento con el propósito de establecer la rigidez lateral adicional requerida por cada bloque. El procedimiento consideró la masa de la estructura, su periodo fundamental en la dirección X y la reducción necesaria de la deriva para alcanzar el objetivo de Ocupación Inmediata correspondiente al periodo de retorno de 475 años.

Se procedió a obtener el periodo necesario para alcanzar la deriva objetivo mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 7 Periodo estimado de la estructura reforzada, en segundos

$$T_{objetivo} = Tx * \sqrt{\frac{\delta_objetivo}{\delta_critica}}$$

Donde:

T_objetivo: Periodo estimado de la estructura reforzada, en segundos.

Tx: Periodo fundamental de la estructura original en la dirección X, en segundos.

$\delta_objetivo$: Deriva objetivo.

$\delta_critica$: Máxima deriva obtenida en la estructura sin reforzar para el periodo de retorno.

Así también se obtiene la rigidez lateral equivalente de la estructura original mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 8 rigidez lateral equivalente de la estructura sin reforzar

$$K_{existente} = \frac{4 * \pi * M}{Tx^2}$$

Donde:

$K_{existente}$: Rigidez lateral equivalente de la estructura sin reforzar, en tf/cm.

M: Masa símica de la estructura, en tf-s^2/cm.

Tx: Periodo fundamental de la estructura original en la dirección X, en segundos.

De manera análoga, la rigidez total necesaria para alcanzar el periodo objetivo se obtuvo mediante:

Ecuación 9 Rigidez lateral total necesaria para alcanzar el periodo objetivo

$$K_{requerida} = \frac{4 * \pi^2 * M}{T_objetivo^2}$$

Donde:

$K_{requerida}$: Rigidez lateral total necesaria para alcanzar el periodo objetivo, en tf/cm.

Por lo tanto, la rigidez lateral adicional a ser proporcionada por los BRB se calcula mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 10 rigidez lateral adicional requerida para el conjunto de BRB

$$K_{BRB} = K_{requerida} - K_{existente}$$

Donde:

K_{BRB}: Rigidez lateral adicional requerida para el conjunto de BRB, en tf/cm.

Para determinar la geometría de los dispositivos se considera un dispositivo en V invertida. En esta configuración, cada diagonal se extiende desde uno de los extremos inferiores del vano hasta el punto mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 11 Longitud geométrica entre los nodos de conexión del BRB

$$L_{diagonal} = \sqrt{h^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}$$

Donde:

$L_{diagonal}$: Longitud geométrica entre los nodos de conexión del BRB, en centímetros.

h: Altura del piso.

b: Longitud total del vano en el que se ubica la V invertida.

$\frac{b}{2}$: Proyección horizontal de cada diagonal en centímetros.

El ángulo de inclinación de cada BRB respecto de la horizontal se determina mediante:

Ecuación 12 Ángulo de inclinación del BRB respecto de la horizontal

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{h}{b/2}\right)$$

Donde:

θ: Ángulo de inclinación del BRB respecto de la horizontal, en grados.

La contribución lateral de cada BRB depende de su rigidez axial y de su ángulo de inclinación. Debido a que se consideraron cuatro dispositivos en cada bloque, la rigidez axial requerida para cada uno se determinó mediante:

Ecuación 13 Rigidez axial requerida para cada dispositivo

$$K_{axial_BRB} = \frac{K_{BRB}}{N_{BRB} * cos^2\theta}$$

Donde:

K_{axial_BRB}: Rigidez axial requerida para cada dispositivo, en tf/cm.

N_{BRB}: Número total de dispositivos considerados en el bloque.

Para el predimensionamiento se adoptó un valor de γ=0.667. A partir de la relación axial K=EA/L, el área requerida del núcleo se calculó mediante:

Ecuación 14 Área requerida del núcleo de acero

$$An = \frac{K_{axial_BRB} * Ly}{E}$$

Donde:

An: Área requerida del núcleo de acero, en cm².

Ly: Longitud efectiva de fluencia del núcleo.

E: Modulo de elasticidad del acero, (E= 2100 tf/cm^2).

Así también, la fuerza nominal de fluencia requerida para cada BRB se determina mediante:

Ecuación 15 Fuerza nominal de fluencia requerida

$$Fd = An * fy$$

Donde:

Fd: Fuerza nominal de fluencia requerida, en tf.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero del núcleo, en tf/cm².

La fuerza esperad de fluencia se calcula mediante:

Ecuación 16 Fuerza esperada de fluencia del BRB

$$Fye = Ry * Fd$$

Donde:

Fye: Fuerza esperada de fluencia del BRB, en tf.

Ry: Factor de ajuste aplicado al esfuerzo de fluencia.

Los resultados obtenidos para los bloques 3 y 4 se observan en la tabla a continuación:

Tabla 27 Parámetros obtenidos para el predimensionamiento de los BRB

Parametros	Bloque 3	Bloque 4
Altura del piso (cm)	383	360
Longitud del vano (cm)	450	610
Longitud geométrica de la diagonal (cm)	44.2	471.83
Ángulo respecto de la horizontal	59.57	49.73
Masa de la estructura	0.226046	0.330301
Periodo fundamental en X (s)	0.437	0.487
Deriva crítica para 475 años (%)	0.009323	0.010134
Deriva objetivo (%)	0.005	0.005
Periodo objetivo (s)	0.32	0.342
Rigidez lateral existente (tf/cm)	46.73	54.98
Rigidez lateral requerida (tf/cm)	87.13	111.44
Rigidez adicional requerida (tf/cm)	40.4	56.45
Número de BRB	4	4
Rigidez axial requerida por BRB (tf/cm)	39.37	33.78
Área requerida del núcleo (cm^2)	5.55	5.06
Fuerza nominal requerida (tf)	19.52	17.79
Fuerza esperada requerida (tf)	21.48	19.57

Fuente: Elaboración propia

Los requerimientos calculados se comparan con las propiedades de los dispositivos Dampo Dual Protect. Para ambos bloques se seleccionó el modelo Dampo 40/4, el cual presnta una longitud nominal de 4 m una fuerza nominal de fluencia de 40 tf, un desplazamiento de fluencia de 5,20 mm, un desplazamiento máximo de 31,40 mm y una ductilidad nominal de 6. La rigidez axial indicada en el catálogo es de 7827 kgf/mm, equivalente a 78,27 tf/cm.

Tabla 28 Propiedades de los dispositivos Dampo Dul Protect

	Longitud	Fuerza de diseño	Desplazamiento de fluencia	Desplazamiento máximo	Ductilidad	Factor de rigidez	Rigidez axial	Camisa	Peso
Modelo	L (m)	F_d (t)	d_y (mm)	d_{max} (mm)	$\mu = \frac{d_{max}}{d_y}$	f_k	k_d (kg/mm)	Sección	W_d (kg)
40/4	4	40	5.2	31.4	6	1.21	7827	6 x 3/16	262
60/4	4	60	5.0	30.2	6	1.26	12220	6 x 1/8	425
80/4	4	80	5.0	30.1	6	1.27	16344	8 x 1/8	455
100/4	4	100	4.8	28.5	6	1.34	21522	10 x 3/16	663
120/4	4	120	4.8	28.7	6	1.33	25698	10 x 3/16	692
140/4	4	140	4.7	28.5	6	1.34	30182	12 x 3/16	931
160/4	4	160	4.7	28.5	6	1.34	34505	12 x 3/16	963
180/4	4	180	4.7	28.3	6	1.35	39046	14 x 5/16	1301
200/4	4	200	4.5	26.9	6	1.42	45723	14 x 5/16	1284
220/4	4	220	4.5	27.1	6	1.41	49939	14 x 5/16	1312
240/4	4	240	4.5	26.9	6	1.42	54764	14 x 5/16	1349
40/6	6	40	8.2	48.9	6	1.17	5022	7 x 1/4	570
60/6	6	60	8.1	48.8	6	1.17	7555	8 x 1/4	742
80/6	6	80	8.1	48.7	6	1.17	10093	9 x 3/16	894
100/6	6	100	7.9	47.2	6	1.21	13024	10 x 3/16	1069
120/6	6	120	7.9	47.3	6	1.21	15582	10 x 1/4	1146
140/6	6	140	7.9	47.1	6	1.21	18252	12 x 3/16	1502
160/6	6	160	7.8	47.1	6	1.21	20864	12 x 3/16	1543
180/6	6	180	7.8	46.9	6	1.22	23555	14 x 5/16	2108
200/6	6	200	7.6	45.5	6	1.26	27006	14 x 5/16	2099
220/6	6	220	7.6	45.7	6	1.25	29582	14 x 5/16	2137
240/6	6	240	7.6	45.5	6	1.26	32371	14 x 5/16	2183

Nota: En las tablas se presentan las características de disipadores típicos, es posible incrementar la fuerza de

Fuente: (DAMPO Engineering technology e infraestructure, 2023)

La ubicación de los dispositivos, la configuración adoptada y la selección de los pórticos reforzados se presentan en la sección siguiente.

