



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
DEPARTAMENTO DE POSGRADOS
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL MENCIÓN
ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento para lograr un nivel de desempeño de ocupación inmediata, caso de estudio “Hospital Darío Machuca Palacios” de la ciudad La Troncal, provincia del Cañar.

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

AUTOR:

JOSÉ LUIS TIERRA CUNACHI

DIRECTOR:

JOSÉ FERNANDO VÁSQUEZ CALERO

Cuenca, Ecuador

2026

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mi familia, por su amor incondicional y apoyo constante en cada etapa de mi vida, sin ellos no habría sido posible llegar hasta estas instancias de mi vida académica y profesional. A mi madre, que siempre me enseña el valor del esfuerzo y el sacrificio. A mis profesores, quienes con su guía y paciencia me ayudaron a desarrollar todas las aptitudes y destrezas con las cuales el presente trabajo fue realizado. Finalmente, a mis amigos, quienes estuvieron a mi lado durante este largo camino.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi profunda gratitud a todas las personas que hicieron posible la realización de este trabajo.

En primer lugar, agradezco a mi director de tesis, el ingeniero José Vázquez, por su guía y apoyo incondicional e invaluable durante cada etapa de este proceso, al ingeniero Mateo Narváez quien a través de su experiencia y conocimiento supo orientar cada aspecto del presente trabajo y al doctor Pablo Quinde por su apoyo a través de todo el programa de estudio. Además, mi agradecimiento al tribunal evaluador, cuyos comentarios contribuyeron constructivamente en este proyecto.

Finalmente, un agradecimiento al ingeniero Carlos Carvajal por su apoyo en la guía para solventar temas relacionados con el proyecto. A Oscar, Kevin, Carlos, Esteban y Pablo, gracias por su apoyo y por compartir sus conocimientos.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE CONTENIDOS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xvi
RESUMEN	xxv
ABSTRACT	xxvi
Introducción.....	27
Problemática	27
Objetivo general:	28
Objetivos específicos:	28
Metodología.....	28
Capítulo 1. ESTADO DEL ARTE	29
1.1 Antecedentes.....	29
1.1.1 Términos usados en la investigación	32
1.1.2 Edificaciones Esenciales	32
1.1.3 Objetivos de rehabilitación	34
1.1.4 Objetivos de rehabilitación mejorados.....	35
1.1.5 Objetivos de rehabilitación limitados	36
1.1.6 Niveles de desempeño.....	36
1.2 Peligro sísmico.....	42
1.2.1 Riesgo tolerable	44
1.2.2 Categoría de riesgo	44
1.2.3 Factor de Importancia	45
1.2.4 Terremoto del 16 de abril del 2016.....	47
1.2.5 Estimación de pérdidas indirectas.....	48
1.2.6 Ajuste por clase de sitio	49
1.2.7 Espectro de respuesta general	49
1.2.8 Información según la construcción	50
1.3 Adecuación sísmica.....	51
1.3.1 Criterios de priorización	51

1.3.2 Índice de amenaza sísmica.....	52
1.3.3 Índice de vulnerabilidad.....	52
1.3.4 Nivel de amenaza sísmica.....	53
1.3.5 Grado de Importancia	53
1.3.6 Nivel de desempeño.....	54
1.3.7 Límites de deriva.....	56
1.4 Evaluación en daños en hospitales	57
1.4.1 Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud.....	58
1.4.2 Antecedentes de las instalaciones de salud	59
1.4.3 Estimación de daños en hospitales.....	59
1.4.4 Reducción de riesgos en hospitales.....	60
1.4.5 Mitigación del riesgo	60
1.4.6 Vulnerabilidad estructural.....	61
1.4.7 Vulnerabilidad no estructural.....	61
1.4.8 Daño por sismo en los hospitales.....	62
1.4.9 Evaluación de daño debido a sismo	63
1.4.10 Características del hormigón.....	64
1.4.11 Investigación de daños por sismo	65
1.4.12 Clasificación de daños a componentes	67
1.5 Análisis estático lineal	68
1.6 Análisis estático no lineal (Pushover).....	69
1.6.1 Curva de Capacidad	69
1.6.2 Curva idealizada de capacidad.....	72
1.7 Análisis no lineal	73
1.7.1 Acciones críticas y ordinarias	73
1.7.2 Acciones controladas por fuerza	74
1.7.3 Límite de deriva de respuesta inaceptable	74
1.7.4 Respuestas inaceptables para la seguridad de la vida	75
1.7.5 Amortiguamiento	75
1.7.6 Torsión accidental.....	76
1.7.7 Revisión de los parámetros y criterios de aceptación del modelado no lineal.....	76
1.7.8 Revisiones de los parámetros de modelado y criterios de aceptación	76
1.8 Análisis tiempo historia.....	78
1.9 Análisis dinámico incremental	79

1.10 Criterios de aceptación y rechazo	80
1. 11 Elementos no estructurales	80
1.11.1 Estimación de pérdidas por sismo de contenidos de edificios	80
1.11.2 Recopilación de la información	80
1.11.3 Niveles de desempeño en elementos no estructurales	82
1.11.4 Estimación de pérdidas por sismo en contenidos de edificios	83
1.12 Adecuación sísmica de edificaciones	86
1.13 Disipación sísmica.....	88
1.13.1 Disipación de energía en edificios existentes	88
1.13.2 Dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness).....	89
1.13.3 Dispositivos TADAS (Triangular plate Added Damping and Stiffness).....	90
1.13.4 Buckling Restrained Brace (BRB).....	93
1.13.5 Amortiguadores de fluido viscoso	98
2.1 Propósito.....	103
2.1.1 Alcance	104
2.1.2 Incertidumbre y confiabilidad.....	104
2.1.3 Procedimiento para la evaluación y el diseño de rehabilitación	105
2.1.4 Tipos de edificios.....	106
2.2 Introducción	106
2.2.1 Estableciendo los objetivos de desempeño	107
2.2.2 Concepto de evaluación y modernización	107
2.2.3 Caracterizar la capacidad sísmica	108
2.2.4 Determinar la demanda sísmica	111
2.2.5 Verificación del desempeño.....	112
2.3 Objetivos de desempeño.....	113
2.3.1 Introducción	113
2.3.2 Niveles de desempeño.....	114
2.3.3 Movimiento sísmico del suelo	114
2.3.4 Asignación de objetivos de desempeño	115
2.3.5 Objetivo final de desempeño	115
2.4 Determinación de deficiencias	115
2.4.1 Sistemas de pórticos de hormigón	116
2.4.2 Identificación de posibles deficiencias	117

2.5 Estrategias de rehabilitación	122
2.5.1 General.....	122
2.5.2 Estrategias generales	124
2.5.3 Estrategias técnicas	124
2.5.4 Sistemas de disipación de energía.....	133
2.5.5 Reducción de masa	134
2.6 Procedimiento de análisis estático no lineal	135
2.6.1 Métodos para desarrollar análisis no lineal simplificado.....	136
2.6.2 Procedimientos paso a paso para determinar la capacidad	137
2.6.3 Procedimientos paso a paso para determinar la demanda.....	141
2.6.4 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	143
2.6.5 Construcción de una representación bilineal del espectro de capacidad	146
2.6.6 Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda.....	147
2.6.7 Cálculo del desplazamiento de la demanda mediante el método del coeficiente de desplazamiento.....	151
2.6.8 Procedimiento paso a paso para comprobar el desempeño con el desplazamiento máximo esperado	155
2.6.9 Otras consideraciones	156
2.7 Modelos matemáticos	157
2.7.1 Cargas	158
2.7.2 Modelos de los componentes	159
2.7.3 Deformabilidad de los componentes.....	160
2.8 Límites de respuesta	163
2.8.1 Límites descriptivos del desempeño esperado	164
2.8.2 Límites globales de aceptabilidad de edificios	164
2.8.3 Capacidad de deformación de los elementos	167
2.8.4 Aceptabilidad de pórticos de hormigón	168
Capítulo 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	170
3.1 Descripción arquitectónica	170
3.2.1 Distribución física.....	172
3.2.2 Descripción de la arquitectura	173
3.2 Secciones y materiales	174
3.2.1 Secciones.....	174
3.2.2 Materiales.....	180

3.3 Descripción de la disposición estructural	184
Capítulo 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	189
4.1 Peligrosidad sísmica	189
4.1.1 Características del lugar	189
4.1.2 Espectro de respuesta	190
4.1.3 Cálculo del período de vibración	190
4.1.4 Cálculo del coeficiente de corte basal.....	192
4.1.5 Cálculo del coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura	193
4.1.6 Cargas	193
4.2. Análisis de resultados	194
4.2.1 Análisis del período	194
4.2.2 Participación de masas	194
4.2.3 Análisis de derivas	195
4.2.4 Masa reactiva	197
4.2.5 Cortante basal estático	198
4.2.6 Cortante basal dinámico.....	198
4.2.7 Comparación de períodos	199
4.3 Curva de capacidad	200
4.3.1 Configuración de casos de carga.....	203
4.3.2 Cálculo de rótulas plásticas para vigas	206
4.3.3 Cálculo de rótulas plásticas para columnas	239
4.3.4 Cálculo del índice de estabilidad (Q).....	296
4.4 Punto de desempeño	297
4.4.1 Curva de Capacidad en el sentido X	297
4.4.2 Curva de capacidad en el sentido Y	305
4.5 Análisis para sistemas estructurales con ductilidad limitada.....	309
4.6 Análisis dinámico	321
Capítulo 5. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	335
5.1 Evaluación inicial de elementos.....	335
5.1.2 Evaluación para la viga.....	335
5.2 Reforzamiento de los elementos	345

5.2.1 Reforzamiento para vigas usando encamisado	345
5.2.2 Reforzamiento para columnas usando encamisado	349
5.2.3 Reforzamiento para columnas usando recrecido de hormigón	355
5.3 Propuesta de reforzamiento.....	371
5.3.1 Opción 1.....	371
5.3.2 Opción 2.....	381
Capítulo 6. ANÁLISIS ECONOMICO	391
6.1 Ejecución para el reforzamiento	391
6.2 Procedimiento para el encamisado	391
6.3 Listado de materiales.....	391
Capítulo 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	403
7.1 Conclusiones.....	403
7.1.1 Evaluación Estructural para $R=8$, $I=1.5$	403
7.1.2 Evaluación Estructural para $R=3$, $I=1.5$	404
7.1.3 Análisis Dinámico.....	405
7.1.4 Reforzamiento.....	405
7.1.5 Análisis Económico	406
7.2 Recomendaciones.....	406
Bibliografía	407
Anexos	411
Anexo 1: Rótulas plásticas para vigas.....	411
Anexo 2: Reforzamiento para vigas	418
Anexo 3: Planos de reforzamiento	425

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. 1 Control de daños y niveles de desempeño del edificio	40
Tabla 1. 2 Niveles de desempeño y daños en elementos verticales	41
Tabla 1. 3 Niveles de desempeño y daños en elementos horizontales	41
Tabla 1. 4 Valores de factor de importancia	45
Tabla 1. 5 Costos de reconstrucción por sector.....	47
Tabla 1. 6 Niveles de amenaza sísmica.....	55
Tabla 1. 7 Valores de derivas normalizadas para nivel de diseño alto.....	57
Tabla 1. 8 Procedimientos de pruebas e inspección.....	66
Tabla 1. 9 Costos de contenidos en hospitales	81
Tabla 1. 10 Niveles de desempeño no estructural - componentes arquitectónicos	85
Tabla 1. 11 Niveles de desempeño no estructural–mecánico, eléctrico y de plomería.....	86
Tabla 1. 12 Niveles de desempeño no estructural – contenidos.....	86
Tabla 2. 1 Información necesaria para la evaluación sísmica preliminar cuando se encuentran disponibles los planos de construcción originales.....	117
Tabla 2. 2 Información requerida para evaluación sísmica preliminar cuando no se encuentran disponibles los planos de construcción originales.....	117
Tabla 2. 3 Valores para el factor de modificación C0.....	153
Tabla 2. 4 Valores para el factor de modificación C2.....	154
Tabla 2. 5 Límites de deformación.....	156
Tabla 2. 6 Límites de deformación.....	165
Tabla 3. 1 Información general del hospital.....	171
Tabla 3. 2 Distribución física del hospital.....	173
Tabla 3. 3 Dimensiones para vigas del piso 1	175
Tabla 3. 4 Dimensiones para vigas del piso 2	178
Tabla 3. 5 Dimensiones para columnas en el piso 1 y 2	180
Tabla 3. 6 Valores para las vigas V1-V2-V3-V4-V12-V13-V14-V24-V26.....	181
Tabla 3. 7 Valores para las vigas V5-V25-V27	181
Tabla 3. 8 Valores para las vigas V6-V7-V8-V9-V10-V11-V15-V16-V17-V18-V19-V20-V21-V22-V23.....	182
Tabla 3. 9 Valores para la columna principal C1	182

Tabla 3. 10 Valores para las vigas V1-V2-V3-V4-V6-V7-V9-V10-V11-V12-V13-V14-V15-VV2-V23-V24.....	183
Tabla 3. 11 Valores para las vigas V5-V8-V16-V17-V18-V19-V20-V21	183
Tabla 3. 12 Valores para la columna principal C2	183
Tabla 4. 1 Factores para el espectro	189
Tabla 4. 2 Período de vibración	191
Tabla 4. 3 Coeficiente de corte basal	193
Tabla 4. 4 Valor de k.....	193
Tabla 4. 5 Valores de carga viva	193
Tabla 4. 6 Valores de carga muerta.....	194
Tabla 4. 7 Comparativa de períodos.....	194
Tabla 4. 8 Participación de masa.....	194
Tabla 4. 9 Valores de deriva inelástica ΔM máximos.....	195
Tabla 4. 10 Carga reactiva.....	198
Tabla 4. 11 Corte basal.....	198
Tabla 4. 12 Valores de cortante basal estático	198
Tabla 4. 13 Valores de cortante basal dinámico.....	199
Tabla 4. 14 Verificación de cortante basal dinámico	199
Tabla 4. 15 Criterios de aceptación para vigas.....	207
Tabla 4. 16 Criterios para deformaciones y acciones de control	207
Tabla 4. 17 Comprobación acero inferior y mínimo	208
Tabla 4. 18 Condiciones para la viga 2	208
Tabla 4. 19 Valores de rotación y criterios de aceptación para la viga 2.....	208
Tabla 4. 20 Valores de rotación y momentos para la viga 2	208
Tabla 4. 21 Valores para la curva momento-rotación para la viga 2	209
Tabla 4. 22 Comprobación acero inferior y mínimo	212
Tabla 4. 23 Condiciones para la viga 6	212
Tabla 4. 24 Valores de rotación y criterios de aceptación para la viga 6.....	212
Tabla 4. 25 Valores de rotación y momentos para la viga 6	213
Tabla 4. 26 Valores para la curva momento-rotación para la viga 6	213
Tabla 4. 27 Control de rótulas plásticas vigas piso 1	238
Tabla 4. 28 Control de rótulas plásticas vigas piso 2	239
Tabla 4. 29 Criterios de aceptación para columnas.....	240

Tabla 4. 30 Criterios para condiciones de columnas.....	241
Tabla 4. 31 Condiciones para la columna	241
Tabla 4. 32 Condiciones de detalle del refuerzo para la columna.....	242
Tabla 4. 33 Condiciones para la columna	242
Tabla 4. 34 Valores de rotación y criterios de aceptación para columnas	243
Tabla 4. 35 Valores para el diagrama de interacción para columna C1	243
Tabla 4. 36 Cargas en columnas C1-C8 del piso 1	244
Tabla 4. 37 Cargas en columnas C9-C16 del piso 1	245
Tabla 4. 38 Carga y momento para la columna C1	245
Tabla 4. 39 Comprobación columna fuerte- viga débil C1	246
Tabla 4. 40 Valores de rotación y momentos para la columna C1.....	246
Tabla 4. 41 Valores para la curva momento-rotación para C1.....	247
Tabla 4. 42 Comprobación columna fuerte - viga débil C2	248
Tabla 4. 43 Comprobación columna fuerte - viga débil C3	250
Tabla 4. 44 Comprobación columna fuerte - viga débil C4	251
Tabla 4. 45 Comprobación columna fuerte - viga débil C5	253
Tabla 4. 46 Comprobación columna fuerte - viga débil C6	254
Tabla 4. 47 Comprobación columna fuerte - viga débil C7	256
Tabla 4. 48 Comprobación columna fuerte - viga débil C8	257
Tabla 4. 49 Comprobación columna fuerte - viga débil C9	259
Tabla 4. 50 Comprobación columna fuerte - viga débil C10	260
Tabla 4. 51 Comprobación columna fuerte - viga débil C11	262
Tabla 4. 52 Comprobación columna fuerte - viga débil C12	263
Tabla 4. 53 Comprobación columna fuerte - viga débil C13	265
Tabla 4. 54 Comprobación columna fuerte - viga débil C14	266
Tabla 4. 55 Comprobación columna fuerte - viga débil C15	268
Tabla 4. 56 Comprobación columna fuerte - viga débil C16	269
Tabla 4. 57 Valores de carga para las columnas C1-C8 del piso 2	271
Tabla 4. 58 Valores de carga para las columnas C9-C16 del piso 2	271
Tabla 4. 59 Carga y momento probable para C1.....	272
Tabla 4. 60 Comprobación columna fuerte - viga débil C1	272
Tabla 4. 61 Carga y momento probable para C2.....	274
Tabla 4. 62 Comprobación columna fuerte - viga débil C2	274
Tabla 4. 63 Carga y momento probable para C3.....	275

Tabla 4. 64 Comprobación columna fuerte - viga débil C3	275
Tabla 4. 65 Carga y momento probable para C4.....	277
Tabla 4. 66 Comprobación columna fuerte - viga débil C4	277
Tabla 4. 67 Carga y momento probable para C5.....	278
Tabla 4. 68 Comprobación columna fuerte - viga débil C5	278
Tabla 4. 69 Carga y momento probable para C6.....	280
Tabla 4. 70 Comprobación columna fuerte - viga débil C6	280
Tabla 4. 71 Carga y momento probable para C7.....	281
Tabla 4. 72 Comprobación columna fuerte - viga débil C7	281
Tabla 4. 73 Carga y momento probable para C8.....	283
Tabla 4. 74 Comprobación columna fuerte - viga débil C8	283
Tabla 4. 75 Carga y momento probable para C9.....	284
Tabla 4. 76 Comprobación columna fuerte - viga débil C9	284
Tabla 4. 77 Carga y momento probable para C10.....	286
Tabla 4. 78 Comprobación columna fuerte - viga débil C10	286
Tabla 4. 79 Carga y momento probable para C11.....	287
Tabla 4. 80 Comprobación columna fuerte - viga débil C11	287
Tabla 4. 81 Carga y momento probable para C12.....	289
Tabla 4. 82 Comprobación columna fuerte - viga débil C12	289
Tabla 4. 83 Carga y momento probable para C13.....	290
Tabla 4. 84 Comprobación columna fuerte - viga débil C13	290
Tabla 4. 85 Carga y momento probable para C14.....	292
Tabla 4. 86 Comprobación columna fuerte - viga débil C14	292
Tabla 4. 87 Carga y momento probable para C15.....	293
Tabla 4. 88 Comprobación columna fuerte - viga débil C15	293
Tabla 4. 89 Carga y momento probable para C16.....	295
Tabla 4. 90 Comprobación columna fuerte - viga débil C16	295
Tabla 4. 91 Valores de carga, desplazamientos y cortantes	297
Tabla 4. 92 Índice Q en cada sentido y comprobación	297
Tabla 4. 93 Valores para Co.....	299
Tabla 4. 94 Valores para Cm.....	300
Tabla 4. 95 Desplazamiento objetivo en el sentido X.....	301
Tabla 4. 96 Desplazamiento objetivo en el sentido Y	306
Tabla 4. 97 Parámetros sísmicos	309

Tabla 4. 98 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para vigas Piso 1	311
Tabla 4. 99 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para vigas Piso 2	312
Tabla 4. 100 Cargas máximas columnas C1-C8 Piso 1	312
Tabla 4. 101 Cargas máximas columnas C9-C16 Piso 1	313
Tabla 4. 102 Cargas máximas columnas C1-C8 Piso 2	313
Tabla 4. 103 Cargas máximas columnas C9-C16 Piso 2	314
Tabla 4. 104 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para columnas Piso 1	314
Tabla 4. 105 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para columnas Piso 2	315
Tabla 4. 106 Desplazamiento objetivo	315
Tabla 4. 107 Registros para el análisis	322
Tabla 4. 108 Participación modal.....	326
Tabla 4. 109 Períodos de la estructura en ETABS	326
Tabla 4. 110 Períodos para el intervalo de escalamiento	326
Tabla 4. 111 Desplazamientos máximos para cada registro	334
 Tabla 5. 1 Verificación b/h para V2.....	 335
Tabla 5. 2 Verificación para el acero superior	336
Tabla 5. 3 Verificación para el acero inferior	336
Tabla 5. 4 Verificación a momento	336
Tabla 5. 5 Verificación a cortante	338
Tabla 5. 6 Evaluación final	338
Tabla 5. 7 Carga a compresión y área mínima.....	339
Tabla 5. 8 Comprobación de la cuantía de acero	340
Tabla 5. 9 Comprobación de la cuantía del estribo	340
Tabla 5. 10 Comprobación relación columna fuerte viga débil	341
Tabla 5. 11 Condiciones para la relación nodo fuerte viga débil	341
Tabla 5. 12 Condiciones actuantes.....	343
Tabla 5. 13 Condiciones resistentes	343
Tabla 5. 14 Comprobación para NF-VD.....	343
Tabla 5. 15 Evaluación por área.....	344
Tabla 5. 16 Evaluación por adherencia	344
Tabla 5. 17 Propiedades de sección del ángulo.....	346
Tabla 5. 18 Momento adicional agregado por el ángulo.....	347
Tabla 5. 19 Datos de la platina.....	347

Tabla 5. 20 Ubicación de las platinas.....	347
Tabla 5. 21 Verificación de la platina	348
Tabla 5. 22 Verificación del ángulo	349
Tabla 5. 23 Propiedades del ángulo	349
Tabla 5. 24 Propiedades de la platina.....	350
Tabla 5. 25 Esbeltez y cargas en el ángulo	351
Tabla 5. 26 Valores para la placa de unión	352
Tabla 5. 27 Cargas y momentos en la columna reforzada	353
Tabla 5. 28 Comprobación de columna fuerte viga débil	354
Tabla 5. 29 Comprobación para aumentar la sección inicial	355
Tabla 5. 30 Dimensiones finales para la columna.....	355
Tabla 5. 31 Áreas para el recrecido de columna	356
Tabla 5. 32 Comprobación para el acero de reforzamiento	357
Tabla 5. 33 Comprobación para las dimensiones de estribos	357
Tabla 5. 34 Comprobación CF-VD	358
Tabla 5. 35 Parámetros requeridos para evaluar NF-VD	358
Tabla 5. 36 Valores para condición actuante y resistente	359
Tabla 5. 37 Comprobación condición NF-VD	359
Tabla 5. 38 Resumen para cada columna en el sentido X - Piso 1.....	361
Tabla 5. 39 Resumen para cada viga en el sentido X - Piso 1	361
Tabla 5. 40 Resumen para cada columna en el sentido Y - Piso 1.....	362
Tabla 5. 41 Resumen para cada viga en el sentido Y - Piso 1	362
Tabla 5. 42 Resumen para cada columna en el sentido X - Piso 2.....	363
Tabla 5. 43 Resumen para cada viga en el sentido X - Piso 2	363
Tabla 5. 44 Resumen para cada columna en el sentido Y - Piso 2.....	364
Tabla 5. 45 Resumen para cada viga en el sentido Y - Piso 2	364
Tabla 5. 46 Perfiles para vigas del piso 1 en sentido X	365
Tabla 5. 47 Perfiles para vigas del piso 1 en sentido Y	366
Tabla 5. 48 Perfiles para vigas del piso 2 en sentido X	366
Tabla 5. 49 Perfiles para vigas del piso 2 en sentido Y	367
Tabla 5. 50 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido X.....	367
Tabla 5. 51 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido Y.....	368
Tabla 5. 52 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido X.....	368
Tabla 5. 53 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido Y.....	368

Tabla 5. 54 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido X.....	368
Tabla 5. 55 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido Y.....	369
Tabla 5. 56 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido X.....	370
Tabla 5. 57 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido Y.....	371
Tabla 5. 58 Desplazamiento Objetivo en la dirección X.....	374
Tabla 5. 59 Desplazamiento objetivo en la dirección Y	376
Tabla 5. 60 Comparativa de períodos en la estructura inicial y reforzada	377
Tabla 5. 61 Derivas para la estructura reforzada con la opción 1	379
Tabla 5. 62 Desplazamiento objetivo en la dirección X	383
Tabla 5. 63 Desplazamiento Objetivo en la dirección Y.....	385
Tabla 5. 64 Comparativa de períodos en la estructura inicial y reforzada	386
Tabla 5. 65 Derivas para la estructura reforzada con la opción 1	388
 Tabla 6. 1 Costos por viga para el piso 1 sentido X.....	 392
Tabla 6. 2 Costos por columna para el piso 1 sentido X.....	393
Tabla 6. 3 Costos por viga para el piso 1 sentido Y.....	394
Tabla 6. 4 Costos por columna para el piso 1 sentido Y	395
Tabla 6. 5 Costos por viga para el piso 2 sentido X.....	396
Tabla 6. 6 Costos por columna para el piso 2 sentido X.....	397
Tabla 6. 7 Costos por viga para el piso 2 sentido Y.....	398
Tabla 6. 8 Costos por columna para el piso 2 sentido Y	399
Tabla 6. 9 Cantidad de materiales para el piso 1.....	399
Tabla 6. 10 Cantidad de materiales para el piso 2.....	400
Tabla 6. 11 Costo total de materiales	400
Tabla 6. 12 Costo soldadura conexión 1	400
Tabla 6. 13 Costo soldadura conexión 2	401
Tabla 6. 14 Costo soldadura conexión 3	401
Tabla 6. 15 Costo soldadura conexión 4	401
Tabla 6. 16 Costo soldadura conexión 5	401
Tabla 6. 17 Costo soldadura conexión 6	401
Tabla 6. 18 Costo del perno colocado en obra	402
Tabla 6. 19 Costo total electrodos y pernos	402
Tabla 6. 20 Costo total del reforzamiento	402

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 Superficie de costos relativos de varios objetivos de rehabilitación	35
Figura 1. 2 Desempeño y demanda de deformación para estructuras dúctiles	38
Figura 1. 3 Propagación de ondas primarias y secundarias.....	43
Figura 1. 4 Propagación de ondas L y de Rayleigh.....	43
Figura 1. 5 Magnitudes de sismos y energía liberada	44
Figura 1. 6 Curva de capacidad y niveles de desempeño	55
Figura 1. 7 Curva de capacidad y niveles de desempeño para distintos tipos de edificaciones	56
Figura 1. 8 Capacidades de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño.	64
Figura 1. 9 Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados	65
Figura 1. 10 Representación del efecto de piso débil.....	70
Figura 1. 11 Representación del efecto columna fuerte-viga débil.....	71
Figura 1. 12 Curva de capacidad real y curva idealizada.....	72
Figura 1. 13 Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación	77
Figura 1. 14 Contenidos de edificio sujetos a múltiples modos de falla.....	84
Figura 1. 15 Disipadores ADAS	89
Figura 1. 16 Disipadores TADAS	91
Figura 1. 17 Disipadores TADAS	92
Figura 1. 18 Sistema BRB en la UC Berkeley	93
Figura 1. 19 Tubo de acero para revestimiento de hormigón BRB.....	95
Figura 1. 20 Conexión empernada	96
Figura 1. 21 Comportamiento del sistema BRB	97
Figura 1. 22 Comportamiento del arriostramiento en el BRB	98
Figura 1. 23 Conexión del sistema de amortiguamiento	98
Figura 1. 24 Amortiguador con fluido viscoso	101
 Figura 2. 1 Fuerzas sísmicas proporcionales a la masa del edificio.....	 109
Figura 2. 2 Fuerzas sísmicas elásticas reducidas para diseño lineal	110
Figura 2. 3 Demanda sísmica inelástica basada en la capacidad inelástica del edificio	110
Figura 2. 4 Dependencia mutua entre la demanda-capacidad.....	112
Figura 2. 5 Arreglo típico de un pórtico de hormigón	116

Figura 2. 6 Comparación entre comportamiento fuerza- deformación controlados	120
Figura 2. 7 Curva de capacidad típica	126
Figura 2. 8 Formato estándar Sa-T	129
Figura 2. 9 Formato ADRS (Sa-Sd).....	129
Figura 2. 10 Curva de capacidad.....	130
Figura 2. 11 Espectro de capacidad.....	131
Figura 2. 12 Efecto del amortiguamiento mejorado en el desempeño del edificio	134
Figura 2. 13 Curva Pushover.....	137
Figura 2. 14 Curva de capacidad.....	140
Figura 2. 15 Curva de capacidad.....	141
Figura 2. 16 Aproximación de igual desplazamiento.....	142
Figura 2. 17 Curva de capacidad con degradación de fuerza.....	143
Figura 2. 18 Espectros de respuesta en formatos tradicionales y ADRS	145
Figura 2. 19 Espectro de capacidad superpuesto sobre espectros de respuesta en formatos tradicionales y ADRS.....	146
Figura 2. 20 Representación bilineal del espectro de capacidad para el método del espectro de capacidad.....	147
Figura 2. 21 Punto de intersección de los espectros de demanda y capacidad dentro de la tolerancia aceptable	148
Figura 2. 22 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 2)	149
Figura 2. 23 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 3)	149
Figura 2. 24 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 4)	150
Figura 2. 25 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 5)	151
Figura 2. 26 Representación bilineal de la curva de capacidad para el método del coeficiente de desplazamiento	152
Figura 2. 27 Relaciones generalizadas de carga y deformación para componentes no degradados.....	160
Figura 2. 28 Relaciones generalizadas de carga y deformación para componentes	161
Figura 2. 29 Deriva de piso	166
Figura 2. 30 Cargas primarias, componentes y elementos.....	168
Figura 2. 31 Cargas secundarias, componentes y elementos	168

Figura 3. 1 Hospital Darío Machuca Palacios.....	170
Figura 3. 2 Ubicación del hospital	171
Figura 3. 3 Distribución del hospital.....	172
Figura 3. 4 Arquitectura del hospital.....	174
Figura 3. 5 Representación para vigas y columnas	174
Figura 3. 6 Disposición estructural de vigas y columnas del piso 1	184
Figura 3. 7 Disposición estructural de vigas y columnas del piso 2	185
Figura 3. 8 Disposición estructural de volados del piso 1.....	186
Figura 3. 9 Disposición estructural de volados del piso 2.....	187
Figura 3. 10 Modelo para el análisis	188
 Figura 4. 1 Espectro de diseño	 190
Figura 4. 2 Intervalo de períodos para la estructura.....	192
Figura 4. 3 Deriva para el sismo dinámico en X.....	196
Figura 4. 4 Deriva para el sismo dinámico en Y	197
Figura 4. 5 Comparación de períodos para la estructura.....	200
Figura 4. 6 Representación del análisis Pushover	201
Figura 4. 7 Configuración para Pushover en el sentido X	203
Figura 4. 8 Configuración para el nodo de control en el sentido X	204
Figura 4. 9 Configuración para Pushover en el sentido Y	205
Figura 4. 10 Configuración para el nodo de control en el sentido Y	206
Figura 4. 11 Curva momento-rotación para la viga 2	209
Figura 4. 12 Parámetros para viga 2 en ETABS	210
Figura 4. 13 Curva momento-rotación para la viga 6	214
Figura 4. 14 Parámetros para viga 6 en ETABS	214
Figura 4. 15 Curva momento-rotación para la viga 3	215
Figura 4. 16 Curva momento-rotación para la viga 4	215
Figura 4. 17 Curva momento-rotación para la viga 7	216
Figura 4. 18 Curva momento-rotación para la viga 8	216
Figura 4. 19 Curva momento-rotación para la viga 9	217
Figura 4. 20 Curva momento-rotación para la viga 10	217
Figura 4. 21 Curva momento-rotación para la viga 11	218
Figura 4. 22 Curva momento-rotación para la viga 12	218
Figura 4. 23 Curva momento-rotación para la viga 13	219

Figura 4. 24 Curva momento-rotación para la viga 14	219
Figura 4. 25 Curva momento-rotación para la viga 15	220
Figura 4. 26 Curva momento-rotación para la viga 16	220
Figura 4. 27 Curva momento-rotación para la viga 17	221
Figura 4. 28 Curva momento-rotación para la viga 18	221
Figura 4. 29 Curva momento-rotación para la viga 19	222
Figura 4. 30 Curva momento-rotación para la viga 20	222
Figura 4. 31 Curva momento-rotación para la viga 21	223
Figura 4. 32 Curva momento-rotación para la viga 22	223
Figura 4. 33 Curva momento-rotación para la viga 23	224
Figura 4. 34 Curva momento-rotación para la viga 24	224
Figura 4. 35 Curva momento-rotación para la viga 25	225
Figura 4. 36 Curva momento-rotación para la viga 26	225
Figura 4. 37 Curva momento-rotación para la viga 1	226
Figura 4. 38 Curva momento-rotación para la viga 2	226
Figura 4. 39 Curva momento-rotación para la viga 3	227
Figura 4. 40 Curva momento-rotación para la viga 4	227
Figura 4. 41 Curva momento-rotación para la viga 5	228
Figura 4. 42 Curva momento-rotación para la viga 6	228
Figura 4. 43 Curva momento-rotación para la viga 7	229
Figura 4. 44 Curva momento-rotación para la viga 8	229
Figura 4. 45 Curva momento-rotación para la viga 9	230
Figura 4. 46 Curva momento-rotación para la viga 10	230
Figura 4. 47 Curva momento-rotación para la viga 11	231
Figura 4. 48 Curva momento-rotación para la viga 12	231
Figura 4. 49 Curva momento-rotación para la viga 13	232
Figura 4. 50 Curva momento-rotación para la viga 14	232
Figura 4. 51 Curva momento-rotación para la viga 15	233
Figura 4. 52 Curva momento-rotación para la viga 16	233
Figura 4. 53 Curva momento-rotación para la viga 17	234
Figura 4. 54 Curva momento-rotación para la viga 18	234
Figura 4. 55 Curva momento-rotación para la viga 19	235
Figura 4. 56 Curva momento-rotación para la viga 20	235
Figura 4. 57 Curva momento-rotación para la viga 21	236

Figura 4. 58 Curva momento-rotación para la viga 22	236
Figura 4. 59 Curva momento-rotación para la viga 23	237
Figura 4. 60 Curva momento-rotación para la viga 24	237
Figura 4. 61 Diagrama de interacción para C30x30.....	244
Figura 4. 62 Diagrama de interacción para C1.....	246
Figura 4. 63 Curva momento-rotación para C1.....	247
Figura 4. 64 Curva momento-rotación para C1 en ETABS	248
Figura 4. 65 Diagrama de interacción para C2.....	249
Figura 4. 66 Curva momento-rotación para C2.....	249
Figura 4. 67 Diagrama de interacción para C3.....	250
Figura 4. 68 Curva momento-rotación para C3.....	251
Figura 4. 69 Diagrama de interacción para C4.....	252
Figura 4. 70 Curva momento-rotación para C4.....	252
Figura 4. 71 Diagrama de interacción para C5.....	253
Figura 4. 72 Curva momento-rotación para C5.....	254
Figura 4. 73 Diagrama de interacción para C6.....	255
Figura 4. 74 Curva momento-rotación para C6.....	255
Figura 4. 75 Diagrama de interacción para C7.....	256
Figura 4. 76 Curva momento-rotación para C7.....	257
Figura 4. 77 Diagrama de interacción para C8.....	258
Figura 4. 78 Curva momento-rotación para C8.....	258
Figura 4. 79 Diagrama de interacción para C9.....	259
Figura 4. 80 Curva momento-rotación para C9.....	260
Figura 4. 81 Diagrama de interacción para C10.....	261
Figura 4. 82 Curva momento-rotación para C10.....	261
Figura 4. 83 Diagrama de interacción para C11.....	262
Figura 4. 84 Curva momento-rotación para C11.....	263
Figura 4. 85 Diagrama de interacción para C12.....	264
Figura 4. 86 Curva momento-rotación para C12.....	264
Figura 4. 87 Diagrama de interacción para C13.....	265
Figura 4. 88 Curva momento-rotación para C13.....	266
Figura 4. 89 Diagrama de interacción para C14.....	267
Figura 4. 90 Curva momento-rotación para C14.....	267
Figura 4. 91 Diagrama de interacción para C15.....	268

Figura 4. 92 Curva momento-rotación para C15.....	269
Figura 4. 93 Diagrama de interacción para C16.....	270
Figura 4. 94 Curva momento-rotación para C16.....	270
Figura 4. 95 Diagrama de interacción para C25x25.....	272
Figura 4. 96 Diagrama de interacción para C2.....	273
Figura 4. 97 Curva momento-rotación para C1.....	273
Figura 4. 98 Diagrama de interacción para C2.....	274
Figura 4. 99 Curva momento-rotación para C2.....	275
Figura 4. 100 Diagrama de interacción para C3.....	276
Figura 4. 101 Curva momento-rotación para C3.....	276
Figura 4. 102 Diagrama de interacción para C4.....	277
Figura 4. 103 Curva momento-rotación para C4.....	278
Figura 4. 104 Diagrama de interacción para C5.....	279
Figura 4. 105 Curva momento-rotación para C5.....	279
Figura 4. 106 Diagrama de interacción para C6.....	280
Figura 4. 107 Curva momento-rotación para C6.....	281
Figura 4. 108 Diagrama de interacción para C7.....	282
Figura 4. 109 Curva momento-rotación para C7.....	282
Figura 4. 110 Diagrama de interacción para C8.....	283
Figura 4. 111 Curva momento-rotación para C8.....	284
Figura 4. 112 Diagrama de interacción para C9.....	285
Figura 4. 113 Curva momento-rotación para C9.....	285
Figura 4. 114 Diagrama de interacción para C10.....	286
Figura 4. 115 Curva momento-rotación para C10.....	287
Figura 4. 116 Diagrama de interacción para C11.....	288
Figura 4. 117 Curva momento-rotación para C11.....	288
Figura 4. 118 Diagrama de interacción para C12.....	289
Figura 4. 119 Curva momento-rotación para C12.....	290
Figura 4. 120 Diagrama de interacción para C13.....	291
Figura 4. 121 Curva momento-rotación para C13.....	291
Figura 4. 122 Diagrama de interacción para C14.....	292
Figura 4. 123 Curva momento-rotación para C14.....	293
Figura 4. 124 Diagrama de interacción para C15.....	294
Figura 4. 125 Curva momento-rotación para C15.....	294