5.2 Distribución de los BRBs

Una vez definidas las propiedades de los dispositivos, se establece su ubicación tanto para el bloque 3 como para el bloque 4. Para ello se consideraron las direcciones con mayor demanda de deriva, la distribución regular de la rigidez, la disponibilidad de los vanos y la necesidad de evitar interferencia con respecto a la circulación del hospital.

En ambos bloques se optó por una configuración en V invertida, compuesta por dos BRB conectados desde los extremos inferiores del pórtico hasta el punto medio de la viga superior. Ante el desplazamiento lateral, uno de los dispositivos trabaja a tracción y el otro a compresión, intercambiando su comportamiento durante la acción sísmica cíclica.

Con la finalidad de evitar una concentración localizada de rigidez, se reforzaron dos pórticos separados. Así mismo, se priorizo su ubicación en sectores perimetrales, de manera que los dispositivos no obstaculicen la circulación ni afecten el funcionamiento del hospital.

A continuación, se observa la distribución adoptada y sus características geométricas.

Tabla 29 Distribución y geometría de los BRB

Bloque	Porticos reforzados	Vano	h (m)	b (m)	L_diagonal (m)	Número de BRB
Bloque 3	Ehe 2 y 5	C-D	3.83	4.5	4.442	4
Bloque 4	Eje 2 y7	D-E	3.6	6.1	4.718	4

Fuente: Elaboración propia

El boque 3 fue reforzado con 4 dispositivos, distribuidos en dos pórticos. Esta disposición permitió incorporar la rigidez adicional de manera aproximadamente simétrica y evitar su concentración en una sola línea resistente.

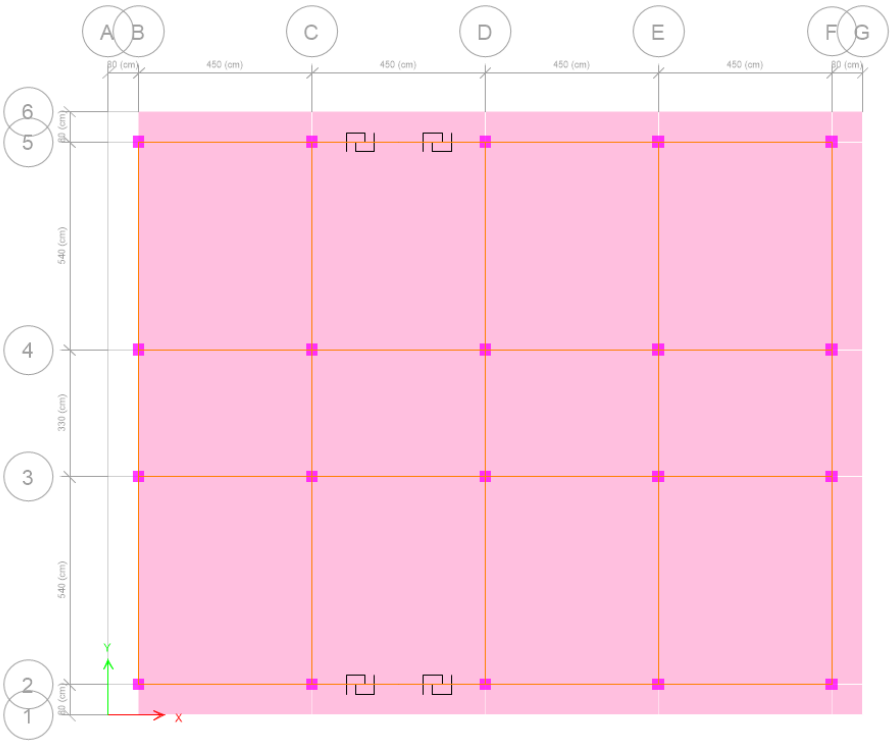

Ilustración 191 Distribución en planta de los BRB en el bloque 3

Fuente: Elaboración propia

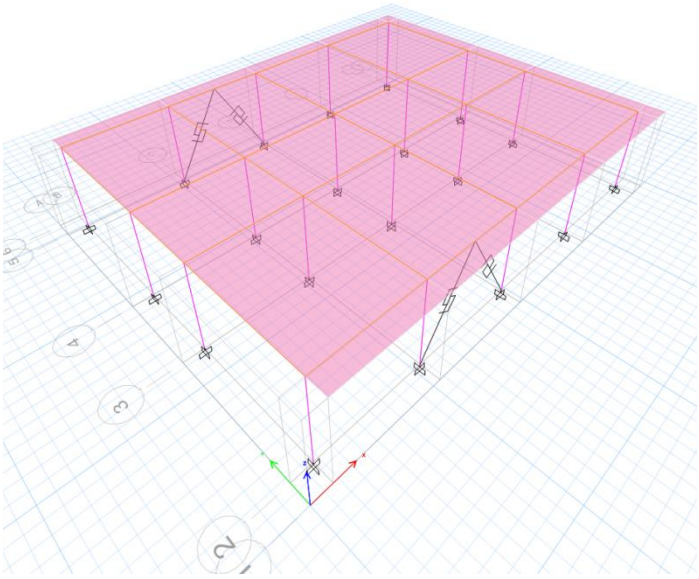

Ilustración 192 Configuración de los BRB en el bloque 3

Fuente: Elaboración propia

El reforzamiento del bloque 4 también estuvo constituido por cuatro dispositivos en dos pórticos.

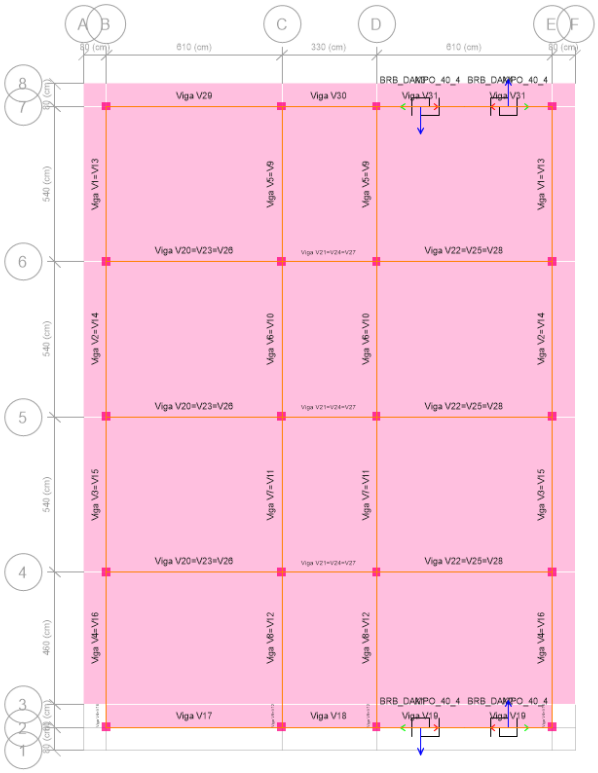

Ilustración 193 Distribución en planta de los BRB en el bloque 4

Fuente: Elaboración propia

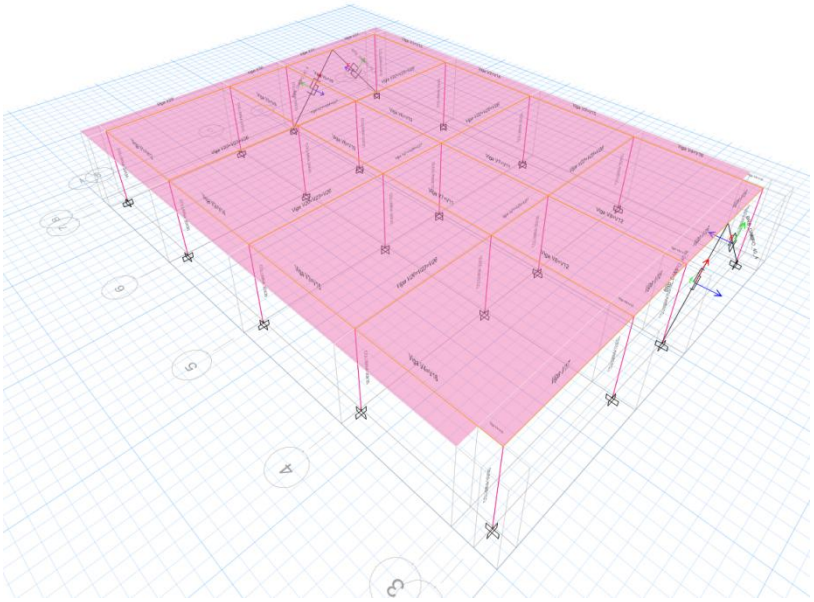

Ilustración 194 Configuración de los BRB en el bloque 4

Fuente: Elaboración propia

En síntesis, cada bloque fue reforzado mediante dos configuraciones en V invertida, equivalentes a cuatro BRB. La eficacia de esta distribución se verificó posteriormente mediante el análisis dinámico no lineal de los modelos reforzados.

5.3 Análisis del reforzamiento

Mediante el programa ETABS se realiza el análisis de derivas y aceleraciones de piso del edifico con la implementación de BRB.