Figura 4. 126 Diagrama de interacción para C16.....	295
Figura 4. 127 Curva momento-rotación para C16.....	296
Figura 4. 128 Curva Pushover sentido X	298
Figura 4. 129 Desplazamiento objetivo en el sentido X en ETABS	301
Figura 4. 130 Niveles de Desempeño.....	301
Figura 4. 131 Desplazamiento objetivo en el sentido X	302
Figura 4. 132 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 0 en sentido X	303
Figura 4. 133 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 4 sentido X	303
Figura 4. 134 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 13 sentido X	304
Figura 4. 135 Formación de rótulas plásticas en columnas en el último paso en sentido.....	304
Figura 4. 136 Curva Pushover sentido Y	305
Figura 4. 137 Desplazamiento objetivo en el sentido Y	306
Figura 4. 138 Desplazamiento objetivo en el sentido Y en ETABS	307
Figura 4. 139 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 0 en sentido Y	307
Figura 4. 140 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 5 sentido Y	308
Figura 4. 141 Formación de rótulas plásticas en el paso final en sentido Y	308
Figura 4. 142 Espectro sísmico	310
Figura 4. 143 Intervalo de períodos	310
Figura 4. 144 Grafica general para rotulas plásticas	311
Figura 4. 145 Desempeño de la estructura sentido X.....	316
Figura 4. 146 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 1 sentido X.....	317
Figura 4. 147 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 5 sentido X.....	317
Figura 4. 148 Formación de rótulas plásticas en el paso final sentido X.....	318
Figura 4. 149 Desempeño de la estructura sentido Y.....	319
Figura 4. 150 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 1 sentido Y	320
Figura 4. 151 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 6 sentido Y	320
Figura 4. 152 Formación de rótulas plásticas en el paso final sentido Y	321
Figura 4. 153 Procedimiento para corrección de la línea base	322
Figura 4. 154 Corrección de la línea base para AGYE_E.....	323
Figura 4. 155 Corrección de la línea base para AGYE_N	323
Figura 4. 156 Corrección de la línea base para ALIB_E	323
Figura 4. 157 Corrección de la línea base para ALIB_N	324
Figura 4. 158 Corrección de la línea base para AMIL_E.....	324
Figura 4. 159 Corrección de la línea base para AMIL_N	324

Figura 4. 160 Corrección de la línea base para AOTA_E.....	324
Figura 4. 161 Corrección de la línea base para AOTA_N	325
Figura 4. 162 Corrección de la línea base para PRAM_E	325
Figura 4. 163 Corrección de la línea base para PRAM_N	325
Figura 4. 164 Espectro objetivo	326
Figura 4. 165 Aceleración “Matched” para AGYE-E.....	327
Figura 4. 166 Aceleración “Matched” para AGYE-N	327
Figura 4. 167 Aceleración “Matched” para ALIB-E.....	328
Figura 4. 168 Aceleración “Matched” para ALIB-N	328
Figura 4. 169 Aceleración “Matched” para AMIL-E.....	329
Figura 4. 170 Aceleración “Matched” para AMIL-N	329
Figura 4. 171 Aceleración “Matched” para AOTA-E.....	330
Figura 4. 172 Aceleración “Matched” para AOTA-N	330
Figura 4. 173 Aceleración “Matched” para PRAM-E.....	331
Figura 4. 174 Aceleración “Matched” para PRAM-N	331
Figura 4. 175 Definición de casos de carga	332
Figura 4. 176 Configuración de casos de carga	333
Figura 4. 177 Configuración para desplazamientos máximos	333
Figura 4. 178 Desplazamientos máximos para AGYE	334
 Figura 5. 1 Dimensiones iniciales V2	 335
Figura 5. 2 Dimensiones iniciales C1.....	339
Figura 5. 3 Encamisado de vigas.....	345
Figura 5. 4 Placa de unión.....	353
Figura 5. 5 Curva original y reforzada para la C1.....	360
Figura 5. 6 Configuración del reforzamiento en vigas.....	366
Figura 5. 7 Configuración del reforzamiento en columnas.....	367
Figura 5. 8 Configuración del reforzamiento para la viga V2	372
Figura 5. 9 Configuración del reforzamiento para la columna C1 – Piso 1	372
Figura 5. 10 Configuración del reforzamiento para la columna C1- Piso 2.....	373
Figura 5. 11 Reforzamiento por encamisado para la estructura.....	373
Figura 5. 12 Curva Pushover y Bilineal en la dirección X.....	374
Figura 5. 13 Desempeño de la estructura – Dirección X	375
Figura 5. 14 Curva Pushover y Bilineal en la dirección Y.....	376

Figura 5. 15 Desempeño de la estructura – dirección Y	377
Figura 5. 16 Período de la estructura con reforzamiento Opción 1.....	378
Figura 5. 17 Deriva para la estructura reforzada con la dirección X.....	378
Figura 5. 18 Deriva para la estructura reforzada con la dirección Y.....	379
Figura 5. 19 Formación de rótulas plásticas.....	380
Figura 5. 20 Formación de rótulas plásticas.....	380
Figura 5. 21 Formación de rótulas plásticas.....	381
Figura 5. 22 Columna con recrecido 50x50	382
Figura 5. 23 Reforzamiento por encamisado/recrecido para la estructura.....	382
Figura 5. 24 Curvas Pushover y bilineal en dirección X.....	383
Figura 5. 25 Desempeño de la estructura – dirección X	384
Figura 5. 26 Curva Pushover y bilineal en la dirección Y	385
Figura 5. 27 Desempeño de la estructura – dirección Y	386
Figura 5. 28 Período de la estructura con reforzamiento Opción 2.....	387
Figura 5. 29 Deriva para la estructura reforzada con la dirección X.....	387
Figura 5. 30 Deriva para la estructura reforzada con la dirección Y.....	388
Figura 5. 31 Formación de rótulas plásticas step 1	389
Figura 5. 32 Formación de rótulas plásticas step final	389

RESUMEN

El Hospital Darío Machuca Palacios en la ciudad de Cañar-Ecuador, ha estado expuesto a sismos a través del tiempo, por lo cual se necesita determinar si la estructura es apta para mantener su funcionalidad continua en caso de un sismo extremo. La presente investigación contempla el análisis estructural del hospital, a través de modelos estáticos y dinámicos no lineales. Los resultados obtenidos se compararon con los criterios asociados a los niveles de desempeño recomendados por códigos estructurales vigentes y diversos autores. Se concluyó que la estructura requiere ser reforzada para cumplir con los niveles de desempeño y seguridad deseados, y se recomienda evaluar opciones económicamente viables para el reforzamiento estructural.

PALABRAS CLAVE:

Darío Machuca Palacios, análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, vulnerabilidad sísmica, evaluación estructural, reforzamiento estructural.

Pablo Quinde Martinez. PhD

Coordinador de Escuela

Ing. José Vásquez Calero

Director de Tesis

José Tierra Cunachi

Autor

ABSTRACT

The Darío Machuca Palacios Hospital in the city of Cañar, Ecuador, has been exposed to earthquakes over time. Therefore, it is necessary to determine if the structure is suitable for maintaining its continuous functionality in the event of an extreme earthquake. This research includes the structural analysis of the hospital using nonlinear static and dynamic models. The results obtained were compared with the performance levels recommended by current structural codes and various authors. It was concluded that the structure requires reinforcement to meet the desired performance and safety levels, and it is recommended that economically viable options for structural reinforcement be evaluated.

Key words.

Darío Machuca Palacios, nonlinear static analysis, nonlinear dynamic analysis, seismic vulnerability, structural evaluation, structural reinforcement.

Pablo Quinde Martinez. PhD

Master's Director

Ing. José Vásquez Calero

Thesis Director

José Tierra Cunachi

Author

Introducción

Las infraestructuras hospitalarias desempeñan un papel crucial en la gestión de desastres naturales y emergencias, particularmente en situaciones posteriores a eventos sísmicos como los terremotos. En este contexto, es necesario que dichas estructuras exhiban un desempeño sísmico apropiado (funcionalidad continua). Para alcanzar este nivel de desempeño, se requiere una evaluación y fortalecimiento que se base en metodologías científicamente rigurosas, pero también a su vez prácticas.

El objetivo principal de este trabajo de titulación es determinar el nivel de desempeño sísmico del caso de estudio: Hospital Darío Machuca Palacios (Cañar), a través de técnicas de modelación y análisis pertinentes. Como parte integral de este estudio, se presentará una propuesta de reforzamiento para la estructura, con el propósito de alcanzar el nivel de desempeño de "Ocupación Inmediata". Al finalizar, se llevará a cabo un análisis costo-beneficio de la medida de reforzamiento propuesta.

Problemática

La red hospitalaria del estado ecuatoriano es de vital importancia al momento de abordar desastres naturales y emergencias sanitarias, siendo esencial para la respuesta efectiva del sistema de salud. Es indispensable que los hospitales se mantengan completamente operacionales después de un desastre (terremoto), para brindar atención a las víctimas.

Las estructuras esenciales (hospitalarias) no deben ser meramente analizadas y diseñadas según un principio de Estado Límite Último (ELU) como otras estructuras. Su diseño debe asegurar su propósito, el cual es garantizar la funcionalidad continua (IO) después de un terremoto severo esperado. Sin embargo, la norma NEC-15 (MIDUVI, 2019) 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-2015 para el evento de diseño.

La investigación promueve el abordar estas deficiencias, evaluando y proponiendo estrategias de reforzamiento para garantizar la resistencia y continuidad operativa de hospitales ante eventos sísmicos severos con un período de retorno de 2500 años.

Objetivo general:

Analizar la vulnerabilidad sísmica de la entidad hospitalaria, caso de estudio “Hospital Darío Machuca Palacios Crespo” y elaboración de una propuesta de reforzamiento para alcanzar un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Objetivos específicos:

1. Procesar la información estructural existente sobre el caso de estudio “Hospital Darío Machuca Palacios Crespo” del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres”.
2. Determinar el nivel de desempeño actual de la entidad hospitalaria, utilizando software especializado y establecer el nivel de vulnerabilidad.
3. Plantear una propuesta de reforzamiento que disminuya la vulnerabilidad de la edificación de salud hasta un nivel de funcionalidad continúa.
4. Elaborar una propuesta de ingeniería de valor estimada del costo-beneficio del reforzamiento.

Metodología

- La presente investigación tendrá un diseño no experimental, la cual se basará en un enfoque metodológico cuantitativo para obtener el nivel de desempeño de la estructura.
- Para la obtención de los datos requeridos, como la disposición arquitectónica y estructural del establecimiento, se procede a analizar la información existente del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres” del caso de estudio, que principalmente se prevé se encuentre entre las secciones de trabajos de titulación de la Universidad del Azuay, y dentro de los mismos, en la sección de anexos, se encontrará con la información deseada.
- Se obtendrá el nivel de desempeño de la entidad hospitalaria en estudio, evaluando la estructura, a través de un análisis Pushover.
- Se calcularán los umbrales de daño para cada nivel funcional y una vez obtenidos estos resultados preliminares, en caso de no ser favorables, se planteará un reforzamiento para mejorar su funcionalidad estructural.
- Finalmente, se evaluará la viabilidad del reforzamiento mediante un estudio costo-beneficio.

Capítulo 1. ESTADO DEL ARTE

1.1 Antecedentes

Los desastres presentan enormes desafíos para el sector salud, ya que no solo causan daños a las personas y a las instalaciones sanitarias, sino que también exigen un aumento o intensificación de los servicios para atender a los afectados. La prioridad es siempre salvar la mayor cantidad de vidas humanas.

Evaluar los daños en el sector salud es crucial para tomar decisiones acertadas, ya que abarca no solo la salud de la población afectada y damnificada, sino también las condiciones sanitarias resultantes del evento y la evaluación de los establecimientos de salud que brindan servicios.

La evaluación se lleva a cabo en la zona del desastre para identificar el tipo y la magnitud de los efectos sobre las poblaciones afectadas, así como los daños y las áreas que necesitan intervención urgente. Este proceso es dinámico y varía diariamente con la situación, por lo que debe realizarse periódicamente usando herramientas que permitan identificar las necesidades de los sectores más vulnerables, incluso si el proceso de evaluación no se ha completado por completo.

La recopilación de información durante las primeras ocho horas es crucial para atender las necesidades más apremiantes y mitigar los efectos de sismos. Obtener datos dentro de las 48 a 72 horas posteriores al desastre es esencial para evaluar los costos de los daños y determinar los recursos necesarios para la rehabilitación o reconstrucción (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

En 1996, la OPS/OMS, con el respaldo del gobierno de México y el apoyo de la Secretaría del DIRDN, el DHA, la CEPAL, la OEA y el Banco Mundial, convocó la Conferencia Internacional sobre Mitigación de Desastres en Instalaciones de Salud. En este evento, se adoptaron, por primera vez, compromisos calendarizados para el período 1996-2001 con el objetivo de reducir los desastres naturales en instalaciones sanitarias prioritarias. Estas prioridades se determinaron considerando la vulnerabilidad de las instalaciones y las posibilidades políticas, económicas y logísticas de cada país.

La OPS/OMS identifica tres categorías de vulnerabilidad. De especial interés para este trabajo de titulación es la vulnerabilidad estructural, la cual constituye el objeto central de estudio (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

El continente americano, clasificado como el segundo más afectado por desastres después de Asia, experimentó alrededor del 21% de todos los desastres globales entre 2008 y 2017. Esto resultó en 254,334 víctimas y daños aproximados de US\$ 592 mil millones. Fenómenos como sismos, pueden generar impactos significativos en la población, la infraestructura y servicios críticos como el de salud, esenciales para la atención en situaciones de emergencia y desastres (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

La Organización Mundial de la Salud ha sugerido que los nuevos hospitales deben ser diseñados y construidos para mantener su capacidad máxima de funcionamiento después de un terremoto (Zayas, 2017).

El Ecuador enfrenta una alta peligrosidad sísmica. La necesidad de mitigar los posibles impactos, destaca la importancia de realizar análisis por desempeño y vulnerabilidad para una evaluación efectiva.

La creciente demanda de aumentar y mejorar los recursos para el diseño de estructuras ha llevado a ciertas agencias internacionales a llevar a cabo investigaciones centradas en la "no linealidad" de las estructuras cuando se enfrentan a fuerzas sísmicas. Estas agencias han publicado diversas normativas, como ATC-40, FEMA-356 y FEMA-440, con el objetivo de proporcionar modelos aplicables para el diseño y la evaluación de estructuras. Asimismo, estas normativas buscan comprender las limitaciones y capacidades de los modelos propuestos.

La metodología del diseño por desempeño se centra en prevenir el colapso de estructuras cuando se enfrentan a fuerzas sísmicas de gran intensidad, para las cuales han sido diseñadas. Además, busca evitar daños significativos en el caso de sismos de moderada intensidad.

El terremoto del 16 de abril de 2016 en Ecuador puso de manifiesto las limitaciones de muchas estructuras frente a las fuerzas sísmicas, revelando deficiencias estructurales como constructivas de los edificios. A pesar de la existencia de la normativa NEC2015, las edificaciones que colapsaron durante el evento se construyeron bajo regulaciones anteriores.

Este hecho genera una preocupación significativa en la ingeniería civil, especialmente en el contexto hospitalario, donde se espera que las instalaciones permanezcan operativas para atender a heridos y enfermos tanto durante como después de eventos sísmicos (Tovar Molina, 2022).

El cantón La Troncal, antiguamente conocido como Rircay, formaba parte del cantón Cañar. El poblamiento empezó en tiempos de la colonización, con gentes del Cañar y también del Azuay; luego vendrán otras etapas: integración interregional, cuando se construyen las carreteras Duran – Tambo – La Troncal, el desarrollo de la agricultura y la formación de un centro en acelerado proceso de urbanización, La Troncal, en el cruce de las arterias que conectan el Guayas, Cañar y El Oro. La Troncal se encuentra ubicado en la Provincia del Cañar y está constituida por las parroquias La Troncal (Cabecera cantonal), Manuel J. Calle y Pancho Negro. La superficie calculada es aproximadamente 32.780 ha., su clima es cálido, elevación de 112 msnm y su población es de alrededor de 60.000 habitantes (Calle & Feijoo, 2017).

La significativa función de los hospitales en el cuidado de la comunidad, particularmente en la gestión de emergencias desencadenadas por eventos sísmicos de alto riesgo, resalta su importancia crucial. En consecuencia, es imperativo realizar una evaluación exhaustiva de la vulnerabilidad estructural de estos establecimientos, con el propósito de establecer directrices que garanticen un comportamiento adecuado de las estructuras frente a la presencia de sismos severos (Castillo Sarango, 2016).

En el periodo comprendido entre 1981 y 1996, se ha documentado que en América Latina y el Caribe, eventos sísmicos han impactado la infraestructura, afectando significativamente a noventa y tres hospitales y quinientas treinta y ocho unidades del sistema sanitario. Estos establecimientos han experimentado daños notables, ya sea por colapsos estructurales o por la creación de vulnerabilidades, resultando en la necesidad de evacuación.

Esta situación ha llevado a la inoperatividad de aproximadamente veinticuatro mil camas (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

1.1.1 Términos usados en la investigación

Riesgo: Se caracteriza como la posibilidad de sufrir consecuencias económicas y sociales derivadas de la presencia de un fenómeno natural peligroso. La evaluación del riesgo implica la conexión entre la probabilidad de que ocurra un evento de determinada magnitud y la susceptibilidad o vulnerabilidad asociada (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Peligro: Se refiere a la posibilidad de que se materialice un acontecimiento con el potencial de causar desastres en un lugar específico y durante un intervalo de tiempo determinado (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Vulnerabilidad: Se describe como la susceptibilidad de un componente o conjunto de elementos a experimentar daños debido a fenómenos destructivos, o a la creación de condiciones propicias para la ocurrencia o intensificación de la gravedad resultante de dichos efectos (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Elementos Estructurales: Se describe como los componentes de una estructura que contrarrestan las fuerzas originadas por las cargas gravitacionales y laterales. Estos elementos comprenden muros de corte, columnas, losas, cubiertas, vigas y la cimentación (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Elementos No-Estructurales: Se refiere a todos aquellos elementos que no constituyen parte de los componentes estructurales, incluyendo elementos como mamposterías, fachadas y paneles divisorios, entre otros (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

1.1.2 Edificaciones Esenciales

La mayoría de los códigos de diseño utilizan el término "edificación esencial" para describir aquellas identificadas como críticas para la atención durante la ocurrencia de un evento sísmico, según lo indicado por el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Según la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, 1999), las edificaciones esenciales son aquellas que son fundamentales para la respuesta y recuperación en situaciones de desastre.

La norma CPE INEN 5 y otros (2011) define a las edificaciones esenciales como aquellas estructuras que deben permanecer operativas después de un sismo, con el objetivo de asegurar la atención de emergencias.

1.1.2.1 Características principales de las edificaciones esenciales

Al planificar la construcción de este tipo de estructuras, es esencial tener en cuenta diversos factores que incluyan estrategias para prevenir y reducir los riesgos asociados (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

a. Complejidad

Los centros hospitalarios desempeñan roles integrados que abarcan funciones de alojamiento, áreas administrativas, laboratorios y espacios de almacenamiento. Debido a esta diversidad funcional, presentan un nivel de complejidad inherente, caracterizado por un considerable número de habitaciones y un diseño habitual que implica la presencia de pasillos extensos para la circulación (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

b. Ocupación

Los centros hospitalarios son clasificados como estructuras con una elevada tasa de ocupación. Proporcionan alojamiento para pacientes, empleados, personal médico y visitantes, operando ininterrumpidamente los 365 días del año y las 24 horas del día. En lo que respecta a los pacientes, requieren asistencia y atención especializada de forma constante, pudiendo estar conectados a dispositivos vitales que demandan un suministro eléctrico ininterrumpido (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

c. Suministros Críticos

En gran medida, la supervivencia de los pacientes está vinculada a la disponibilidad de suministros médicos, los cuales deben estar disponibles en las instalaciones de atención médica. Estos suministros no solo son esenciales para el tratamiento de las víctimas tras un evento sísmico, sino que también desempeñan un papel fundamental en la atención integral de los pacientes (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

d. Servicios Públicos

El correcto funcionamiento de los centros de atención médica requiere una provisión eficaz de servicios públicos, la cual debe mantenerse incluso en situaciones críticas, como la ocurrencia de un evento sísmico (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

e. Materiales de Riesgo

Algunos suministros presentes en los hospitales son catalogados como de riesgo elevado, ya que su derrame o liberación de productos químicos puede representar amenazas en términos de toxicidad. Situaciones como el volteo de cilindros, la ruptura de las líneas de oxígeno o la acción de productos químicos pueden dar lugar a incendios después de un evento sísmico (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

f. Artículos de gran peso

La existencia de estantes elevados en las instalaciones hospitalarias, especialmente aquellos cercanos a las camas de los pacientes, representa un riesgo considerable de caídas y accidentes significativos durante la presencia de un evento sísmico. Además, otros equipos especializados, como las máquinas de rayos X y las fuentes generadoras alternas, pueden experimentar daños ante incluso movimientos sísmicos leves o deslizamientos (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

1.1.3 Objetivos de rehabilitación

Los objetivos de Rehabilitación elegidos para un proyecto representan el comportamiento ideal que se busca en la estructura cuando se enfrenta a efectos sísmicos de cierta intensidad estimada. La elección de estos objetivos, como se indica en las pautas, influye en prácticamente todos los aspectos del proceso de diseño.

Esto incluye la definición de las demandas sísmicas, los métodos analíticos utilizados para prever la respuesta de la estructura a estas demandas y los criterios de aceptación basados en los parámetros de resistencia y deformación.

Para cada estructura, es esencial tomar una determinación acerca del nivel de comportamiento aceptable ante diferentes niveles de riesgo sísmico, teniendo en cuenta el equilibrio entre este comportamiento deseado y el costo asociado a la rehabilitación para alcanzarlo.

En muchos casos, se establecerán varios objetivos de rehabilitación, que abarcan desde la minimización de daños y la continuidad de la ocupación ante eventos sísmicos con alta probabilidad de suceder, hasta la tolerancia de daños más significativos, pero asegurando la seguridad humana, en eventos con baja probabilidad de ocurrencia.

La determinación de los objetivos de Rehabilitación implica elegir los Niveles de Desempeño Objetivo, así como los niveles de peligro sísmico asociados que la estructura bajo estudio debe poder resistir. Estos niveles de peligro pueden seleccionarse mediante enfoques probabilísticos o deterministas y abarcar cualquier grado de severidad (FEMA 274, 1997).

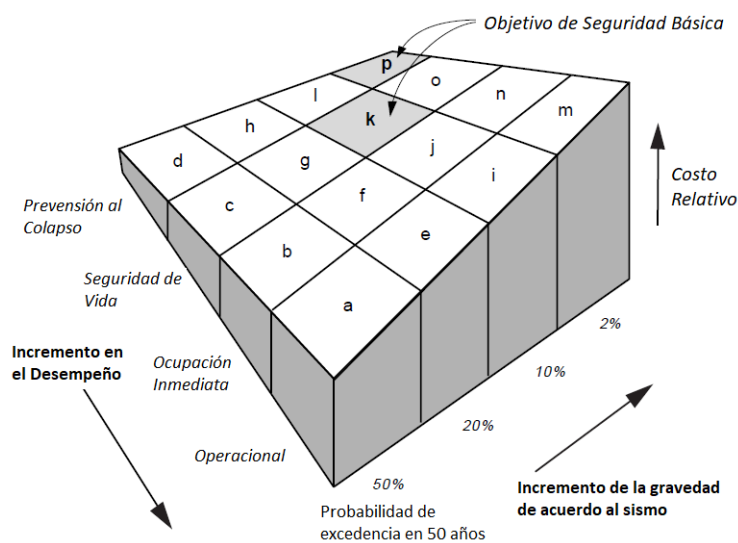


Figura 1. 1 Superficie de costos relativos de varios objetivos de rehabilitación

Fuente: (FEMA 274, 1997)

1.1.4 Objetivos de rehabilitación mejorados

Las ventajas de esta rehabilitación incluyen la posible disminución de los costos asociados con la reparación de daños y la interrupción del uso de las instalaciones, además de una mayor confianza en la protección de la seguridad humana.

Es deseable que las estructuras puedan reanudar sus funciones básicas poco después de un sismo. Diseñar para un nivel de desempeño de ocupación inmediata, o para un nivel personalizado dentro del rango de control de daños, y a un nivel de riesgo sísmico adecuado, ofrece la oportunidad de alcanzar este desempeño.

Las estructuras diseñadas con estos propósitos generalmente tendrán un bajo riesgo de quedar inhabilitados, independientemente del nivel de demanda sísmica que los afecte, y un riesgo bajo de comprometer la seguridad de las personas.

Las instalaciones que necesiten operar inmediatamente después de un sismo deben disponer de servicios públicos de reserva confiables para mantener sus sistemas esenciales. Asimismo, es crucial proteger los equipos críticos dentro de las instalaciones para asegurar su operatividad (FEMA 274, 1997).

1.1.5 Objetivos de rehabilitación limitados

El objetivo de este tipo de rehabilitación es alcanzar una mejora muy rentable en el desempeño esperado de la estructura frente a sismos. Se tiene dos tipos de objetivos de rehabilitación limitados.

1.1.5.1 Rehabilitación parcial

Se enfoca únicamente en una parte de la estructura. El objetivo de la rehabilitación parcial es mitigar riesgos específicos asociados con una o más vulnerabilidades comunes o especialmente severas, sin intervenir en todo el sistema de resistencia a fuerzas laterales de la estructura ni en todos los componentes no estructurales.

1.1.5.2 Rehabilitación reducida

Los objetivos de una rehabilitación reducida permiten a los propietarios con recursos limitados disminuir el nivel de daño en eventos moderados, que son relativamente frecuentes durante la vida útil de la estructura. Estos objetivos pueden ser más adecuados para edificaciones con una vida útil restante limitada o con ocupación baja o poco frecuente.

1.1.6 Niveles de desempeño

Se trata de estados de daño específicos escogidos entre el amplio espectro de posibles daños que las estructuras pueden experimentar debido a la respuesta ante un sismo.

Estos factores incluyen la capacidad de restablecer las funciones normales dentro del edificio, la viabilidad de su ocupación después de un sismo y el riesgo para la seguridad de las personas.

A pesar de que el desempeño de una estructura depende tanto de los sistemas estructurales como de los componentes y contenidos no estructurales, estos elementos se consideran por separado.

1.1.6.1 Rangos y niveles de desempeño estructural

Cuando un edificio experimenta un movimiento sísmico, se generan deformaciones laterales en la estructura que cambian con el tiempo.

Si el movimiento del suelo es relativamente leve, las deformaciones en el edificio serán mínimas y las tensiones en los componentes estructurales permanecerán en el rango elástico, en este rango, la estructura no sufrirá daños, manteniendo su resistencia, rigidez y apariencia original. Al cesar el movimiento del suelo, la estructura regresará a su condición previa al sismo.

Con movimientos del suelo más intensos, las deformaciones laterales en la estructura aumentarán significativamente. A medida que estas deformaciones se incrementan, también lo harán las exigencias sobre los componentes estructurales individuales. Debido a la gravedad del movimiento del suelo, los componentes de la estructura se deformarán más allá de su rango elástico. En esta situación, la estructura empezará a sufrir daños, manifestándose en forma de agrietamiento, desconchado, pandeo y fluencia de los distintos componentes. A medida que estos componentes se dañan, su rigidez se deteriora y algunos elementos comenzarán a perder su resistencia.

Con movimientos del suelo más intensos, las deformaciones laterales en la estructura llevarán algunos elementos a comportarse de manera frágil o, debido a la reducción de la rigidez general, la estabilidad de la estructura se ve comprometida. Esto puede llevar eventualmente al colapso parcial o total de la estructura (FEMA 274, 1997).

La figura 1.2, muestra la fuerza lateral inducida en la estructura en función de la deformación lateral. Se indican tres puntos que representan los Niveles de Desempeño: Ocupación Inmediata, Seguridad y Prevención de Colapso.

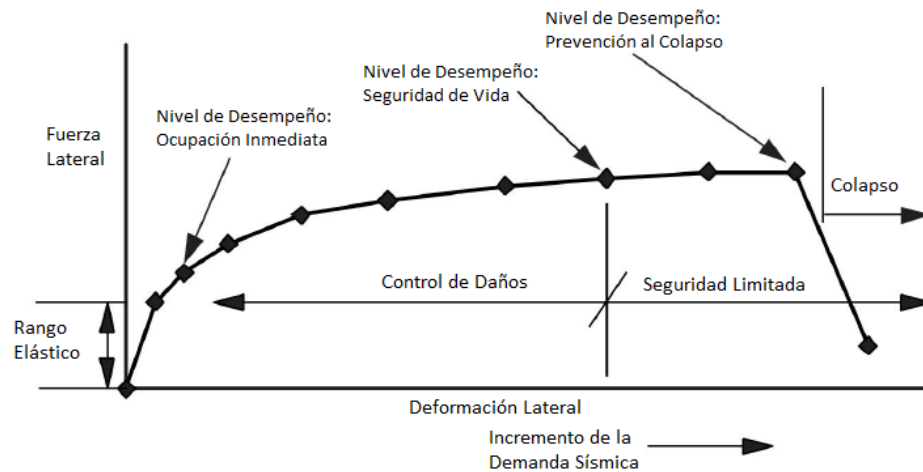


Figura 1. 2 Desempeño y demanda de deformación para estructuras dúctiles

Fuente: (FEMA 274, 1997)

1. Nivel de Ocupación Inmediata, los daños son relativamente limitados. La estructura conserva una parte importante de su rigidez original y la mayor parte, si no toda, de su resistencia.

2. Nivel de Seguridad de Vida, se han producido daños sustanciales en la estructura y es posible que haya perdido una cantidad significativa de su rigidez original. Sin embargo,

tiene un margen sustancial para una deformación lateral adicional antes de que se produzca el colapso.

3. Nivel de Prevención de Colapso, la estructura ha sufrido daños extremos. Si se deforma lateralmente más allá de este punto, la estructura puede experimentar inestabilidad y colapso.

Específicamente, se pretende que las estructuras que cumplan con el Nivel de Seguridad de Vida puedan experimentar al menos un 33% más de deformación lateral (margen mínimo de 1,33) antes de la falla en los elementos primarios del sistema de resistencia debido a fuerzas laterales y un potencial colapso sería esperado.

Cabe señalar que, para estructuras determinadas, las escalas horizontales y verticales relativas pueden variar significativamente y el margen de deformación entre los niveles de desempeño individuales puede no ser tan grande como se indica en la figura.

Para una estructura dada y un sismo de diseño, es posible estimar la deformación general y la demanda de fuerza sobre la estructura y, por lo tanto, el punto en la curva hacia el cual el sismo empujará el edificio.

Esto corresponderá o no al nivel deseado de desempeño para la estructura. Cuando se realiza rehabilitación estructural, se realizan modificaciones a la estructura para alterar su resistencia, rigidez o capacidad para amortiguar o resistir las deformaciones inducidas.

El rango de desempeño de Control de Daños representa todos aquellos estados de comportamiento que ocurren a niveles de deformación lateral a los definidos para niveles inferiores al desempeño por seguridad de vida.

En los niveles más bajos de deformación dentro de este rango, la estructura se comportaría de manera predominantemente elástica. En niveles superiores de deformación, la estructura puede experimentar un comportamiento inelástico significativo. En general, cuanto más inelástico sea el comportamiento de la estructura, mayor será el alcance del daño estructural esperado (FEMA 274, 1997).

De acuerdo a FEMA 356, a continuación, se muestra las características de daño para las edificaciones, así como en sus respectivos componentes, únicamente para hormigón.

Tabla 1. 1 Control de daños y niveles de desempeño del edificio**Fuente:** (FEMA 356, 2000)

	Niveles y Objetivos de Desempeño de Edificios	
	Nivel de Prevención al Colapso	Nivel de Seguridad de Vida
Daño General	Severo	Moderado
General	Poca rigidez y resistencia residuales, pero las columnas y muros de carga funcionan. Grandes derivas permanentes. El edificio está al borde del colapso.	Queda algo de resistencia y rigidez residual en todos los pisos. Funcionan los elementos que soportan cargas gravitacionales. Alguna deriva permanente. La construcción puede no ser económicamente reparable.
Componentes no estructurales	Daño extenso.	Se mitigan los riesgos de caídas muchos sistemas arquitectónicos mecánicos y eléctricos resultan dañados.
Disposiciones para el Sismo de Diseño	Significativamente más daño y mayor riesgo.	Algo más de daño y un riesgo ligeramente mayor.

	Niveles y Objetivos de Desempeño de Edificios	
	Nivel de Ocupación Inmediata	Nivel Operacional
Daño General	Leve	Muy Leve
General	Sin deriva permanente. La estructura conserva sustancialmente la resistencia y rigidez originales. Los ascensores se pueden reiniciar.	Sin deriva permanente. La estructura conserva sustancialmente la resistencia y rigidez originales. Todos los sistemas para el funcionamiento normal están funcionales.
Componentes no estructurales	Los equipos y contenidos generalmente son seguros, pero es posible que no funcionen debido a fallas mecánicas.	Se producen daños insignificantes.
Disposiciones para el Sismo de Diseño	Menos daños y menor riesgo.	Mucho menos daño y menor riesgo.

Tabla 1. 2 Niveles de desempeño y daños en elementos verticales**Fuente:** (FEMA 356, 2000)

Elementos	Niveles de desempeño estructural			
	Tipo	Prevención al Colapso	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata
Marcos de hormigón	Primario	Amplio agrietamiento y formación de rótulas en elementos dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Grandes daños a las vigas. Grietas en las uniones < 1/8" de ancho.	Grietas leves. Es posible un desempeño limitado en ciertos lugares.
	Secundario	Descascarado extenso en columnas y vigas. Daño severo en la unión. Los refuerzos se doblaron.	Amplio agrietamiento y formación de rótulas en elementos dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Fisuraciones por flexión en vigas y columnas. Grietas por corte en juntas < 1/16" de ancho.
	Deriva	4% transitorio o permanente	2% transitorio 1% permanente	1% transitorio insignificante permanente
Conexiones de Concreto prefabricado	Primario	Algunas fallas de conexión pero ningún elemento desalojado.	Aplastamiento local en las conexiones, pero sin falla grave.	Grietas < 1/16" de ancho en las conexiones.
	Secundario	Igual que en el primario	Algunas fallas de conexión	Aplastamientos menores en las conexiones.
Cimientos	General	Asentamientos e inclinaciones importantes	Asentamientos totales < 6" y asentamientos diferenciales < 1/2" en 30 pies.	Asentamiento menor e inclinación insignificante.

Tabla 1. 3 Niveles de desempeño y daños en elementos horizontales**Fuente:** (FEMA 356, 2000)

Elementos	Niveles de desempeño estructural		
	Prevención al Colapso	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata
Diafragmas de Concreto	Amplio aplastamiento y desplazamiento observable con muchas grietas.	Grietas extensas (<1/4" de ancho). Aplastamiento y descascarado local.	Grietas finas distribuidas. Algunas grietas (<1/8" de ancho).
Diafragmas prefabricados	Las conexiones entre unidades fallan. Las unidades se des- zan entre si.	Grietas extensas (<1/4" de ancho). Aplastamiento y descascarado local.	Algunas grietas menores a lo largo de las uniones.

1.2 Peligro sísmico

El terremoto que afectó a Haití en 2010 causó la muerte de aproximadamente 220,000 personas, principalmente debido al colapso de viviendas. También resultaron destruidos 13 de los 15 edificios gubernamentales principales, 50 centros de salud u hospitales y 1300 escuelas, con pérdidas estimadas en 7.8 mil millones de dólares, equivalente al 120% del PIB del país en el año anterior. En contraste, el terremoto de Chile del mismo año, que fue de mayor magnitud y liberó cerca de 500 veces más energía, causó la muerte de menos de 600 personas. Aunque el terremoto chileno ocasionó daños significativos en la infraestructura, estos fueron considerablemente menores que en Haití. Esta diferencia ha evidenciado de manera clara la importancia de la prevención, subrayando cómo la falta de cumplimiento de normas básicas de construcción sismo-resistente en regiones activas sísmicamente puede llevar a desastres inevitables en el corto, mediano o largo plazo (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

Hacia mediados de la década de 1950, los estudios sobre el origen de los terremotos llevaron a la conclusión de que estos se producían debido a la interacción de enormes placas tectónicas que se mueven sobre las capas más superficiales de la Tierra (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El movimiento relativo entre las placas ocasiona liberaciones esporádicas de energía. El punto en el que, de acuerdo con los registros sismográficos, se origina la ruptura que desencadena dicha liberación de energía se denomina "foco", la proyección del foco sobre la superficie se denomina "epicentro".

La fractura que se origina en el foco y su propagación a través de la roca, a varios kilómetros de profundidad, produce distintos tipos de ondas. En la figura 1.3 se muestran las llamadas Ondas de Cuerpo: las ondas de compresión y dilatación, conocidas como ondas P, que son las primeras en llegar a las estaciones de registro; y las ondas transversales, u ondas S, que se desplazan de manera más lenta con movimientos perpendiculares a la dirección de propagación de la onda.