5.3.1 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 475 años

- **Bloque 3**

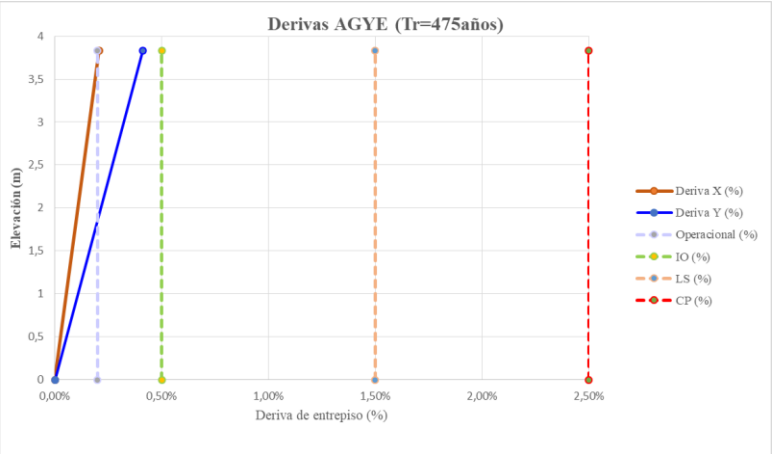

Ilustración 195 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, con BRB, generadas por el sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

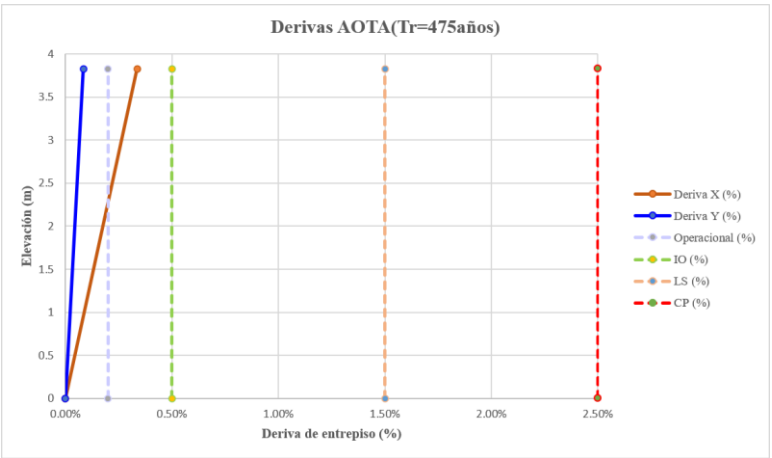

Ilustración 196 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, con BRB, generadas por el sismo AOTA.

Fuente: Elaboración propia

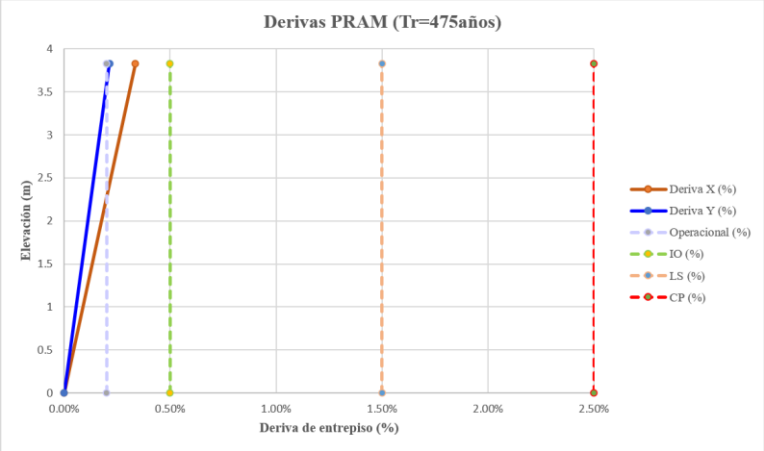

Ilustración 197 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 3, con BRB, generadas por el sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

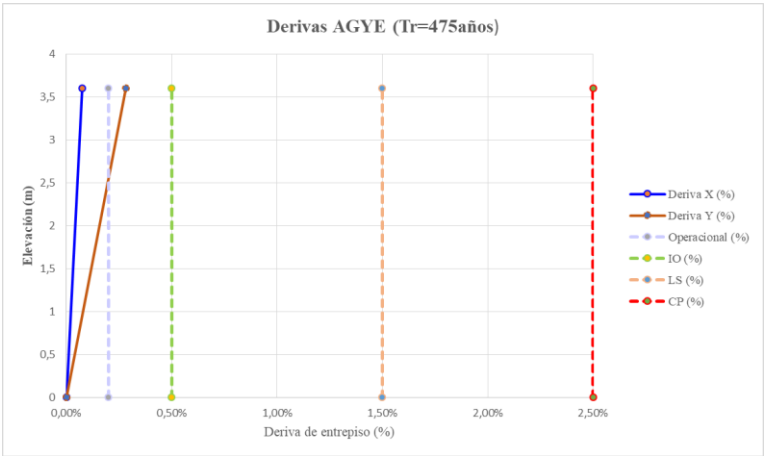

Ilustración 198 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB generadas por el sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

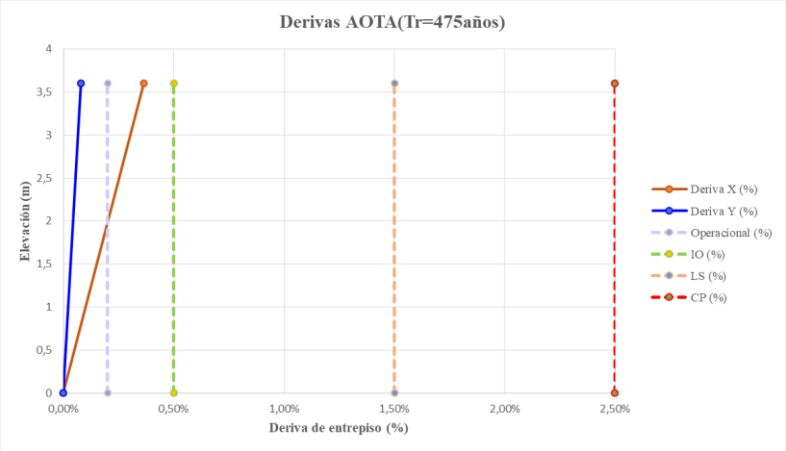

Ilustración 199 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB generadas por el sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

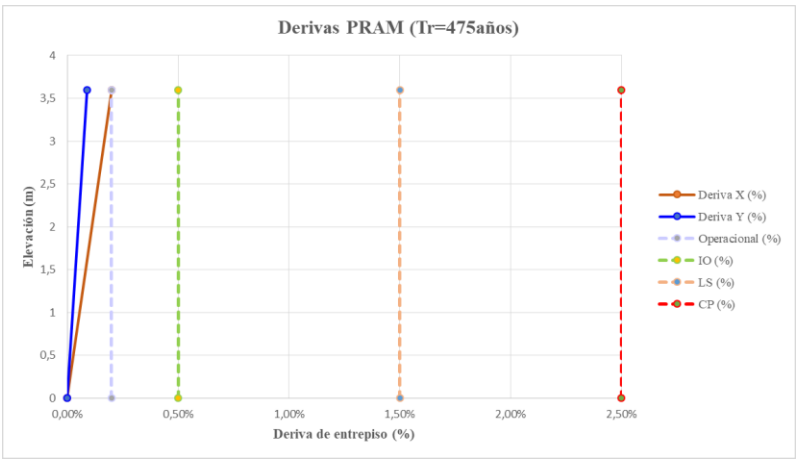

Ilustración 200 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB generadas por el sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

Las derivas de entrepiso obtenidas mediante el análisis dinámico no lineal tiempo-historia permiten evaluar el comportamiento de los bloques 3 y 4 después de incorporar el sistema de reforzamiento.

Se puede observar que ambos bloques reforzados cumplen el objetivo de desempeño establecido para un periodo de retorno de 475 años, esto se debe a que todas las derivas

obtenidas permanecen por debajo del límite de 0.5%. En términos globales, los resultados indican que el sistema de reforzamiento proporciona un control adecuado de las deformaciones laterales y permite mantener la respuesta de los dos bloques dentro del nivel de desempeño previsto.

5.3.2 Derivas obtenidas para un periodo de retorno de 2500 años

- **Bloque 3**

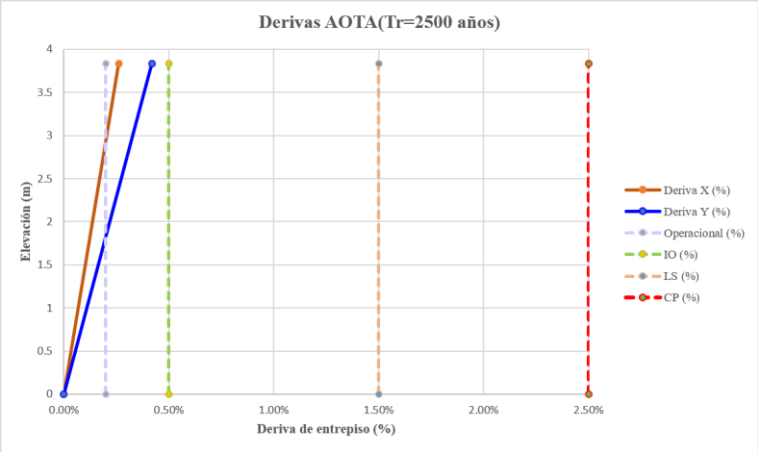

Ilustración 201 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, con BRB generadas por el sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

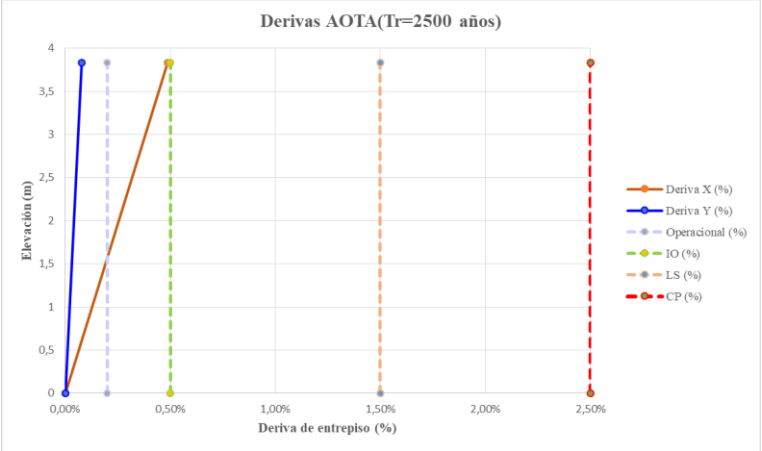

Ilustración 202 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, con BRB generadas por el sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

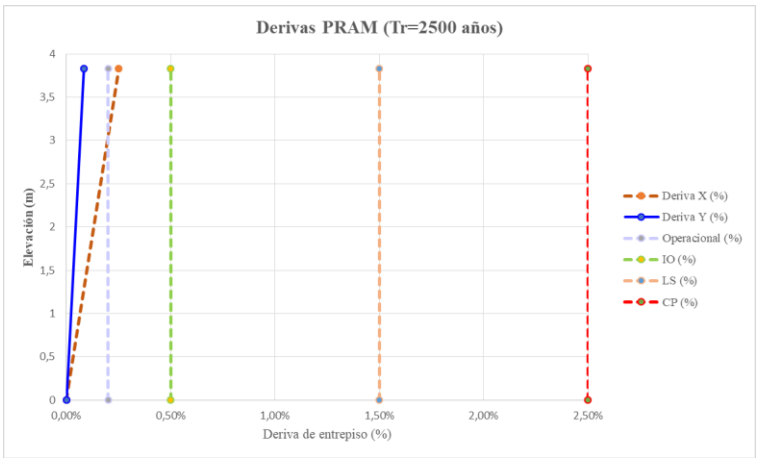

Ilustración 203 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 3, con BRBgeneradas por el sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

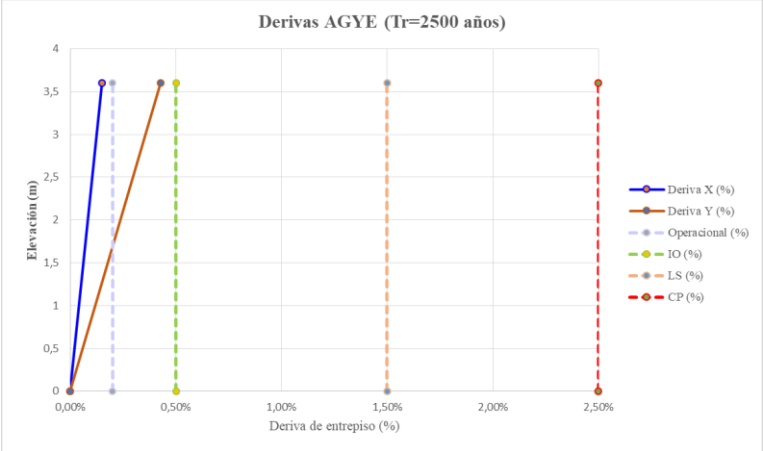

Ilustración 204 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años del bloque 4, con BRB, generadas por el sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

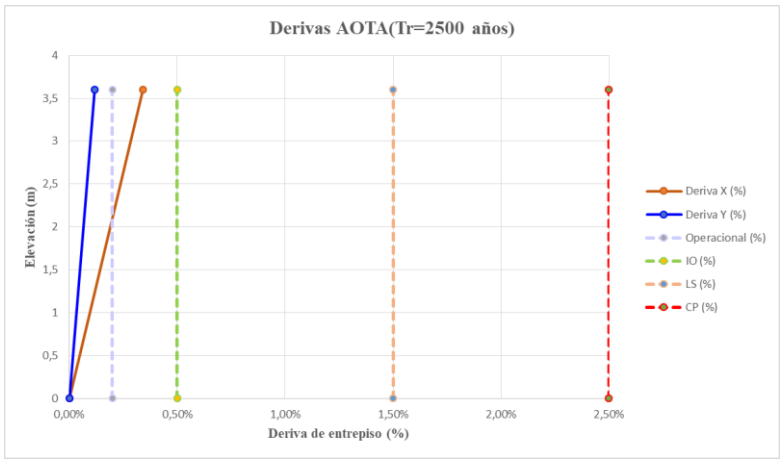

Ilustración 205 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, con BRB, generadas por el sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

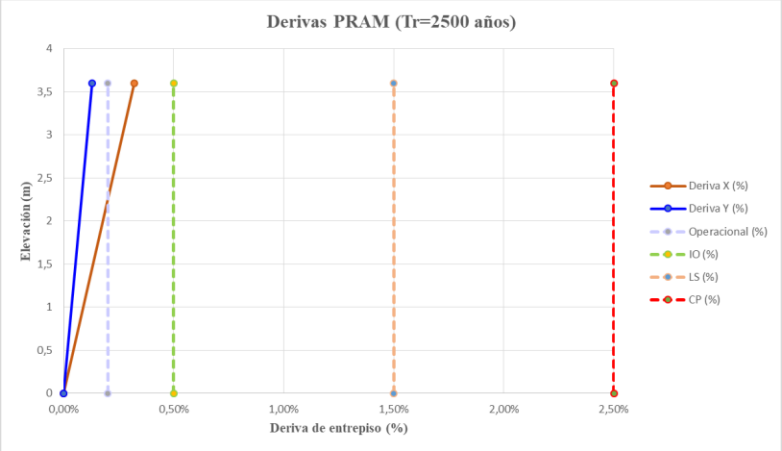

Ilustración 206 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años del bloque 4, con BRB, generadas por el sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

Los resultados indican que el reforzamiento proporciona un control adecuado de las deformaciones laterales y permite que los bloques 3 y 4 conservan un margen considerable frente al límite de seguridad de vida.

5.3.3 Aceleraciones de piso para un periodo de retorno de 475 años

A continuación, se observan los resultados de las aceleraciones de piso utilizando los sismos escalados para un periodo de retorno de 475 años, para los bloques 3 y 4.