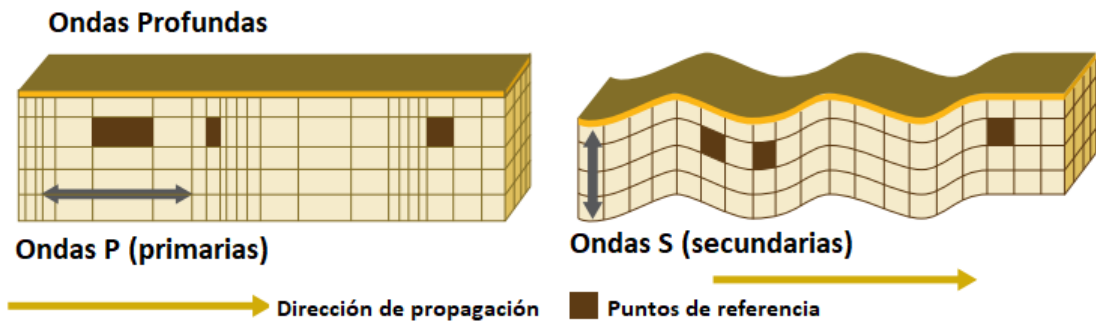


Figura 1. 3 Propagación de ondas primarias y secundarias

Fuente: (CAF, 2014)

La figura 1.4 describe las ondas Rayleigh, que presentan un movimiento elíptico en un plano principalmente vertical, y las ondas Love, que se propagan en planos horizontales con una amplitud que disminuye a medida que aumenta la profundidad.

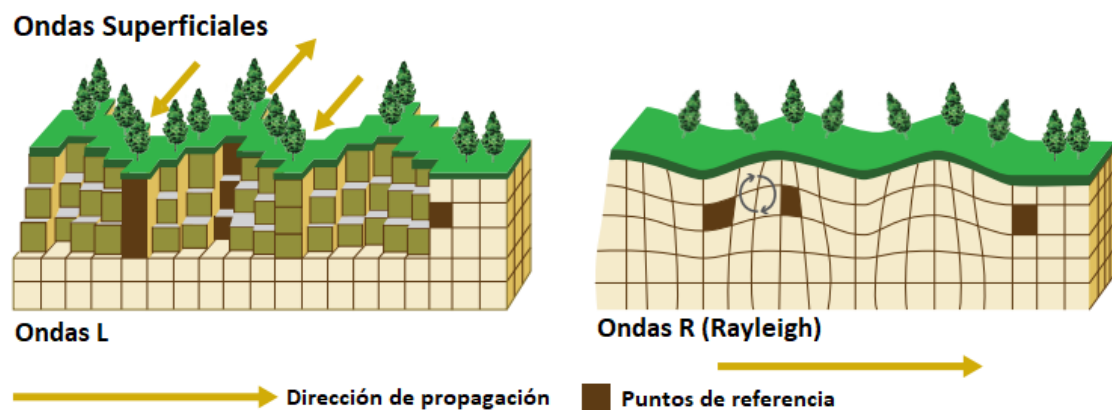


Figura 1. 4 Propagación de ondas L y de Rayleigh

Fuente: (CAF, 2014)

El área que se desliza y la distancia que recorre determinan en gran medida la cantidad total de energía que se libera por la ruptura. La cantidad de energía liberada se indica en la figura 1.5, la cual se mide por la magnitud del terremoto en una escala logarítmica en la que un incremento de magnitud equivale a una liberación de energía 32 veces mayor. El terremoto de Northridge de 1994, un evento de magnitud 6,7, liberó energía aproximadamente equivalente a la detonación de 170 kilotones de TNT.

El terremoto de magnitud 9,0 en Japón en marzo de 2011 liberó energía aproximadamente equivalente a 480 megatones de TNT, aproximadamente 10 veces la potencia del arma termonuclear más grande jamás probada (Porter, 2021).

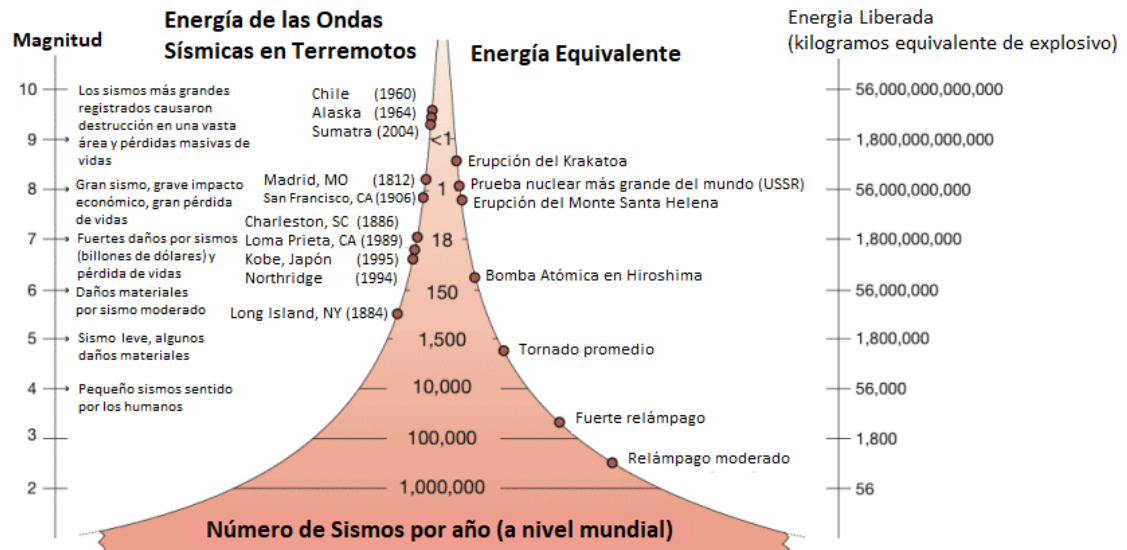


Figura 1. 5 Magnitudes de sismos y energía liberada

Fuente: (Porter, 2021)

1.2.1 Riesgo tolerable

Se establece que, al concluir un proyecto de Ingeniería Estructural, este debe estar vinculado a un riesgo de alcanzar niveles de desempeño no deseados que se mantengan dentro de límites aceptables.

1.2.2 Categoría de riesgo

Se trata de la clasificación o categorización de edificaciones y estructuras según el riesgo asociado a un desempeño inaceptable, abarcando un rango lo suficientemente amplio para que sea aplicable no solo a sismos, sino también a acciones como el viento, inundaciones, deslizamientos y otros eventos.

Se definen cuatro categorías de riesgo: desde el Riesgo I, que corresponde a edificaciones con un riesgo limitado y con un impacto mínimo en vidas humanas en caso de falla, hasta el Riesgo IV, que incluye edificaciones esenciales, donde existe un alto riesgo de pérdida significativa de vidas y otras pérdidas considerables en caso de fallos.

1.2.3 Factor de Importancia

Una de las primeras consideraciones que deben tenerse clara es: ¿qué tan relevantes podrían ser las repercusiones de un fallo o el posible colapso de una estructura? A partir de esta evaluación, el diseño estructural se vincula a un "Factor de Importancia" específico, cuyo valor se determina según el juicio o análisis de quienes, en su momento, desarrollaron los códigos de diseño.

Tabla 1. 4 Valores de factor de importancia

Fuente: (CAF, 2014)

Clasificación	NEC 2014	
	Categoría	Factor I
Grupo A	Esenciales o peligrosas	1.5
Grupo B1	Ocupación especial	1.3
Grupo B2	Ordinarias	1.0

Los estudios de amenaza sísmica probabilista (PSHA, por sus siglas en inglés) son fundamentales para llevar a cabo un análisis de riesgo sísmico, ya que permiten estimar los niveles de aceleración que podrían afectar a las edificaciones y elementos de infraestructura durante un terremoto. Estos análisis requieren datos de sismicidad histórica y conocimiento de las fuentes sismogénicas que influyen en el área de estudio, con el propósito de caracterizar la actividad sísmica en la región. La determinación de los parámetros sísmicos está asociada a una considerable incertidumbre debido a la variabilidad en la ocurrencia de eventos, considerando su magnitud, localización y el tipo de fuente sísmica (cortical, de interfase, o intraplaca) en la que se originan (Banco Interamericano de Desarrollo, 2020).

El modelo se fundamenta en información básica de carácter político y social, complementada con indicadores económicos y de desarrollo disponibles a nivel nacional con detalle por cantón. A partir de estos parámetros, se clasifica cada cantón según su nivel de complejidad. Este grado de complejidad influye en cierta medida en el tipo y las características de la infraestructura presente en cada cantón.

Con base en esta clasificación, se establecen relaciones entre parámetros como la densidad poblacional, la población total en cada sector y el valor agregado bruto, en relación con el tamaño y la valoración de los activos expuestos.

A cada sistema estructural representativo se le asigna un tamaño de referencia, una estimación económica aproximada y una evaluación de su vulnerabilidad frente a sismos. Se plantean dos escenarios de análisis simultáneos, uno para el día y otro para la noche, en los que se distribuye la población en los distintos sectores y se examina la posible afectación en diversos contextos de análisis sísmico.

La evaluación del riesgo catastrófico se aborda anticipando posibles eventos y consecuencias basadas en criterios científicos que podrían ocurrir en el futuro. Este análisis considera las grandes incertidumbres relacionadas tanto con la estimación de la severidad y la frecuencia de las amenazas, como con la vulnerabilidad de los elementos expuestos. Para ello, es fundamental evaluar tres componentes principales: la amenaza en términos probabilísticos, la exposición de los diferentes elementos susceptibles de sufrir daños, y la vulnerabilidad de los distintos tipos de componentes frente a las amenazas, previamente determinados.

Con base en la información disponible y en los registros históricos de las bases de datos, es posible identificar los sismos que han causado las mayores pérdidas humanas y materiales a lo largo de la historia.

En Ecuador, se registran al menos 14 eventos históricos con magnitudes superiores a 6.0, 9 con magnitudes mayores a 7.0 y 2 con magnitudes mayores a 8.0, en un periodo de 219 años, lo que da un promedio de ocurrencia de 15, 24 y 110 años respectivamente (para magnitudes de 6.0, 7.0 y 8.0).

Las mayores pérdidas económicas reportadas alcanzan los US\$3,300 millones.

El mayor número de muertes reportadas en eventos sísmicos es de 70,000, y el mayor número de personas afectadas es de 390,000.

Estos datos se complementan y ajustan posteriormente al incluir la información instrumental disponible en el análisis de frecuencias.

1.2.4 Terremoto del 16 de abril del 2016

El sismo ocurrido el 16 de abril de 2016, con una magnitud M_w de 7.8, tuvo su epicentro en la ciudad de Pedernales, en la costa noreste de Ecuador. Las aceleraciones máximas registradas fueron de 1.40 g, 0.83 g y 0.75 g en los sentidos E-W, N-S y vertical, respectivamente. Según datos proporcionados por la Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo, el terremoto causó 663 muertes, 6,274 heridos y afectó a 28,775 personas. Además, se estima que aproximadamente 7,000 edificaciones fueron destruidas y más de 2,500 sufrieron daños significativos. El sismo también provocó cortes en los servicios de agua potable, energía y comunicaciones, así como daños en carreteras y puentes. Asimismo, unos 10 hospitales y 15 centros de salud quedaron inoperativos, acumulando pérdidas por alrededor de US\$ 150 millones en el sector de la salud.

Entre las infraestructuras afectadas también se encuentran edificios públicos como escuelas, mercados, centros de salud, sedes gubernamentales y estaciones de bomberos.

Tabla 1. 5 Costos de reconstrucción por sector

Fuente: (BID, 2020)

Sectores	Costo de recostrucción USD Millones	Flujos perdidos USD Millones	Respuesta inmediata USD Millones	Costo total USD Millones
Social	1167	70	130	1368
Vivienda	590	4	58	652
Salud	177	30	33	241
Educación	368	27	38	434
Infraestructura	772	26	63	862

La amenaza sísmica se establece inicialmente considerando en base rocosa o en roca superficial. Sin embargo, es necesario ajustar los parámetros sísmicos para reflejar las condiciones geotécnicas locales, que influyen en las características de las señales sísmicas a través de los efectos de sitio, lo que, a su vez, impacta en la estimación del riesgo.

1.2.5 Estimación de pérdidas indirectas

Las pérdidas económicas totales derivadas de los desastres se pueden dividir en tres categorías principales: pérdidas directas, indirectas y macroeconómicas. Las pérdidas indirectas comprenden aquellas asociadas a la interrupción de servicios esenciales, pérdida de ingresos, reducción de oportunidades de desarrollo, incrementos en los costos de producción y operación.

Generalmente, este tipo de pérdidas se estima de manera simplificada como un porcentaje de las pérdidas directas o mediante el cálculo del tiempo necesario para restablecer la operatividad de los sistemas afectados.

Las pérdidas macroeconómicas representan las alteraciones en el desempeño económico de un país o región tras la ocurrencia de un desastre.

Hasta la publicación de ATC-3-06, la consideración del peligro sísmico por parte de los códigos de construcción se realizaba de manera altamente cualitativa. Los códigos contenían mapas de peligro sísmico que dividían la nación en una serie de zonas de sismicidad.

La clasificación de los sitios dentro de las distintas zonas se basa en la sismicidad histórica de la región.

La publicación de ATC-3-06 introdujo el concepto de espectros de respuesta de aceleración en el proceso de diseño y sugirió que los niveles de fuerza de diseño que entonces se usaban para el diseño en las zonas de mayor sismicidad correspondían a espectros de respuesta de diseño que tenían una aceleración máxima efectiva del suelo de 0.4 g.

El nivel máximo de sismo se denominó Sismo Máximo Considerado (MCE) en reconocimiento del hecho de que este no es el nivel de peligro sísmico más severo que alguna vez podría afectar un sitio, pero era el nivel más severo que era práctico considerar para propósitos de diseño.

En consecuencia, se decidió adoptar una definición de MCE en zonas cercanas a fallas activas importantes que consistiera en el movimiento más pequeño entre el 2% /50 años estimado probabilísticamente o el 150% del movimiento medio del suelo calculado para un sismo característico determinista en estas fallas principales, fallas activas y diseñar todos los edificios, independientemente de su ubicación, para brindar

protección de la seguridad de la vida de los ocupantes en niveles de terremotos que son 1/1,5 veces (2/3) del movimiento del suelo MCE.

Al desarrollar criterios de aceptación para las acciones sobre los componentes, se establecen los siguientes criterios. La demanda de deformación inelástica permitida para un elemento primario se establece en el 75% del nivel de deformación en el que se produce una pérdida significativa de resistencia.

Aunque la mayoría de las estructuras tienen suficiente redundancia para que el colapso no ocurra con la pérdida del primer elemento primario, esto implicaría un margen mínimo contra falla para el Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida de 1/0.75 o 1.33, aparte de las imprecisiones inherentes al método de análisis (FEMA 274, 1997).

1.2.6 Ajuste por clase de sitio

Las definiciones de las clases de sitio y los coeficientes **F_a** sitio y **F_v**, para las proporciones de los espectros de respuesta en tipos definidos de perfil de suelo en relación con la roca para el rango de período corto y el rango de período largo se desarrollaron sobre la base del examen de datos empíricos sobre los efectos de amplificación del sitio.

Las relaciones espectrales de respuesta relativas a la roca se denominaron **F_a** para el rango de período corto (nominalmente en un período de 0,3 segundos) y **F_v** para el rango de período largo (nominalmente en un período de 1,0 segundo).

Se recomiendan estudios específicos del sitio que incorporen análisis dinámicos de respuesta del sitio para suelos blandos (perfil E) para aceleraciones máximas efectivas del suelo en roca iguales o superiores a 0,50 g.

Los movimientos del suelo tanto de período corto como de período largo se amplifican en el suelo en relación con la roca, especialmente para niveles de aceleración más bajos. Las amplificaciones del suelo disminuyen al aumentar la aceleración debido al aumento del amortiguamiento del suelo, los factores de sitio aumentan a medida que los suelos se vuelven más blandos (FEMA 274, 1997).

1.2.7 Espectro de respuesta general

La forma de este espectro de respuesta incorpora dos regímenes básicos de comportamiento: un rango de aceleración de respuesta constante en períodos cortos y un rango de velocidad de respuesta constante en períodos largos.

Diseñar para una respuesta de aceleración dentro de rangos de períodos muy cortos podría llevar a diseños no conservadores. Esto se debe a que, como una estructura responde de manera inelástica al movimiento sísmico del suelo, su rigidez tenderá a degradarse un poco, lo que resultará en un período efectivo más largo.

Al desarrollar movimientos del suelo específicos de un sitio, tanto espectros de respuesta como historiales de tiempo de aceleración, se debe tener en cuenta que las características del movimiento del suelo pueden verse significativamente influenciadas no sólo por las condiciones del suelo sino también por el entorno tectónico del sitio.

Se requiere un mayor número de historias de aceleración para procedimientos no lineales que para procedimientos lineales porque la respuesta estructural no lineal es mucho más sensible que la respuesta lineal a las características de los movimientos del suelo, además de las características del contenido espectral de la respuesta.

1.2.8 Información según la construcción

Antes de evaluar un edificio existente y desarrollar un plan de rehabilitación, se deben recopilar todos los datos existentes disponibles. Esto incluye realizar una visita al sitio, comunicarse con el departamento de construcción correspondiente que puede tener planos originales y modificados y otros documentos.

Cuando los documentos no están disponibles, se requieren mediciones de campo. Se debe desarrollar e implementar un programa de pruebas destructivas y no destructivas.

Sin una comprensión clara de la construcción de un edificio, es difícil predecir su respuesta a futuras demandas sísmicas y, por tanto, determinar un programa apropiado de rehabilitación.

Dado que muchas ciudades tardan en adoptar los códigos actuales, es posible que los edificios construidos en una época en realidad hayan sido diseñados de acuerdo con códigos anteriores. Además, no hay garantía de que una estructura haya sido realmente diseñada y construida de conformidad con los requisitos del código aplicable.

1.2.8.1 Configuración de la construcción

A menudo, una parte importante de la resistencia de un edificio a las demandas laterales será proporcionada por elementos que el diseñador original no diseñó específicamente para cumplir este propósito.

En particular, las paredes de muchos edificios, aunque no están destinadas a participar en la resistencia a las fuerzas laterales, en realidad lo harán y pueden no sólo proporcionar una resistencia sustancial sino también alterar la manera en que se comporta el sistema primario (FEMA 274, 1997).

Cuando un edificio responde al movimiento del suelo, se alteran las demandas sobre casi todos los componentes del edificio. Existe la posibilidad de que los componentes que no proporcionan una resistencia lateral significativa en una estructura experimenten demandas que pueden provocar daños graves.

La resistencia esperada es diferente de la resistencia nominal o especificada que se usa comúnmente cuando se especifican materiales para una nueva construcción.