- **Bloque 3**

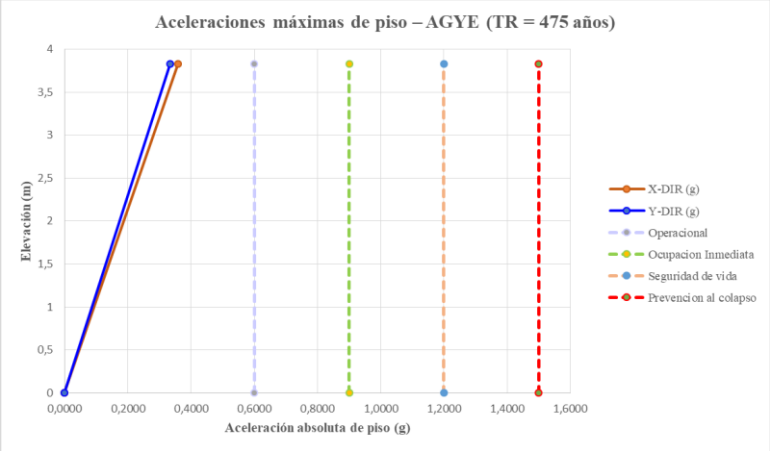

Ilustración 207 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

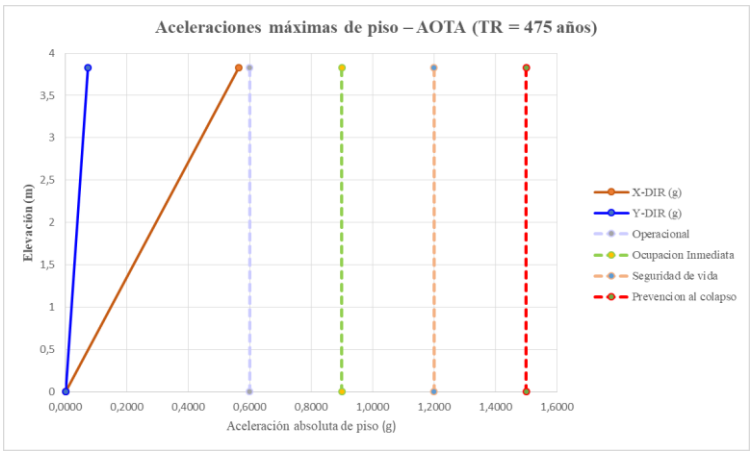

Ilustración 208 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

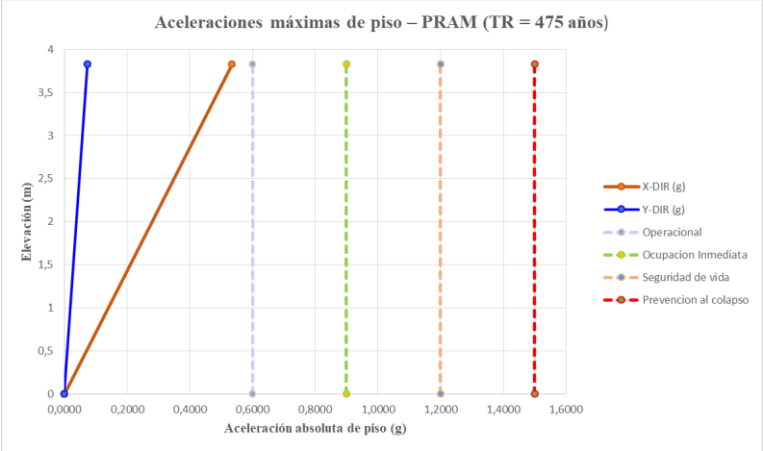

Ilustración 209 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

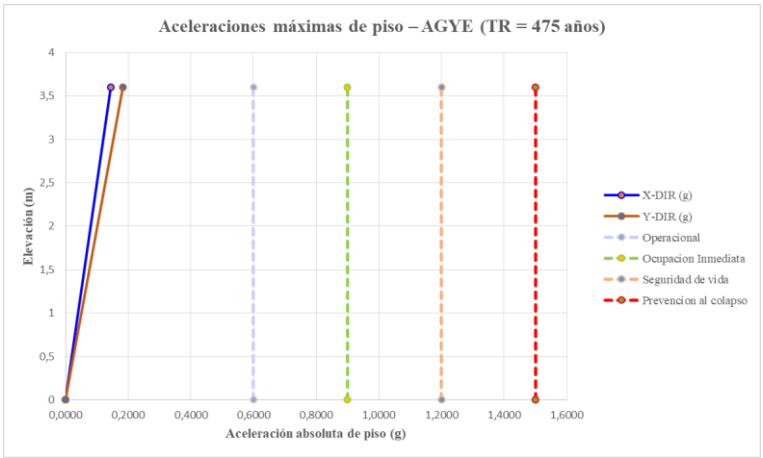

Ilustración 210 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

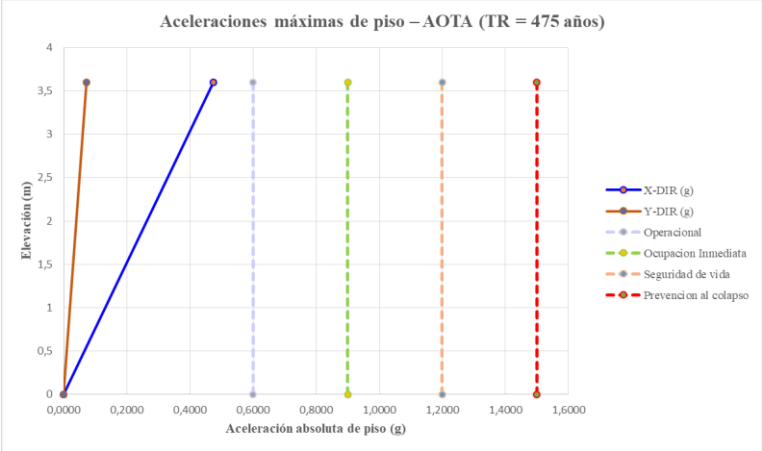

Ilustración 211 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

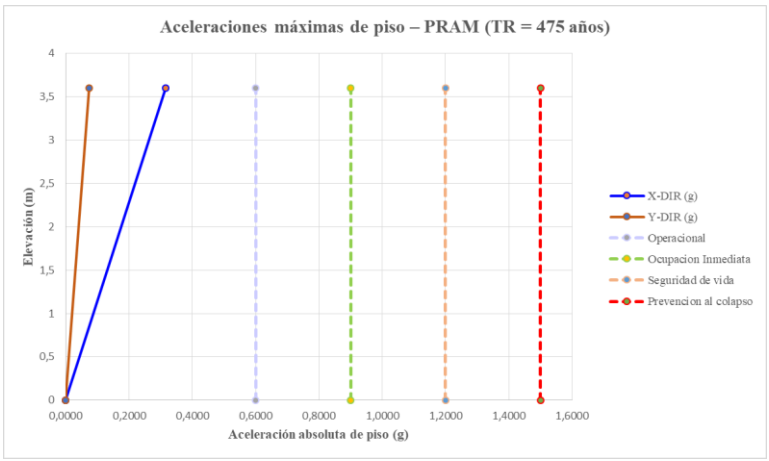

Ilustración 212 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =475 años)

Fuente: Elaboración propia

Los resultados indican que la configuración reforzada mantiene las demandas de aceleración dentro del rango operacional adoptado, lo cual es favorable para reducir las fuerzas de inercia transmitidas a equipos, instalaciones y contenidos hospitalarios sensibles a la aceleración.

5.3.4 Aceleración de piso ara un periodo de retorno de 2500 años

A continuación, se observan los resultados de las aceleraciones de piso utilizando los sismos escalados para un periodo de retorno de 2500 años, para los bloques 3 y 4.

- **Bloque 3**

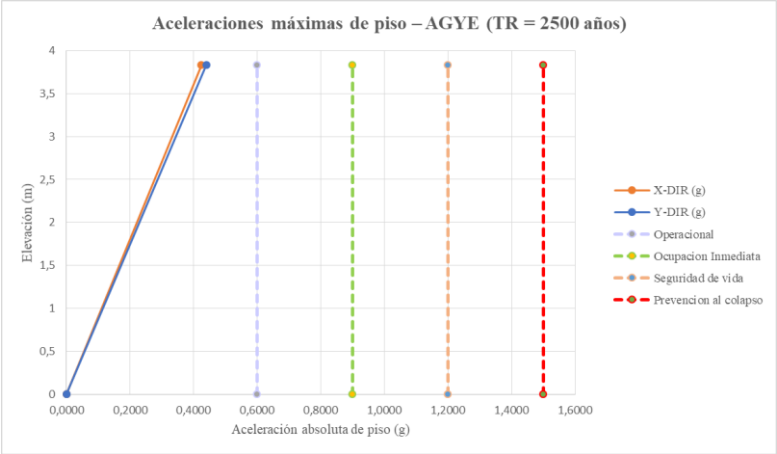

Ilustración 213 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

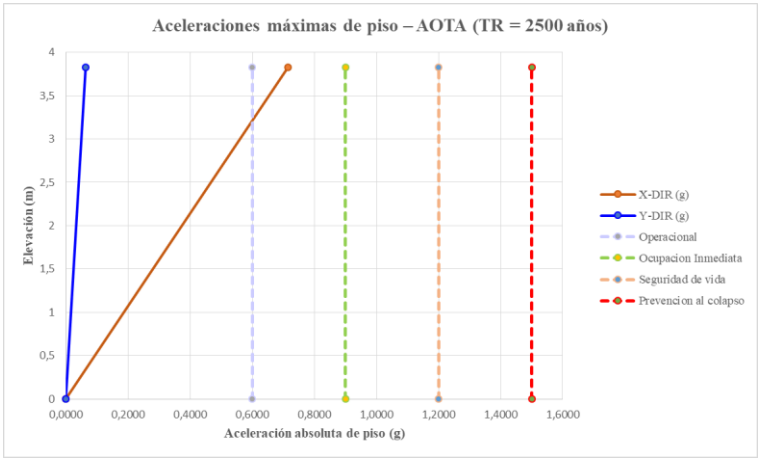

Ilustración 214 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

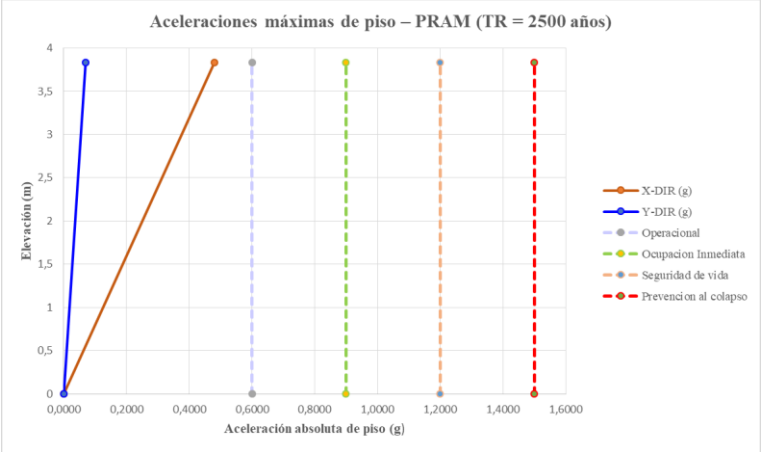

Ilustración 215 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 3 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

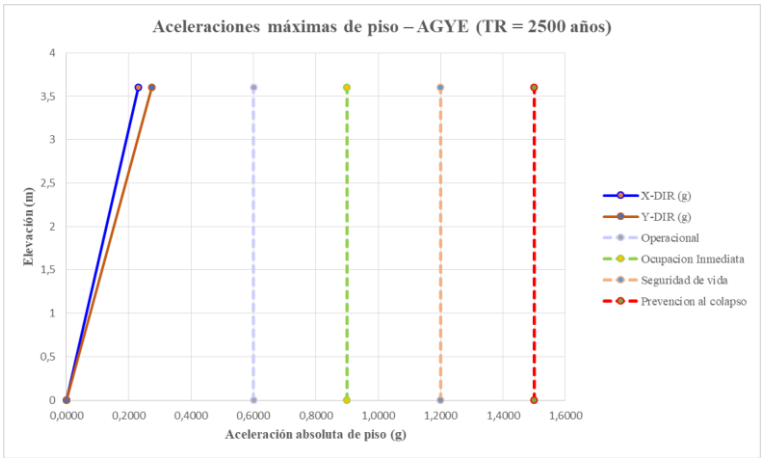

Ilustración 216 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AGYE (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

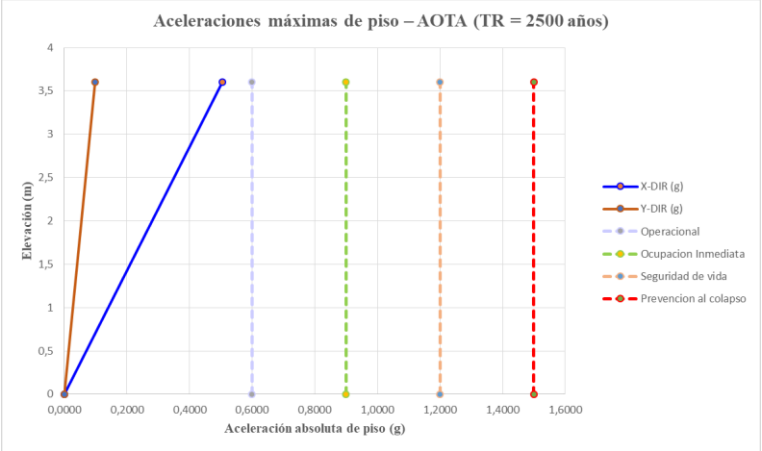

Ilustración 217 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo AOTA (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

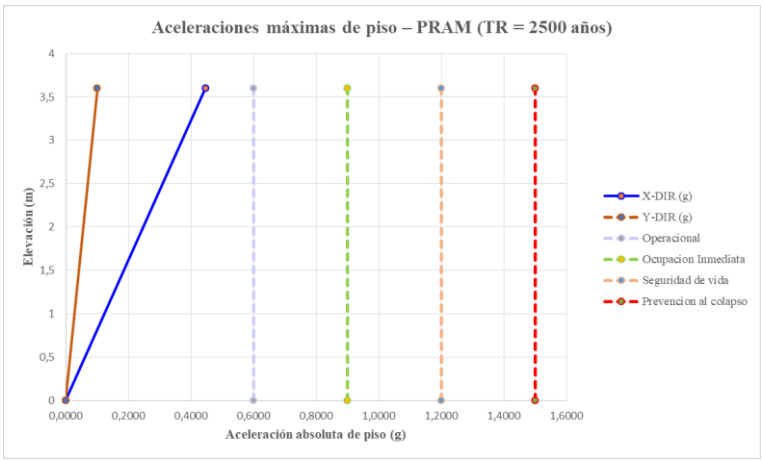

Ilustración 218 Aceleraciones de piso en el sentido X y Y del bloque 4 en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño, generado por el sismo PRAM (Tr =2500 años)

Fuente: Elaboración propia

Los bloques 3 y 4 cumplen con el nivel de desempeño de Seguridad de vida frente al sismo correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años.

Capítulo 6

6 Análisis económico

El análisis económico constituye una herramienta complementaria para evaluar la viabilidad de una propuesta de reforzamiento estructural, debido a que permite relacionar las soluciones técnicas planteadas con los recursos necesarios para su ejecución. Su desarrollo requiere identificar las actividades que forman parte de la intervención, determinar las cantidades de obra y establecer precios unitarios referenciales para los materiales, la mano de obra, los equipos y los servicios especializados.

En la presente investigación, el análisis económico se orientó a estimar el costo de implementación del sistema de reforzamiento mediante riostras restringidas pandeo (BRB) en los bloques 3 y 4 del Hospital Dario Machuca Palacios. Para la estimación se emplearon las cantidades determinadas a partir de la configuración del reforzamiento y precios unitarios referenciales correspondientes al año 2026.

6.1 Presupuesto referencial de la propuesta de reforzamiento

A continuación, se presenta el presupuesto referencial del reforzamiento estructural con riostras restringidas al pandeo “BRB” para los boques 3 y 4 respectivamente.

- **Bloque 3**

Tabla 30 Presupuesto referencial para el Bloque 3

Nombre del Proyecto:	Reforzamiento estructural del bloque 3 del Hospital Darío Machuca Palacios
Sistema de reforzamiento:	Riostras restringidas al pandeo
Número de pórticos reforzados:	2
Número de BRB por pórtico:	2
Número total de BRB:	4
Modelo:	Dampo 40/4
Fecha del presupuesto:	2026

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.unidad	P.total
Obra estructural (Reforzamiento)					
1.01	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural A36	kg	1048	$ 3.83	$ 4,013.84
1.02	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte	kg	141.32	$ 4.11	$ 580.83
1.03	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte y perforación con plasma	kg	214.352	$ 6.59	$ 1,413.47
1.04	Suministro e instalación de acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2	kg	92.48	$ 2.24	$ 207.16
1.05	Suministro y colocación de hormigón simple de F’C= 300 kg/cm2 incluye bomba y aditivo acelerante	m3	0.0044	$ 207.00	$ 0.91
1.06	Perforación y anclaje químico estructural de altas cargas	u	96	$ 7.02	$ 673.92
Subtotal Obra estructural (Reforzamiento)					**$ 6,890.12**
Obra final					
2.01	Limpieza final de obra	global	1	$ 715.49	$ 715.49
Subtotal Obra final					**$ 715.49**
Subtotal antes del IVA					**$ 7,605.61**
IVA (15%)					**$ 1,140.84**
TOTAL					**$ 8,746.45**

Fuente: Elaboración propia

- **Bloque 4**

Tabla 31 Presupuesto referencial para el Bloque 3

Nombre del Proyecto:	Reforzamiento estructural del bloque 4 del Hospital Darío Machuca Palacios
Sistema de reforzamiento:	Riostras restringidas al pandeo
Número de pórticos reforzados:	2
Número de BRB por pórtico:	2
Número total de BRB:	4
Modelo:	Dampo 40/4
Fecha del presupuesto:	2026

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.unidad	P.total
Obra estructural (Reforzamiento)					
1.01	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural A36	kg	1048	$ 3.83	$ 4,013.84
1.02	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte	kg	141.32	$ 4.11	$ 580.83
1.03	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte y perforación con plasma	kg	214.352	$ 6.59	$ 1,413.47
1.04	Suministro e instalación de acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2	kg	92.48	$ 2.24	$ 207.16
1.05	Suministro y colocación de hormigón simple de F'C= 300 kg/cm2 incluye bomba y aditivo acelerante	m3	0.0044	$ 207.00	$ 0.91
1.06	Perforación y anclaje químico estructural de altas cargas	u	96	$ 7.02	$ 673.92
Subtotal Obra estructural (Reforzamiento)					**$ 6,890.12**
Obra final					
2.01	Limpieza final de obra	global	1	$ 715.49	$ 715.49
Subtotal Obra final					**$ 715.49**
Subtotal antes del IVA					**$ 7,605.61**
IVA (15%)					**$ 1,140.84**
TOTAL					**$ 8,746.45**

Fuente: Elaboración propia

- **Presupuesto total**

Tabla 32 Presupuesto referencial para los Bloques 3y 4

Nombre del Proyecto:	Reforzamiento estructural de los bloques 3 y 4 del Hospital Darío Machuca Palacios
Sistema de reforzamiento:	Riostras restringidas al pandeo
Número de pórticos reforzados:	2
Número de BRB por pórtico:	2
Número total de BRB:	4
Modelo:	Dampo 40/4
Fecha del presupuesto:	2026

Item	Descripción	Unidad	P.total	P.unidad	P.total
Obra estructural (Reforzamiento)					
1.01	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural A36	kg	$ 4,013.84	$ 4,013.84	$ 8,027.68
1.02	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte	kg	$ 580.83	$ 580.83	$ 1,161.65
1.03	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte y perforación con plasma	kg	$ 1,413.47	$ 1,413.47	$ 2,826.94
1.04	Suministro e instalación de acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2	kg	$ 207.16	$ 207.16	$ 414.31
1.05	Suministro y colocación de hormigón simple de F'C= 300 kg/cm2 incluye bomba y aditivo acelerante	m3	$ 0.91	$ 0.91	$ 1.82
1.06	Perforación y anclaje químico estructural de altas cargas	u	$ 673.92	$ 673.92	$ 1,347.84
Subtotal Obra estructural (Reforzamiento)					**$ 13,780.24**
Obra final					
2.01	Limpieza final de obra	global	$ 715.49	$ 715.49	$ 1,430.98
Subtotal Obra final					**$ 1,430.98**
Subtotal antes del IVA					**$ 15,211.22**
IVA (15%)					**$ 2,281.68**
TOTAL					**$ 17,492.90**

Fuente: Elaboración propia

El reforzamiento estructural consta de riostras restringidas al pandero en forma de V invertida, colocados en dos vanos del eje X, siendo un total de 4 BRB tanto para el bloque 3 como para el bloque 4.