Normalmente, las resistencias reales de los materiales en construcciones nuevas son considerablemente mayores que las resistencias especificadas, lo que proporciona un margen adicional de seguridad en construcciones nuevas.

1.3 Adecuación sísmica

Se puede aplicar en los siguientes escenarios:

- Edificaciones antiguas que fueron construidas bajo normativas y reglamentos de diseño sísmico resistente menos rigurosos que los actuales.
- Edificaciones que presentan daños y requieren ser reparadas.
- Edificaciones que van a experimentar cambios de uso o modificaciones importantes en su estructura.

La selección de las edificaciones que deben ser reforzadas sísmicamente puede realizarse utilizando criterios de priorización que integran la importancia de la estructura, la amenaza sísmica y su vulnerabilidad (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

1.3.1 Criterios de priorización

Las edificaciones prioritarias son aquellas que deben continuar operando durante situaciones de emergencia, como hospitales, estaciones de bomberos, instalaciones de protección civil, escuelas y edificios gubernamentales.

En un plan integral de gestión de riesgos, también es fundamental otorgar alta prioridad a los puentes y viaductos que aseguran la comunicación estratégica dentro de la ciudad durante emergencias, así como al sistema de generación y transmisión de energía eléctrica, que debe permanecer funcional tras un sismo.

Es fundamental reconocer las diferencias en la vulnerabilidad entre las edificaciones construidas hace varias décadas con normativas antiguas y las construidas bajo códigos modernos, así como el impacto que las irregularidades estructurales y arquitectónicas tienen en el comportamiento sísmico.

En India se desarrolló un método para la evaluación rápida de edificios de concreto armado, basado en un análisis sistemático de los daños observados durante el sismo de Bhuj en 2001. Este método considera seis parámetros de vulnerabilidad: presencia de sótanos, número de pisos, calidad del mantenimiento, esquinas reentrantes, pisos blandos y columnas cortas. Además, se asigna una puntuación basada en el uso del edificio, la zona sísmica y el tipo de suelo.

1.3.2 Índice de amenaza sísmica

Los valores del índice de amenaza deben seleccionarse de acuerdo con las amenazas identificadas en la región bajo estudio. A cada área se le podrían asignar valores del índice de amenaza que mantengan una relación proporcional con la magnitud de los movimientos sísmicos anticipados en cada zona.

1.3.3 Índice de vulnerabilidad

Permite reconocer las características inherentes de una estructura que pueden influir negativamente en su comportamiento durante un sismo. La vulnerabilidad debe considerar aspectos como la antigüedad de la construcción, la cual está relacionada con la normativa sísmica vigente en el momento de su diseño, el tipo de estructura y el número de pisos, la regularidad o irregularidad de la edificación, la presencia de paredes de relleno integradas a la estructura, así como el estado de conservación y mantenimiento del edificio. La definición exacta de cada fuente de vulnerabilidad y su peso relativo dependerá de las características constructivas específicas de un país o región.

1.3.4 Nivel de amenaza sísmica

La evaluación estructural toma en cuenta los diferentes eventos sísmicos que podrían presentarse a lo largo de la vida útil de la edificación. La amenaza puede expresarse en función del período de retorno (**T**) del movimiento sísmico o, de manera alternativa, en términos de las probabilidades de excedencia (**P**) durante un tiempo de vida útil específico (**t**).

A continuación, se establecen tres niveles de amenaza sísmica, cada uno asociado a un período de retorno diferente:

Sismo Frecuente (F): Corresponde a un evento sísmico recurrente con un período de retorno de 50 años, lo que implica una probabilidad de excedencia del 64% durante una vida útil de 50 años.

Sismo Ocasional (O): Se refiere a un sismo con un período de retorno de 475 años, con una probabilidad de excedencia cercana al 10% en 50 años de vida útil.

Sismo Excepcional (E): Representa un evento sísmico raro, con un período de retorno de 2.500 años, lo que equivale a una probabilidad de excedencia de aproximadamente 2% en un periodo de 50 años.

1.3.5 Grado de Importancia

El grado de importancia de una edificación considera su función, la cantidad de personas expuestas y las repercusiones, tanto directas como indirectas, que podrían resultar de un mal desempeño estructural. Se establecen tres categorías:

Edificaciones Esenciales: Son aquellas que deben continuar operando sin sufrir daños significativos durante y después de un sismo, como hospitales, estaciones de bomberos, protección civil y refugios de emergencia.

Edificaciones de Ocupación Especial: Estas construcciones, cuya falla podría causar grandes pérdidas directas o indirectas debido a la interrupción de sus funciones, incluyen comisarías, sedes gubernamentales, escuelas, edificios patrimoniales, instalaciones eléctricas, plantas de bombeo y torres de control aéreo.

Edificaciones de Ocupación Normal: Corresponden a aquellas que no pertenecen a los grupos anteriores, como viviendas, edificios residenciales, oficinas, comercios, hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros y almacenes.

1.3.6 Nivel de desempeño

La evaluación estructural debe realizarse considerando uno o más niveles de desempeño, los cuales dependen tanto del Grado de Importancia de la edificación como del nivel de amenaza sísmica considerado, se definen tres niveles de desempeño para una construcción:

Nivel de Desempeño Funcional (D1): La estructura debe seguir operativa después del sismo, aunque puede presentar grietas menores en algunos elementos de concreto armado, paredes y fachadas, es el nivel de desempeño más exigente.

Nivel de Desempeño de Daño Controlado (D2): Se produce un daño estructural significativo, pero la edificación mantiene cierta capacidad de resistir un colapso parcial o total. La estructura es reparable, aunque se observan daños considerables en paredes y fallos en muchos sistemas mecánicos y eléctricos.

Nivel de Desempeño de Prevención del Colapso (D3): El edificio está al borde del colapso parcial o total después del sismo. La estructura ha sufrido daños graves y deformaciones permanentes, no siendo segura para su reocupación. Existe riesgo de desprendimiento de paredes y ornamentos, y se presentan daños extensos en los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.

La figura 1.6 presenta una curva de capacidad de una edificación, la cual representa la respuesta estructural ante una carga lateral aplicada estáticamente. En el gráfico se muestra la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento lateral del último piso, o alternativamente, la deriva del edificio. Además, se han indicado de manera simplificada los niveles de deformación lateral que corresponden, de forma aproximada, a cada nivel de desempeño.

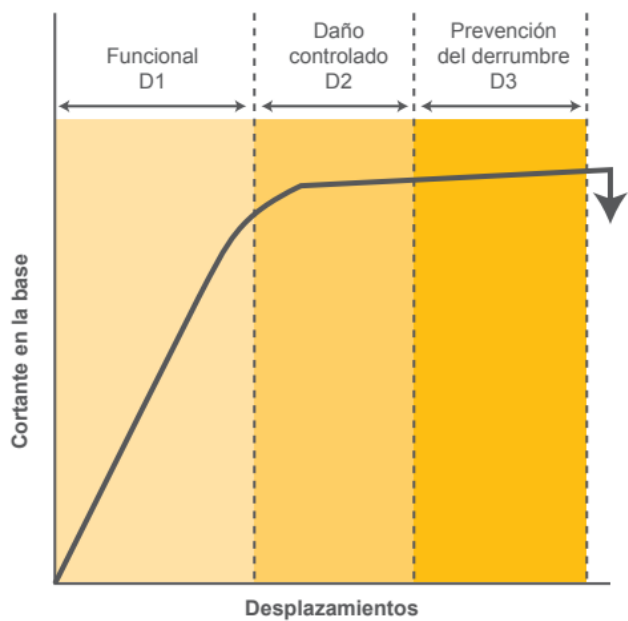


Figura 1. 6 Curva de capacidad y niveles de desempeño

Fuente: (CAF, 2014)

A continuación, se muestra los niveles de Desempeño en relación con la Amenaza Sísmica y la Importancia de la Edificación.

Tabla 1. 6 Niveles de amenaza sísmica

Fuente: (CAF, 2014)

Importancia de la edificación	Nivel de Amenaza Sísmica		
	Frecuente (F)	Ocacional (O)	Excepcional (E)
Esenciales	D1	D1	D1
Ocupación Especial	D1	D2	D2
Ocupación Normal	D1	D2	D3

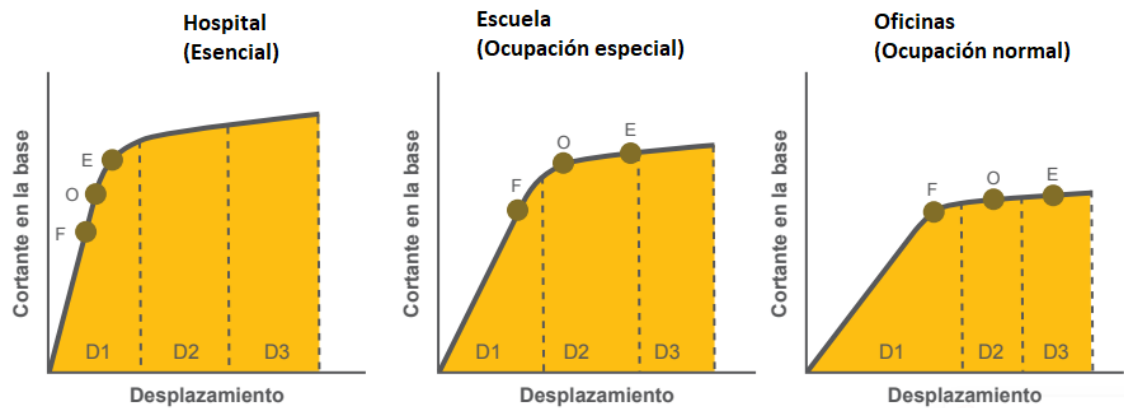


Figura 1. 7 Curva de capacidad y niveles de desempeño para distintos tipos de edificaciones

Fuente: (CAF, 2014)

1.3.7 Límites de deriva

El control de los daños en las edificaciones generalmente se logra limitando los desplazamientos y deformaciones laterales de la estructura. La "deriva normalizada" se refiere a la diferencia en los desplazamientos laterales entre dos pisos consecutivos de un edificio, dividida por la altura que los separa.

La deriva que corresponde a un determinado nivel de daño depende del tipo de estructura, su altura o número de pisos, y el nivel de diseño aplicado durante la construcción, que está relacionado con la antigüedad del edificio. Las estructuras dúctiles, diseñadas con normativas más recientes, pueden tolerar mayores niveles de deriva en comparación con aquellas de baja ductilidad que fueron construidas bajo normativas antiguas, para un mismo nivel de daño.

La tabla 1.7 muestra los valores de deriva normalizada, expresados en porcentaje (%), correspondientes a edificaciones diseñadas con un alto nivel de ductilidad, característica de las normativas modernas.

Tabla 1. 7 Valores de derivas normalizadas para nivel de diseño alto**Fuente:** (CAF, 2014)

Tipo de Estructura	Altura	Estado de Daño		
		Ligero	Moderado	Extremo
Pórticos de concreto armado	Baja	0.50	1.00	3.00
	Mediana	0.33	0.67	2.00
	Alta	0.25	0.50	1.50
Muros de concreto armado	Baja	0.40	1.00	3.00
	Mediana	0.27	0.67	2.00
	Alta	0.20	0.50	1.50
Pórticos de acero	Baja	0.60	1.20	3.00
	Mediana	0.40	0.80	2.00
	Alta	0.30	0.60	1.50
Pórticos de acero arriostrados	Baja	0.50	1.00	3.00
	Mediana	0.33	0.67	2.00
	Alta	0.25	0.50	1.50
Muros de carga de mampostería reforzada	Baja	0.40	0.80	2.40
	Mediana	0.27	0.53	1.60
	Alta	0.20	0.40	1.20

1.4 Evaluación en daños en hospitales

Los establecimientos de salud pueden verse afectados en sus componentes estructurales y no estructurales, así como en su capacidad de organización y operación, ante la ocurrencia de fenómenos naturales, antrópicos, o una combinación de ambos, incluyendo eventos asociados al cambio climático. Esto puede impedirles brindar servicios a la población justo cuando son más necesarios. La inoperatividad de un hospital afecta a aproximadamente 200 000 personas; por ello, es crucial que se restablezca su funcionamiento lo más rápido posible, incluso superando los estándares previos (Organización Panamericana de la Salud, 2023).

Los desastres ocurridos en algunos países de América del Sur han interrumpido la operatividad de los establecimientos de salud, debido a los daños en su infraestructura física y equipamiento, la pérdida de insumos y suministros médicos, y la desorganización de la respuesta frente a la sobredemanda de atención. Todo esto, además, ha tenido repercusiones en la salud pública, así como en los ámbitos sociopolítico y económico.

En los últimos años, el terremoto en Ecuador de 2016 afectó a 51 edificaciones de salud, de las cuales 14 fueron destruidas; mientras que, tras el fenómeno de El Niño costero en Perú en 2017, 34 establecimientos de salud quedaron inoperativos, dejando sin atención a más de 260 000 personas en las zonas afectadas.

Existen casos en los que establecimientos de salud han quedado fuera de funcionamiento sin sufrir daños en su estructura o en otros componentes del edificio. Esta pérdida de operatividad, que no se limita únicamente a situaciones adversas, puede originarse por diversas razones, desde la saturación de los servicios hasta la falta de preparación para enfrentar emergencias o desastres, junto a otros factores (Organización Panamericana de la Salud, 2007).

1.4.1 Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud

Los impactos de distintas amenazas en la infraestructura de salud han puesto de manifiesto la fragilidad de hospitales, centros y puestos de salud en toda la región. Investigaciones posteriores a los eventos han revelado que una parte significativa de los daños en estas instalaciones se atribuye a su ubicación en áreas de alta vulnerabilidad (Organización Panamericana de la Salud, 2010).

En muchas ciudades, no se dispone de estudios de microzonificación, ni de mapas de amenazas, ni de un plan de ordenamiento territorial que defina criterios adecuados para la ubicación de edificaciones. Esto significa que el terreno destinado a la construcción de un establecimiento de salud podría no ser el más adecuado en términos de seguridad. Puede tratarse de un relleno, estar en laderas, cerca de ríos, sobre una falla geológica o en un lugar susceptible de quedar aislado por la interrupción de vías de comunicación. Por ello, al planificar la construcción de un nuevo establecimiento de salud, es fundamental integrar un análisis de vulnerabilidad desde la fase de selección del terreno.

El impacto de un sismo puede variar según la hora en que ocurra, el tipo de edificaciones y la densidad poblacional. En estas circunstancias, un terremoto podría provocar lo siguiente:

- Un alto número de fallecidos.
- Un gran flujo de heridos, que puede incluir desde lesiones graves hasta contusiones leves.

- Daños severos en las instalaciones de salud, como fisuras en columnas, vigas, techos, pisos y muros; grietas, rotura de vidrios, puertas bloqueadas, daños en equipos, caída de mobiliario, pérdida de insumos, desprendimiento de tabiques y colapso de postes eléctricos, entre otros.
- Interrupción en las vías de acceso y en la provisión de servicios esenciales.

1.4.2 Antecedentes de las instalaciones de salud

Se debe entrevistar al personal con más años de servicio en el establecimiento, independientemente de su rol, ya que pueden compartir sus experiencias durante eventos anteriores en la instalación de salud. Específicamente, sobre los daños en los elementos estructurales, ya que las personas suelen enfocarse más en los daños no estructurales, que generalmente son más numerosos.

A menudo, debido a las necesidades que surgen con el tiempo, las instalaciones son modificadas sin considerar cómo estas alteraciones podrían aumentar su vulnerabilidad ante posibles amenazas o peligros futuros, lo que puede afectar tanto a las instalaciones de salud como a las personas que las ocupan al generar nuevas debilidades.

1.4.3 Estimación de daños en hospitales

Las experiencias obtenidas en la evaluación de daños en edificios hospitalarios indican que el equipo encargado de esta tarea debe ser multidisciplinario, incluyendo profesionales como médicos, ingenieros y arquitectos. Este grupo debe diseñar una estrategia eficaz que permita mantener las actividades del hospital, a pesar de los inconvenientes provocados por el evento (Organización Panamericana de la Salud, 2007).

Para evaluar los daños económicos, es fundamental que la estimación refleje el valor de los bienes destruidos en el momento del desastre. La reposición de estos bienes dependerá de diversos factores, como las especificaciones de los hospitales que se reconstruirán, los recursos disponibles en el país, el nivel de desarrollo institucional del sector, las políticas gubernamentales sobre la prioridad dada al desastre, y la posterior asignación de presupuesto. El costo de reposición se calculará en base a equipos nuevos, lo que a menudo implicará una mejora tecnológica en las instalaciones. En el caso de las reparaciones, la valoración se realizará según los precios vigentes en el mercado para los activos inventariados.

1.4.4 Reducción de riesgos en hospitales

La gestión de la salud en América Latina ha estado enfocada en impulsar y guiar un proceso de transformación institucional para optimizar la asignación y el uso de recursos, con el objetivo de mejorar el estado de salud de la población. Algunos aspectos de esta gestión también se han vinculado con la reducción del riesgo ante desastres naturales, tales como:

- a) el análisis de la demanda hospitalaria y
- b) la evaluación y disminución de la vulnerabilidad.

1.4.5 Mitigación del riesgo

Las medidas de mitigación de peligros deben integrarse en el proceso de planificación y diseño porque reducen las víctimas y los daños resultantes de fallas en la construcción durante eventos peligrosos. Sin embargo, los efectos de un desastre en un hospital nunca se limitan al daño físico o la angustia entre el personal y los pacientes como resultado de dicho daño (FEMA 577, 2007).

Las consecuencias frecuentemente incluyen la pérdida parcial o total de la capacidad de brindar servicios y satisfacer la demanda de atención médica cuando más se necesita. Por lo tanto, incorporar medidas de mitigación en el diseño de hospitales es especialmente importante porque minimizan la interrupción de las operaciones hospitalarias y protegen la prestación ininterrumpida de servicios de salud críticos.

Más allá de los códigos de construcción existentes en el momento en que se diseña o se programa la renovación de un hospital, el liderazgo de la instalación y los consultores de diseño deben abordar cuestiones clave para establecer la idoneidad del desempeño del edificio en caso de un desastre. Los hospitales están bajo una enorme presión financiera. Cualquier fondo invertido para hacer que una instalación hospitalaria sea más segura para los pacientes y el personal, más resistente a los daños o capaz de continuar con las operaciones en una situación posterior a un desastre.

Los hospitales brindan servicios que son esenciales para proteger y salvaguardar la salud y el bienestar de una comunidad. La prestación continua de estos servicios es aún más crítica durante los desastres e inmediatamente después de ellos.

Teniendo en cuenta la complejidad de las operaciones hospitalarias, incluso la avería más pequeña en uno de sus edificios o sistemas de equipos puede causar graves perturbaciones en las funciones del hospital. Esto hace que los hospitales sean extremadamente vulnerables a una variedad de peligros naturales.

1.4.6 Vulnerabilidad estructural

Está relacionada con el daño potencial a los componentes estructurales de un edificio. Incluyen cimientos, muros de carga, columnas y vigas, escaleras, pisos y cubiertas, u otros tipos de componentes estructurales que ayudan a sostener el edificio.

1.4.7 Vulnerabilidad no estructural

La experiencia de las evacuaciones de hospitales y otros tipos de perturbaciones durante eventos peligrosos recientes ha aumentado la conciencia de que las funciones hospitalarias podrían verse gravemente perjudicadas o interrumpidas, incluso cuando las instalaciones no pudieran sostenerse debido a importantes daños estructurales.

Los efectos de los daños a los componentes y equipos no estructurales de los edificios, así como los efectos de las averías en los servicios públicos (líneas de vida), el transporte, el reabastecimiento u otros aspectos organizativos de las operaciones hospitalarias, pueden ser tan perjudiciales como peligrosos para la seguridad de los pacientes, como cualquier daño estructural. Los hospitales son sistemas constructivos extremadamente complejos que dependen de una extensa red de instalaciones mecánicas, eléctricas y de tuberías.

La mayoría de los hospitales tienen planes de mitigación de desastres o de operaciones de emergencia, pero no todos brindan alternativas organizativas en caso de interrupción del movimiento normal de personal, pacientes, equipos y suministro que caracteriza las operaciones hospitalarias cotidianas. La naturaleza crítica y la interdependencia de estos procesos representan una categoría separada de vulnerabilidades que requieren atención cuidadosa. La distribución espacial de las funciones hospitalarias y su interrelación determina el grado en que las operaciones hospitalarias se ven afectadas cuando se interrumpe el movimiento y la comunicación normales de personas, materiales y desechos. La interrupción por evento de desastres naturales de servicios administrativos como contratación, adquisiciones, mantenimiento, así como la asignación de recursos, puede afectar las funciones hospitalarias casi tanto como cualquier daño físico.

1.4.8 Daño por sismo en los hospitales

Históricamente, los edificios han sido diseñados para brindar seguridad adecuada a los ocupantes y transeúntes frente a los peligros de los terremotos. En la mayoría de los edificios, la seguridad se ve amenazada principalmente por el derrumbe del edificio o por los escombros que caen a la calle y a los edificios vecinos. Se requiere un nivel de desempeño más alto para abordar los problemas de seguridad de los hospitales, ya que los pacientes a menudo tienen movilidad limitada y dependen de cuidadores o de equipos médicos especializados.

Si se implementan medidas de mitigación en la etapa de planificación, se puede lograr un alto nivel de protección sísmica en un edificio nuevo con los siguientes pasos:

- Asegurarse de que se utilice el último modelo de código de construcción, usando el factor de importancia adecuado.
- Incluir disposiciones en el diseño para permitir que la instalación funcione por sí sola durante 4 días y asegurarse de que el acceso al sitio no se vea afectado por daños por terremotos.
- Aunque el aislamiento sísmico debe considerarse para todos los edificios que se pretende que sean funcionales después de un terremoto, esta medida debe considerarse como una alternativa realista solo para sitios con S_{DS} superior a 0,8 g.
- Se debe considerar una revisión por pares del diseño estructural, en particular en jurisdicciones que no requieren una verificación exhaustiva del plano para obtener un permiso de construcción. Una revisión por pares es esencial si se utilizan sistemas estructurales innovadores, como aislamiento o amortiguadores estructurales.
- Poner en marcha un sistema integral para supervisar la calidad de la construcción y hacer un seguimiento de las órdenes de cambio significativas que podrían implicar reducciones sutiles en el rendimiento sísmico estructural o no estructural.

1.4.9 Evaluación de daño debido a sismo

Los procedimientos y criterios abordan:

- a. La clasificación de los daños a los componentes de la estructura según el modo de comportamiento estructural y la gravedad del daño.
- b. La evaluación de los efectos del daño sobre el desempeño de la estructura durante futuros terremotos.
- c. El desarrollo de medidas hipotéticas que restaurarían el desempeño de la estructura al que tenía inmediatamente antes de un fuerte sismo.

La selección de reparaciones apropiadas para un edificio dañado por un sismo generalmente requiere la consideración de una gama amplia de cuestiones técnicas y políticas.

Es importante señalar que los efectos previos del deterioro ambiental, las condiciones del servicio y los sismos previos se consideran condiciones preexistentes y no parte del daño a evaluar.

1.4.9.1 Bases de evaluación

Al determinar cómo el daño estructural ha cambiado las propiedades estructurales, es factible desarrollar acciones potenciales (medidas de restauración del desempeño) que, si se implementan, restaurarían el edificio dañado a una condición tal que su futuro desempeño sísmico sería esencialmente equivalente al del edificio dañado en su condición previa al evento.

La técnica de análisis consiste en comparar un límite de capacidad de desplazamiento global, δ_c , con una demanda de desplazamiento global, δ_d , para el modelo de construcción, como se indica en las figuras 1.8 y 1.9. Ambos parámetros de desplazamiento están controlados por las propiedades de fuerza-deformación de todos los componentes estructurales individuales del modelo.

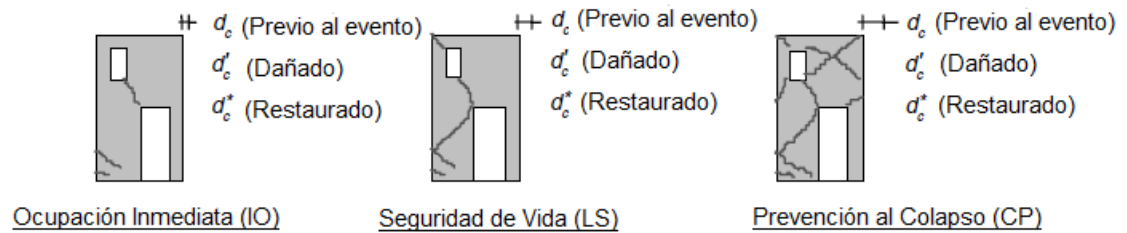


Figura 1. 8 Capacidades de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño.

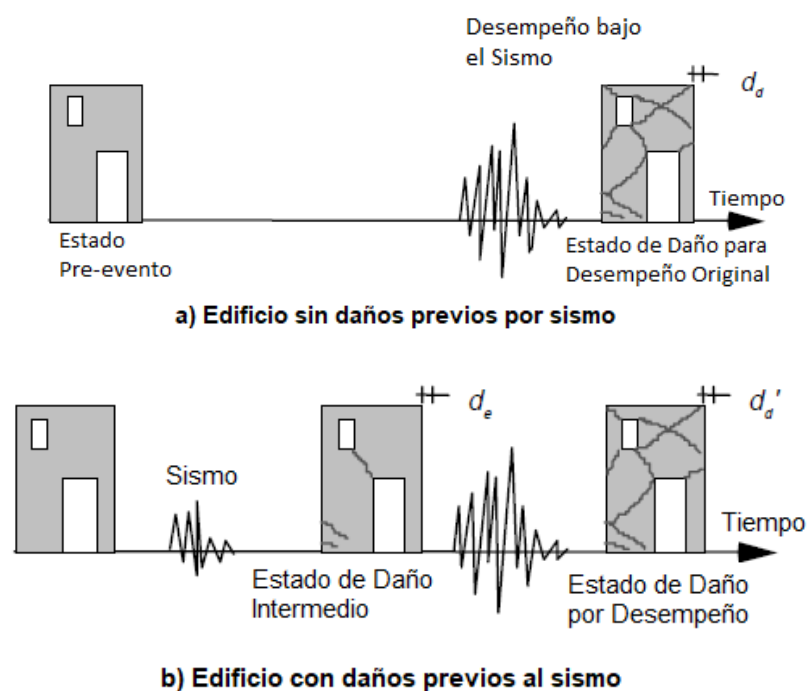
Fuente: (FEMA 306, 1998)

En el pasado, ha habido una tendencia a medir el efecto del daño sísmico estimando la pérdida por movimiento lateral. Algunos han sugerido que esta pérdida puede estar relacionada con el ancho y la extensión observados de las grietas de hormigón y mampostería en la estructura dañada.

1.4.10 Características del hormigón

La evaluación de los daños a un edificio requiere la comprensión en la forma en que este soporta las cargas gravitacionales, resiste las fuerzas sísmicas y se adapta a los desplazamientos relacionados.

Para el análisis de desempeño sísmico, se especifican propiedades estructurales (relaciones fuerza-deformación) y criterios de aceptabilidad (límites de deformación) para los componentes.



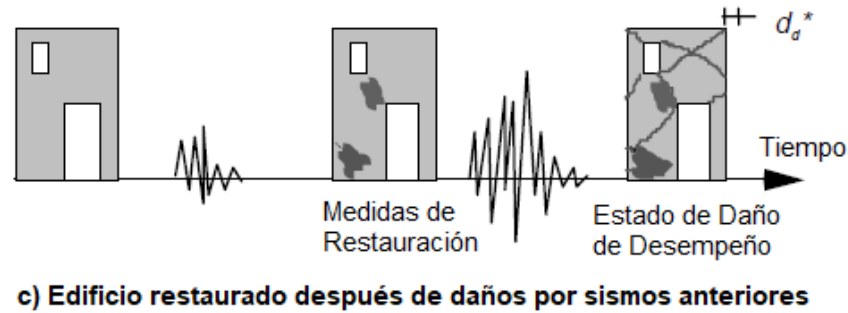


Figura 1. 9 Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados

Fuente: (FEMA 306, 1998)

1.4.11 Investigación de daños por sismo

Los objetivos de la investigación se indican a continuación:

- Recopilar información sobre las características del movimiento dañino del suelo en la estructura.
- Verificar las características físicas generales de la estructura, incluyendo su geometría.
- Identificar componentes y elementos estructurales del sistema resistente a fuerzas laterales.
- Determinar las propiedades estructurales de los componentes con suficiente detalle para fines de análisis estructural.
- Observar y registrar daños en los componentes.
- Distinguir, en la medida de lo posible, entre daños causados por el sismo y daños que pudieron haber existido antes.

Si el movimiento del suelo causado por un sismo, se puede estimar cuantitativamente el desplazamiento máximo resultante de la estructura.

Este desplazamiento, junto con la curva de capacidad teórica, indica un nivel esperado de daño a los componentes. Si el daño observado en los componentes es similar al previsto, la validez del modelo teórico se verifica de forma aproximada. Si el daño difiere, se pueden realizar ajustes al modelo.

La tabla 1.8 resume los tipos de inspecciones y pruebas que se aplican a edificios luego de un sismo.

Tabla 1. 8 Procedimientos de pruebas e inspección**Fuente:** (FEMA 306, 1998)

Propiedad Estructural o Material	Material			Identificador de la Prueba	Tipo de Prueba
	Conc. Ref.	Mamp. Ref.	MSR		
Ubicación y tamaño de la grieta	x	x	x	END	Observación visual
Ubicación y tamaño del descascamiento	x	x	x	END	Observación visual
	x	x	x	END	Sondeo
Ubicación de Grietas Interiores o Delaminaciones	x	x	x	END	Eco de impacto
	x	-	-	END	Análisis espectral de ondas superficiales
	x	x	x	PI	Eliminación selectiva
Pandeo de barras de refuerzo o Fracturamiento	x	x	-	END	Observación visual
	x	x	-	PI	Eliminación selectiva
Edad relativa de las fisuras	x	x	x	PI	Petrografía
Resistencia a la compresión relativa	x	x	x	END	Martillo de rebote
Resistencia a la compresión	x	x	x	PI	Extracción y prueba de materiales
Tamaño y Ubicación de la barra de refuerzo	x	x	-	END	Detector de barras de refuerzo
	x	x	-	END	Radiografía
	x	x	-	END	Radar de penetración
	x	x	-	PI	Eliminación selectiva
Espesor de la pared	x	x	x	END	Extracción y prueba de materiales
	x	x	x	END	Observación visual
	x	x	x	PI	Eco de impacto
Presencia de lechada en mampostería	-	x	x	END	Eliminación selectiva
	-	x	x	END	Sondeo
	-	x	x	END	Eco de impacto
	-	x	x	PI	Análisis espectral de ondas superficiales
Resistencia de la mampostería	-	x	x	PI	Extracción y prueba de materiales
	-	-	x	PI	Pruebas in situ
Propiedades del mortero	-	x	x	PI	Petrografía
	-	-	x	PI	Pruebas in situ
END: Ensayos No Destructivos PI: Prueba Intrusiva MSR: Mampostería sin Reforzar					

Dado que la evaluación de los edificios dañados por un sismo generalmente se realiza dentro de unas semanas o meses después del evento, el agrietamiento y el descascaramiento causados por los sismos normalmente son daños relativamente recientes.

1.4.12 Clasificación de daños a componentes

Para cada componente del sistema estructural, los daños se clasifican según su modo de comportamiento, el cual indica el tipo predominante de daño que un componente sufre, o tiene el potencial de sufrir, en respuesta a las fuerzas y desplazamientos generados por el sismo.

Para cada componente, se tiene una clasificación de la gravedad del daño de la siguiente manera:

Insignificante: El daño no afecta significativamente a las propiedades estructurales a pesar de una pequeña pérdida de rigidez. Las medidas de restauración son cosméticas a menos que el objetivo de desempeño requiera límites estrictos sobre el daño de los componentes no estructurales en eventos futuros.

Leve: El daño tiene un pequeño efecto sobre las propiedades estructurales. Se requieren medidas de restauración estructural relativamente menores para la restauración de la mayoría de los componentes.

Moderado: El daño tiene un efecto intermedio sobre las propiedades estructurales. El alcance de las medidas de restauración depende del tipo de componente y del modo de comportamiento.

Fuerte: El daño tiene un efecto importante sobre las propiedades estructurales. El alcance de las medidas de restauración es generalmente amplio. Es posible que sea necesario reemplazar o mejorar algunos componentes.

Extremo: Los daños han reducido el desempeño estructural a niveles poco fiables. El alcance de las medidas de restauración generalmente requiere el reemplazo o mejora de componentes.

1.5 Análisis estático lineal

Se describen cuatro métodos de análisis, clasificados según su nivel de confiabilidad y complejidad: 1) Análisis Estático Lineal, 2) Análisis Dinámico Lineal, 3) Análisis Estático No Lineal y 4) Análisis Dinámico No Lineal. Todos estos métodos tienen como objetivo evaluar la respuesta de la estructura frente a los movimientos sísmicos especificados. En los dos primeros, el sistema se asume elástico para los cálculos, mientras que los efectos inelásticos se integran de forma aproximada; estos análisis proporcionan la demanda de deformaciones y la resistencia requerida en los elementos estructurales. En los dos últimos métodos, que consideran de manera explícita el comportamiento inelástico de los elementos, se obtienen las deformaciones de la estructura, dado que las resistencias son definidas por el usuario (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El Análisis Estático Lineal se recomienda principalmente para edificios regulares y de baja altura. Este enfoque resulta útil para realizar algunas verificaciones aproximadas de los resultados obtenidos con el Análisis Dinámico Lineal, como la comprobación del cortante en la base. En este análisis, las deformaciones y las fuerzas en los elementos estructurales se determinan a través de un estudio estático de la estructura bajo cargas laterales, asumiendo un comportamiento lineal y elástico del sistema. Los efectos inelásticos se incorporan de manera indirecta mediante el uso del espectro inelástico de respuesta. Las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los elementos estructurales se seleccionan para corresponder a un nivel de deformación cercano al punto de cedencia. Este método es más confiable para edificaciones regulares de baja altura, donde la demanda de deformaciones inelásticas es limitada.

Para edificios regulares con trayectorias de carga ininterrumpidas, los procedimientos lineales se consideran suficientemente precisos para predecir la distribución de las demandas sísmicas, y los criterios de aceptación correspondientes tienen márgenes de seguridad incorporados que son apropiados para este nivel de precisión (FEMA P2006).

Se definen cuatro tipos diferentes de irregularidades: discontinuidad en el plano, discontinuidad fuera del plano, piso débil y resistencia a la torsión.

No se permiten procedimientos lineales para estructuras con discontinuidades en el plano y fuera del plano debido a posibles imprecisiones derivadas de un análisis lineal.

Para estructuras con irregularidades en los pisos o irregularidades en la resistencia a la torsión (o ambas), se pueden utilizar procedimientos lineales solo si se puede demostrar que el edificio tiene una respuesta no lineal limitada para el nivel de riesgo sísmico en consideración.

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 (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

1.6.1 Curva de Capacidad

Para generar la curva de capacidad, se somete a la estructura a cargas laterales crecientes que simulan las fuerzas inerciales generadas por un sismo. Antes de esto, se aplican las cargas gravitatorias correspondientes al edificio. Las cargas laterales comienzan en cero y se incrementan gradualmente hasta que la estructura alcanza un desplazamiento lateral previamente definido o llega al colapso. El análisis produce la curva de capacidad, que representa la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del centro de masas en el nivel superior del edificio. Este procedimiento de aplicación progresiva de cargas laterales es conocido como el método "*pushover*".

Además de las propiedades geométricas y de rigidez necesarias para realizar un análisis elástico lineal, el análisis no lineal requiere especificar también las relaciones de fuerza-deformación plástica para flexión, corte y fuerza axial en los componentes estructurales. En este punto, se incorporan las características de ductilidad o fragilidad que puedan presentar los elementos de la estructura.

Excepto en estructuras muy simples, donde es posible realizar cálculos manuales, el análisis estático no lineal requiere el uso de programas computacionales. Existen diversos programas diseñados para este propósito, pero es importante que el usuario tenga en cuenta que la solución proporcionada por un programa no siempre es completamente confiable, debido a la complejidad de los métodos numéricos empleados.

Por ello, se recomienda: 1) En edificios con varios pórticos, comenzar analizando un pórtico representativo antes de abordar el análisis del edificio completo; 2) Verificar los resultados fundamentales mediante cálculos aproximados con modelos simplificados que puedan hacerse sin programas; y 3) Probar y comparar los distintos métodos de cálculo que ofrecen los programas, evaluando los resultados obtenidos.

Dentro del enfoque de los modelos de rótulas plásticas, un colapso típico en estructuras dúctiles es el llamado "modo de piso débil", donde los dos extremos de todas las columnas de un determinado entrepiso forman articulaciones plásticas. Esto puede ocurrir en edificios antiguos, en los que las vigas son más resistentes que las columnas, especialmente en los niveles superiores de la estructura.