6.2 Análisis costo- beneficio

El análisis costo- beneficio permite valorar si la inversión requerida para implementar una intervención se justifica frente a las mejoras que se generan. En el presente estado, esta valoración se realizó desde una perspectiva técnico- económico, considerando el costo referencial del reforzamiento y los beneficios relacionados con el comportamiento sísmico y la continuidad funcional de los bloques.

El principal beneficio de la intervención corresponde al mejoramiento del desempeño sísmico de la estructura. Los BRB aportan rigidez lateral y funcionan como elementos capaces de disipar partes de energía inducida por el movimiento sísmico. De esta manera contribuyen a controlar las deformaciones laterales y a reducir las demandas que actúan sobre las vigas, columnas y conexiones. Este comportamiento disminuye la posibilidad de que el daño se concentre en los elementos principales de la estructura.

Aunque la implementación de BRB puede representar un costo inicial mayor que el de algunos sistemas de arriostramiento convencionales, esta inversión puede justificarse por su capacidad de disipar energía de manera estable y por la reducción de los daños estructurales y no estructurales. Un menor nivel de daño después de un terremoto implica una menor necesidad de reparación, rehabilitación y mantenimiento correctivo, además de un periodo más corto para recuperar las condiciones de funcionamiento de la edificación.

Estos beneficios adquieren especial relevancia debido al uso hospitalario de las estructuras analizadas. En este tipo de edificaciones, las consecuencias de un terremoto no se limitan al costo de reparar los elementos afectados, sino que también pueden comprender la suspensión de servicios médicos, la evacuación de pacientes, la reubicación temporal de las actividades y la afectación de instalaciones y equipos indispensables. Por consiguiente, mejorar el desempeño sísmico contribuye tanto a proteger la vida de los ocupantes como a reducir la probabilidad de interrupciones prolongadas en la atención hospitalaria.

La propuesta también presenta la ventaja de ser una intervención localizada, puesto que el reforzamiento se concentra en 4 pórticos (2 pórticos en el bloque 3 y 2 pórticos en el bloque 4) mediante 8 disipadores BRB. Esto permite conservar la mayor parte de la estructura existente y evita una intervención generalizada en todos los elementos de los bloques. En consecuencia, se reduce el volumen de obra y se limitan las posibles afecciones sobre las actividades desarrolladas en el hospital durante la ejecución del reforzamiento.

CONCLUSIONES

La aplicación de los procedimientos no lineales establecidos en el (ASCE/SEI 41-13, 2014) permitió evaluar el comportamiento sísmico d ellos bloques 3 y 4 del Hospital Dario Mchuca Palcios considerando la respuesta inelástica de sus componentes. Los análisis desarrollados mostraron que la respuesta estructural varía según la dirección de aplicación y las características de cada movimiento sísmico, lo que confirma la necesidad de utilizar diferentes registros y parámetros de respuesta para obtener una valoración integral de la vulnerabilidad.

La evaluación de la condición existente evidenció que los bloques analizados no satisfacían de manera uniforme el nivel de desempeño previsto, principalmente por las demandas de deriva alcanzadas en determinadas direcciones. Este resultado confirmó la necesidad de intervenir las estructuras, considerando además la importancia funcional del hospital y la necesidad de limitar los daños que podrían afectar la atención posterior a un evento sísmico.

La incorporación de riostras restringidas al pandeo constituyo una alternativa adecuada para mejorar la respuesta lateral de las estructuras. La disposición de los BRB en pórticos seleccionados incremento la rigidez del sistema y redujo la deformación de entrepiso. Las diferencias observadas entre los bloques responden a sus características geométricas, estructurales y a la orientación de los dispositivos; sin embargo, en ambos casos se consiguió controlar las demandas dentro de los niveles establecidos.

Los resultados de las estructuras reforzadas demostraron el cumplimento del nivel de Ocupación Inmediata par el sismo con un periodo de retorno de 475 años y el nivel de Seguridad de Vida para el evento de 2500 años, considerando los parámetros globales evaluados. En consecuencia, el reforzamiento permitió alcanzar los objetivos de desempeño definidos para los bloques 3 y, redujo la posibilidad de que las deformaciones laterales ocasionen daños estructurales significativos.

El análisis económico permitió establecer una estimación inicial de los recursos necesarios para ejecutar el reforzamiento de los bloques e identificar la incidencia de los dispositivos BRB, las conexiones y las actividades complementarias dentro del presupuesto. Aunque la implementación de BRB puede representar un costo inicial superior al de sistemas de arriostramiento convencionales, su capacidad para controlar las deformaciones y reducir el

potencial de daños estructurales y no estructurales constituye un beneficio relevante en una edificación hospitalaria.

Se concluye que el uso de riostras restringida al pandeo constituye una solución técnicamente viable para reducir la vulnerabilidad de las estructuras evaluadas y alcanzar los objetivos de desempeño definidos.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar ensayos para determinar las propiedades reales del hormigón y del acero, ya que la confiablidad del análisis depende directamente de la calidad de los datos utilizados en el modelo.

La modelación estructural deberá actualizarse cuando se disponga de nueva información obtenida mediante inspecciones, ensayos o planos constructivos. Además, se recomienda efectuar análisis de sensibilidad que permitan identificar la influencia de las propiedades de los materiales, la rigidez de los componentes, las condiciones de apoyo y los parámetros asignados a las rótulas plásticas. Esta revisión permitiría conocer el grado de incertidumbre de los resultados y establecer escenarios de respuesta más representativos de la condición real de los bloques.

Antes de ejecutar la propuesta de reforzamiento, deberá desarrollarse el diseño definitivo de los BRB y sus conexiones. Este procedimiento deberá incluir la comprobación de placas, soldaduras, pernos, anclajes y elementos de transferencia de carga, así como la capacidad de las vigas, columnas, nudos y cimentaciones asociadas. La ubicación de los dispositivos también deberá coordinarse con la configuración arquitectónica y funcional de los bloques 3 y 4, evitando interferencias con circulaciones, rutas de evacuación, instalaciones y áreas destinadas a la atención de pacientes.

Durante la fabricación y montaje de los BRB se Debra implementar un programa de control d calidad que contemple la revisión de materiales, soldaduras, alineación y condiciones de anclaje. Una vez ejecutado el reforzamiento se recomienda actualizar el modelo con las propiedades de los dispositivos instalados y verificar nuevamente el cumplimiento de los niveles de desempeño. Así mismo, después de un sismo significativo deberán inspeccionarse los BRB, sus conexiones y loe elementos estructurales adyacentes.

BIBLIOGRAFÍA

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers*.

(NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC). (Diciembre de 2014). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (CÓDIGO NEC - SE - DS).*

Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2015). *CEINCI-LAB un software libre para hallar la curva de capacidad sísmica de pórticos con disipadores ADAS o TADAS.* Quito.

Aguiar, R., Rodríguez, M., & Mora, D. (2016). *Analisis de estructuras con disipadores de enrgia ADAS y TADAS.*

American Society of Civil Engineers (ASCE 41-13). (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* ASCE.

Ascaribay, D. S., & Molina Barros, M. J. (2019). *Análisis no lineal en 2D del hospital "Darío Machuca" del cantón La Troncal, provincia del Cañar, aplicando el método de análisis de rótulas plásticas.* Cuenca.

ASCE 41-17. (2017). Evaluacion sismica y retrofit de edifios existentes.

ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.*

ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building.*

ASCE/SEI 7-22. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.*

ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.* California,.

Banco de Desarrollo de América Latina. (2014).

Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (2002). *Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. .*

Black, C., Makris, N., & Aiken, I. (2004). *Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces.*

BOLT, B. (2004). *Earthquakes (5.ª ed.).*

Bruneau, M., Chang, S., Eguchi, R., Lee, G., O'Rourke, T., Reinhorn, A., & Shinozuka, M. (Noviembre de 2003). *A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities.* Obtenido de https://scispace.com/pdf/a-framework-to-quantitatively-assess-and-enhance-the-seismic-1dnhc0uqdx.pdf

Cardona, O., Marulanda, M., Marulanda, P., Bernal, G., Carreño, M., Villegas, C., . . . Herrera, S. (2015). *Infrastructure Disaster Risk Resilience at the Global Level.*

CEPAL. (febrero de 2014). *Manual para Evaluacion de Desastres.*

Chalarca , B., Filiatrault, A., & Perrone, D. (2020). *eismic demand on acceleration-sensitive nonstructural components in viscously damped braced frames.*

Chavesta Ruelas, E. P. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño.* Lima, Perú.

CHOPRA, A. K. (2014). *DINÁMICA DE ESTRUCTURAS.* Obtenido de https://hebmerma.com/wp-content/uploads/2020/10/Dinamica-de-Estructuras-4Ed-Anil-K.-Chopra-1.pdf

Comerio, M. C. (2005). *PEER Testbed Study on a Laboratory Building: Exercising Seismic Performance Assessment.* California.

Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL). (2014). *Manual para la evaluación de desastres.*

CÓRDOVA, C. E. (2025). *Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento para lograr un nivel de desempeño de ocupación inmediata, caso de estudio "Hospital Municipal de la Mujer y del Niño" de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay.*

DAMPO Engineering technology e infraestructure. (2023). Obtenido de https://www.dampo.com.mx/

Dobry, R., Borcherdt, D., Crouse, C., IdrisS, I., Joyner, W., Martin, G., . . . Seed, R. (Febrero de 2000). *New Site Coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Code Provisions.* Obtenido de https://www.researchgate.net/profile/Roger-Borcherdt/publication/277398002_New_Site_Coefficients_and_Site_Classification_S

ystem_Used_in_Recent_Building_Seismic_Code_Provisions/links/5ba183d5299bf13e603bbd68/New-Site-Coefficients-and-Site-Classification-Sy

Federal Emergency Management Agency. (2023). *NEHRP recommended revisions to ASCE/SEI 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*.

FEMA. (Septiembre de 2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings* . Obtenido de chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.atcouncil.org/files/FEMAP-58-1_Volume%201_Methodology.pdf

Fema 273. (1997). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*.

FEMA 273. (1997). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*.

FEMA 274. (octubre de 1997). *NEHRP COMMENTARY ON THE GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.*

Fema 306. (1998). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Washington, D.C.

FEMA 356. (Noviembre de 2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.*

FEMA 577. (junio de 2007). *Design Guide for Improving Hospital Safety in Earthquakes, Floods, and High Winds.*

FIGUEROA, J. F. (2019). *ANALISIS COMPARATIVO DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA EN FUNCION DE LAS DERIVAS INELASTICAS.*

Flores , F., Charney , F. A., & Lopez, D. (2018). *The influence of accidental torsion on the inelastic dinamic response of buildings during earthquakes*.

GUARACA, F. X., & FEIJOO GUEVARA, B. A. (2017). *"Análisis dinámico no lineal del hospital 'Darío Machuca Palacios' (La Troncal), medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural".* Cuenca.

Haselton, C. B., Bake, J., Stewart, J., & Whittaker, A. (2017). Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part I - Overview and Specification of Ground Motions .

Hokamabadi, S. A., Gholizadeh, S., & Tariverdilo, S. (2021). *Robust Design of Reinforced Concrete Moment-resisting Frames.* Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Urmia, Irán.

inesatech. (29 de abril de 2025). *Pórticos con Arriostramientos de Pandeo Restringido: Una Innovación para la Seguridad y Eficiencia en Ingeniería Civil*.

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (12 de mayo de 2016). *Informe Sísmico Especial N.-19 - 2016.* Obtenido de https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1330-informe-sismico-especial-n-19-2016

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2019). *El terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016: Contexto sismotectónico, sismicidad histórica y características de la amenaza sísmica.*

Jaimes, M., Reinoso, E., & Esteva, L. (2013). *eismic vulnerability of building contents for a given occupancy due to multiple failure modes.*

Kanamori, H. (1997). *The Energy Release in Great Earthquakes*. Obtenido de https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1029/JB082i020p02981

Kelly, S. (2015). *Estimating economic loss from cascading infrastructure failure: a perspective on modelling interdependency.* Obtenido de DOI 10.1186/s40551-015-0010-y

Kramer, S. L. (1996). *GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING.*

Kramer, S. L. (2024). *The Evolution of PerformanceBased Design in Geotechnical Earthquake Engineering (VOL 3).* Obtenido de https://www.iaee.or.jp/pdf/ReadMasters_CSI_IAEE_KRAMER_2024.pdf

López, O. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica.*

Mieles, Y., & Larrúa, R. (DICIEMBRE de 2019). *Modelo puntal tensor para un nudo híbrido viga de hormigón y viga de acero bajo cargas gravitatorias*.

NEC - SE - DS. (Diciembre de 2014). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE.*

NEC-SE-RE. (Diciembre de 2014). *RIESGO SÍSMICO,EVALUACIÓN,REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS.*

Ondas sísmicas. (2020). Obtenido de https://edea.juntadeandalucia.es/bancorecursos/file/b3ea993d-1aa5-4c40-9ed9-d254fe6f2ba5/1/es-an_2010111213_9125038.zip/ODE-c0e104be-869f-32ab-b836-ef8ae8c3787c/21_ondas_ssmicas.html?temp.hn=true&temp.hb=true

Organizacion Panamericana de la Salud . (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.* Obtenido de chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://www.proteccioncivil.gob.mx/work/models/ProteccionCivil/Resource/59/1/images/fmdes.pdf

Organización Panamericana de la Salud (OPS). (2015). *Hospitales seguros frente a desastres: evaluación y reducción de riesgos.*

Organizacion Panamericana de la Salud. (2018). *ÍNDICE DE SEGURIDAD HOSPITALARIA GUÍA DE EVALUADORES.* Obtenido de chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.salud.gob.ec/wp-content/uploads/2021/01/ISH-Guia-de-Evaluadores-2da-Edicion.pdf

Organizaqcion Mundial de la Salud. (2009). *Hospitales Seguros Frente a los Desastres Reducir el Riesgo, Proteger las Instalaciones de Salud, Salvar Vidas.* Obtenido de https://www.preventionweb.net/files/1347_wdrc20082009informationkitspanish1.pdf?startDownload=true

Polat, E., & Constantinou, M. (2016). *Open space damping system theory and experimental validation (Technical Report MCEER-16-0007).* New York.

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures.* IUSS Press.

Rueda, J. C. (s.f.). *El COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DURANTE UN SISMO Y NSR10.* Obtenido de https://valuative.co/admin/files/archivo/el_comportamiento_de_las_estructuras_durante_un_sismo_y_nsr10_.pdf

Saavedra, C. (30 de mayo de 2018). *Metodo del Pushover - Analisi Esatico no Lineal .*

Sánchez, J. L., & Simbaña-Tasiguano, M. (julio de 2024). *TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 EN ECUADOR: UNA VISIÓN GENERAL DE LOS ACONTECIMIENTOS Y LECCIONES PRENDIDAS.*

Secretaria de Gestion de Riesgos . (05 de mayo de 2016). *INFORME DE SITUACION N°65 – 16/05/2016 Terremoto 7.8 ° - Pedernales* .

SeismicsKnowledge. (27 de Agosto de 2018). Obtenido de https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/tag/escala-de-magnitudes/

SOLÍS, N. S. (2022). REHABILITACIÓN SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA INDUSTRIAL EXISTENTE EN CHILE MEDIANTE LA INCORPORACIÓN DE DIAGONALES CON PANDEO RESTRINGIDO. SANTIAGO DE CHILE.

Structural Engineers Association of California. (1995). *Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings.* Sacramento, California.

Symans, M., Charney, F., Whittaker, A., Constantinou, M., Kircher, C., Johnson, M., & McNamara, R. (2008). *Energy dissipation systems for seismic applications: Current practice and recent developments.*

Tapia, I. B. (2016). *Evaluación estructural de la Entidad Hospitalaria "Hospital Darío Machuca Palacios" del Cantón La Troncal – Provincia de Cañar, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria.* Cuenca.

Tsai, K., Chen, H., & Hong, C. (1993). *Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.*

Uang, C., Nakashima, M., & Tsai, K. (2004). *Research and application of buckling-restrained braced frames.*

UNAM. (s.f.). *Ondas P y ondas S.* Obtenido de https://usuarios.geofisica.unam.mx/gvazquez/estratiGAB/Zona%20desplegar/Clases/Clase%2024%20PEPS%20(Estratigra%20sis-principios%20y%20conceptos).pdf

Vision 2000 SEAOC. (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Committee and California Office of Emergency Services.*

Whittaker, A., Bertero, V., Thompson, C., & Alonso, L. (1991). *Seismic testing of steel plate energy dissipation devices.*