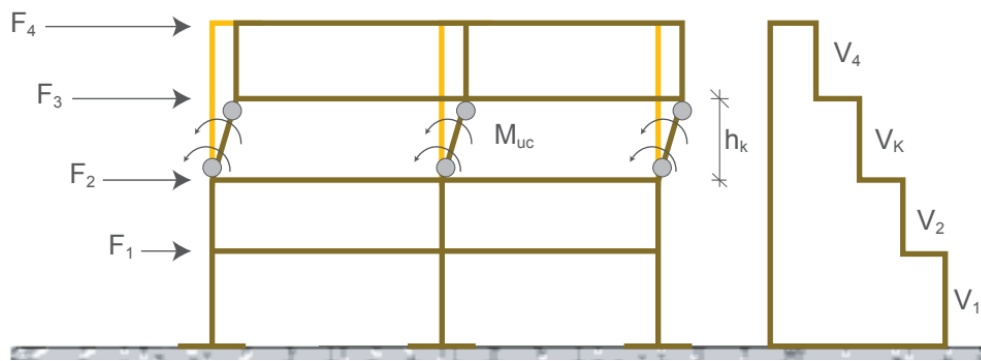


Figura 1. 10 Representación del efecto de piso débil

Fuente: (CAF, 2014)

Cortante ultimo de entrepiso k:

$$V_{uk} = \frac{\sum M_{uc}}{h_k} \quad (1.1)$$

Cortante último en la base:

$$V_{ub} = V_b \frac{V_{uk}}{V_k} \quad (1.2)$$

Donde:

V_{uk} : Cortante último en el entrepiso k

V_{ub} : Cortante último en la base

M_{uc} : Momento último en el extremo de una columna del entrepiso k

h_k : Altura del entrepiso k

Un tipo común de colapso es el conocido como "columna fuerte-viga débil", donde se articulan todas las vigas y el extremo inferior de todas las columnas en el primer nivel del edificio, como se muestra en la figura 7. Este modo es preferible en el desempeño sísmico, ya que facilita una mayor disipación de energía a través de las vigas, lo que protege las columnas.

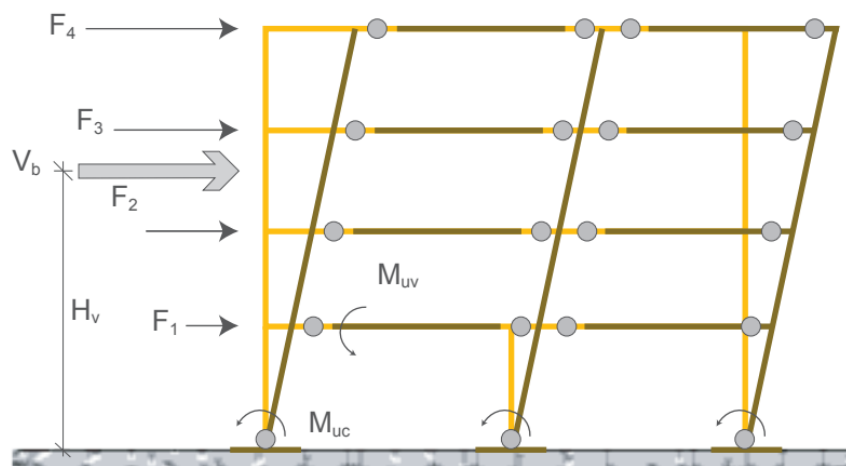


Figura 1. 11 Representación del efecto columna fuerte-viga débil

Fuente: (CAF, 2014)

1.6.2 Curva idealizada de capacidad

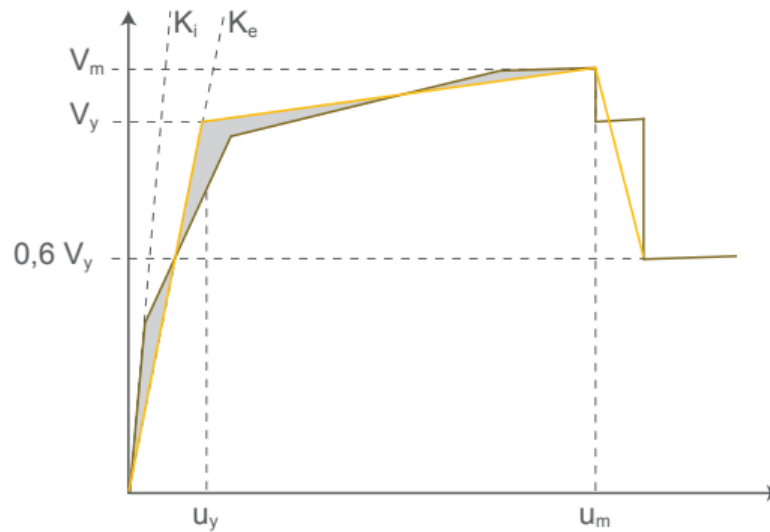


Figura 1. 12 Curva de capacidad real y curva idealizada

Fuente: (CAF, 2014)

La curva de capacidad obtenida en la sección anterior mediante el método “pushover” se reemplaza por una curva idealizada que puede ser bilineal o trilineal, como se muestra en la figura 1.12.

La primera línea recta parte del origen y finaliza en el punto de cedencia (u_y , V_y), con una pendiente correspondiente a la rigidez efectiva (k_e), calculada como la rigidez secante para un cortante equivalente al 60% del cortante de cedencia (V_y). El cortante de cedencia no debe exceder el valor máximo de cortante de la curva de capacidad.

La segunda línea conecta el punto de cedencia con el punto (u_m , V_m), que corresponde a la máxima fuerza cortante, ajustando las áreas sobre y bajo la curva de capacidad para que sean equivalentes a las de la curva bilineal. Para determinar el punto (u_y , V_y) puede ser necesario un proceso iterativo de ajustes. Si es requerida una tercera línea con pendiente negativa, esta conectaría el punto (u_m , V_m) con un punto de la curva de capacidad en el que la resistencia es el 60% de la resistencia de cedencia.

Como resultado de este procedimiento, se obtienen el cortante de cedencia (V_y) y la rigidez efectiva (k_e) del edificio en la dirección analizada, los cuales son empleados para estimar la demanda de desplazamiento del edificio.

1.7 Análisis no lineal

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 (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El uso de procedimientos de análisis no lineal según ASCE/SEI 41 ha aumentado significativamente en los últimos diez años, específicamente el uso de procedimientos de historial de respuesta no lineal (a los que se hace referencia en ASCE/SEI 41 como Procedimientos dinámicos no lineales, NDP) (FEMA P2208, 2023).

1.7.1 Acciones críticas y ordinarias

La edición 2016 de ASCE/SEI 7 introdujo el concepto de acciones críticas, ordinarias y no críticas para acciones controladas por fuerza y por deformación. Las acciones críticas se definen como aquellas cuya falla provocaría un colapso desproporcionado más allá del tramo individual del que forma parte el elemento o tendría un impacto significativo en la respuesta del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de la estructura. Las acciones no críticas no provocan un colapso local cuando fallan ni dan como resultado cambios perjudiciales significativos en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica. Las acciones ordinarias podrían provocar un colapso local del piso tributario del componente si la acción falla, pero no más de un tramo de un piso de la estructura. Las acciones ordinarias tampoco tienen un impacto significativo en la respuesta del sistema de resistencia a la fuerza sísmica.

ASCE/SEI 41-17 solo adoptó el concepto de crítico, ordinario y no crítico para acciones controladas por fuerza y eliminó el efecto significativo en los criterios de respuesta del sistema resistente a la fuerza sísmica para clasificar una acción como crítica y se centró en el colapso debido a la pérdida de soporte de carga de gravedad.

Si alguna acción de componente controlada por fuerza crítica que se modela elásticamente excede su resistencia esperada en un análisis del historial de respuesta del registro de movimiento del suelo, se considera una respuesta inaceptable.

El componente de fuerza sísmica de la media del conjunto de la acción del componente se amplifica en 1,3 antes de compararlo con la capacidad del límite inferior para proporcionar una mayor confiabilidad de que la acción controlada por la fuerza no fallará.

1.7.2 Acciones controladas por fuerza

ASCE/SEI 41 clasifica las acciones de los elementos estructurales, como la respuesta a la fuerza cortante, el momento o la fuerza axial, como controladas por fuerza o controladas por deformación. Se permite, y a menudo se espera, que las acciones por deformación se deformen de manera no lineal a medida que la estructura responde a la excitación sísmica.

Las acciones controladas por fuerza suelen ser frágiles e incapaces de soportar fuerzas o deformaciones que superen su capacidad. En el análisis lineal, la distinción entre acciones controladas por fuerza y acciones controladas por deformación es muy clara. La distinción no es tan clara en los procedimientos no lineales porque el ASCE/SEI 41 permite que las acciones controladas por fuerza se reclasifiquen como acciones controladas por deformación y se incluyan explícitamente en el análisis. Además, ASCE/SEI 41 no establece explícitamente que todas las acciones de componentes incluidas en un modelo NSP o NDP con relaciones lineales de fuerza-desplazamiento deban tratarse como acciones controladas por fuerza, independientemente de si se pueden clasificar como acciones controladas por fuerza o por deformación. Esto ha llevado a una interpretación errónea del código, en la que estas acciones se verifican fuera del modelo utilizando criterios lineales de control de deformación. Esta práctica no es correcta y potencialmente poco conservadora.

1.7.3 Límite de deriva de respuesta inaceptable

ASCE/SEI 41 no tiene límites de deriva, lo que constituye una diferencia importante con respecto a ASCE/SEI 7.

En ASCE/SEI 7, todos los edificios están sujetos a límites de deriva, independientemente de si el análisis utilizado es la fuerza lateral equivalente, el espectro de respuesta modal o el historial de respuesta no lineal.

ASCE/SEI 7 utiliza factores de sistema, limitaciones de configuración y detalles especiales adoptados a través de estándares de materiales, por lo que los requisitos de deriva global son parte del proceso de diseño para alcanzar el objetivo de desempeño, por lo tanto, ASCE/SEI 41 se basa en una evaluación a nivel de componentes para medir el desempeño global.

1.7.4 Respuestas inaceptables para la seguridad de la vida

Una respuesta inaceptable puede indicar el potencial de colapso de la estructura en un registro.

ASCE/SEI 41-17 permite una respuesta inaceptable por cada once registros para los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida, seguridad limitada y prevención de colapso. La autorización de una respuesta inaceptable surge de la investigación realizada para respaldar las revisiones del Capítulo 16 de la norma ASCE 7 por parte de la PUC de la BSSC (Haselton et al., 2017). Haselton et al. (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. Debería 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, definidos 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 %.

1.7.5 Amortiguamiento

Se han realizado numerosos estudios sobre la cantidad de amortiguamiento inherente de los edificios y cómo se debe representar en el análisis no lineal (ATC 72-1, 2010).

Los problemas que se han observado y que ASCE/SEI 41-17 no aborda incluyen:

- El amortiguamiento está relacionado con la altura de la estructura
- El amortiguamiento puede necesitar un tope o un piso, según el nivel de desempeño

En el contexto de la elección de un modelo de amortiguamiento para emplear en el análisis del historial de respuesta, se deben tener en cuenta los modelos de plasticidad y los supuestos de amortiguamiento viscoso.

1.7.6 Torsión accidental

ASCE/SEI 41 exige que se tenga en cuenta la torsión accidental en el NSP y el NDP. Las disposiciones exigen que el centro de masa se desplace en cada una de las cuatro direcciones ortogonales, lo que cuadruplica la cantidad de análisis y los datos que se deben procesar.

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

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 y sus documentos predecesores, FEMA 273 y FEMA 356, 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, ASCE/SEI 41 tiene criterios de aceptación específicos para los distintos niveles de desempeño estructural. En ninguna parte del código se explica explícitamente cómo actualizar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación para uso general.

1.7.8 Revisiones de los parámetros de modelado y criterios de aceptación

Cuando se redactó la norma FEMA 273, pocos ingenieros realizaban análisis no lineales de manera rutinaria. Si un ingeniero realizaba un análisis no lineal a mediados de los años 1990, normalmente realizaba un análisis pushover siguiendo el procedimiento estático no lineal (NSP) de ASCE/SEI 41 o un enfoque similar.

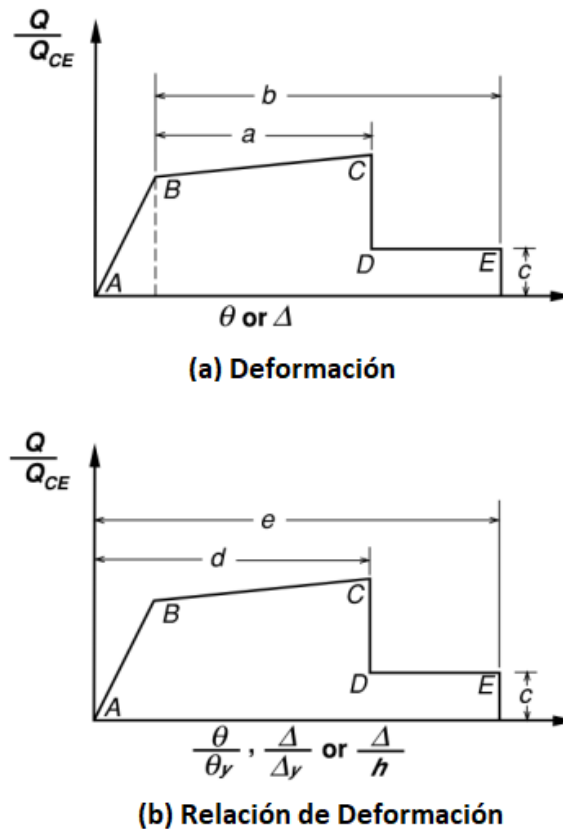


Figura 1. 13 Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación

Fuente: (FEMA 273, 1997)

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.

Las evaluaciones requieren el uso de métodos de análisis no lineal cuando un edificio tiene una o más de las irregularidades (FEMA P2006, 2018).

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.

1.8 Análisis tiempo historia

En el diseño por capacidad se aprovecha el comportamiento no lineal de los materiales estructurales, con el propósito de que, ante eventos sísmicos intensos, el daño se concentre en zonas determinadas de los elementos (Cobos & González, 2022)

Una vez que se excede el rango elástico, se asume que la estructura entrará en el rango no lineal. Para considerar estos efectos, se evalúan las derivas inelásticas, que se obtienen amplificando las derivas elásticas calculadas en el análisis lineal, utilizando un factor de ductilidad derivado del factor de reducción R .

El análisis tiempo-historia no lineal con registros de movimiento del suelo proporciona el medio más preciso para predecir las demandas sísmicas, para el movimiento del suelo especificado suponiendo que las características histeréticas de todos los elementos importantes se pueden modelar con precisión. Para una evaluación general del desempeño, se debe utilizar un conjunto de registros de movimiento del suelo que representen el rango completo de características de frecuencia e intensidad del peligro en el sitio. En la actualidad, el análisis del historial temporal no lineal es factible para el análisis de estructuras importantes y para la investigación.

En teoría, una predicción "fiable" sólo puede lograrse mediante un enfoque analítico que simule la realidad, lo que implica un análisis tiempo-historia.

La predicción del comportamiento sísmico debe basarse en la representación probabilística del riesgo y en las predicciones de la respuesta sísmica de todos los componentes importantes del sistema completo suelo-cimiento-estructura.

Hay que reconocer que en este momento no se pueden predecir con buena precisión las capacidades ni las demandas, debido a las incertidumbres físicas y de modelado. Se debe tratar de mejorar la descripción de las incertidumbres físicas y reducir las incertidumbres de modelado, pero se debe reconocer que no se puede eliminar ninguna de las dos.

Por lo tanto, el método de predicción no necesita ser más preciso que la descripción del movimiento del terreno o de las capacidades de la estructura. Es necesario desarrollar métodos de análisis adecuados para proporcionar medios adecuados pero simples de predicción de la demanda. El análisis tiempo-historia no lineal es deseable, pero probablemente no sea necesario en muchos casos. Es necesario realizar una investigación sobre el método de predicción de la demanda más eficaz, teniendo debidamente en cuenta lo siguiente:

- Procedimientos de modelado 3D para el sistema suelo-cimentación-estructura.
- Modelado de elementos y sistemas degradados.
- Modelado de elementos y sistemas no estructurales y de contenidos de edificaciones.
- Modelado de fallas del terreno (licuefacción, expansión lateral).

El análisis tiempo-historia requiere un buen conocimiento de los movimientos del terreno específicos del sitio esperados. Dichos movimientos del terreno son difíciles de definir y los resultados de los análisis tiempo-historia pueden carecer de la confiabilidad necesaria requerida para el diseño.

1.9 Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental es un tipo de análisis del historial de respuesta en el que un sistema se somete a registros de movimiento del suelo escalados a niveles crecientes de intensidad hasta que se observa inestabilidad dinámica lateral. En el análisis dinámico incremental, la intensidad se caracteriza por una medida de intensidad seleccionada (IM), y la inestabilidad dinámica lateral ocurre como un aumento rápido, casi infinito, en el parámetro de demanda de ingeniería (EDP) de interés, dado un pequeño incremento en la intensidad del movimiento del suelo (FEMA P440A, 2009).

1.10 Criterios de aceptación y rechazo

El desplazamiento y la deriva deben calcularse tanto en el centro de masa como en 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: **(i)** Cumplir con los límites de deriva establecidos, y **(ii)** 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 se obtiene combinando los efectos de las cargas sísmicas y gravitatorias, 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. 11 Elementos no estructurales

1.11.1 Estimación de pérdidas por sismo de contenidos de edificios

Las pérdidas de contenidos en edificios ocasionadas por sismos pueden ser considerables y, en ciertos casos, superar las pérdidas estructurales del propio edificio, especialmente en el caso de museos, hospitales, laboratorios e instalaciones industriales. No obstante, los informes que documentan el daño a los contenidos tras un sismo son escasos, ya que la mayor parte de la atención tiende a centrarse en los daños estructurales (Jaimes & Reinoso, 2013).

1.11.2 Recopilación de la información

Tras un sismo, las aseguradoras envían peritos para evaluar las pérdidas económicas en los inmuebles afectados que han sido reportados por sus asegurados. Estos peritos, designados por las compañías de seguros, tienen como finalidad verificar si los daños están cubiertos por la póliza y determinar el monto correspondiente. Por lo general, los peritos son profesionales con formación en ingeniería civil o arquitectura.

En la tabla 1.9 se presentan los valores de contenidos contemplados para el uso hospitalario, así como los objetos susceptibles a voltearse, deslizarse y sufrir, se incluye el equipo especializado más común, aunque este puede variar entre hospitales y es probable que evolucione con el tiempo debido a la renovación o actualización de las máquinas conforme avanza la tecnología médica.

Tabla 1. 9 Costos de contenidos en hospitales

Fuente: (Jaimes & Reinoso, 2013)

Tipo de contenido	Valor USD	Tipo de contenido	Valor USD
Unidad de cauterización	1852	DVD	50
Máquina de anestesia	30370	Analizador de drogas	14815
Monitor de signos vitales	3481	Analizador de orina	13333
Sistema de ventilación	2556	Equipo de biometría	14815
Balanza digital	163	Archivero	74
Baño maria electrónico	111	Estufa	926
Cafetera	31	Florero	28
Camilla para paciente	279	Glucómetro	67
Centrífuga de 32 tubos	393	Horno de microondas	111
Congelador vertical	1000	Horno de secado	296
Contador de células	53	Impresora	228
CPU-B	889	Incubadora	519
CPU-A	593	Jarra/Vasos	15
Desintómetro	45200	Lámparas para cirugía	5256
Desfibrilador	1111	Laptop	711
Librero	488	Equipo de mamografía	13541
Microscopio	6074	Equipo de ultrasonido	38689
Monitor LCD 24"	259	Refrigerador	741
Proyector	1156	Silla	22
Radiograbadora	109	Sillón	111
Rayos X	74074	Silla para sala de espera	207
Teléfono normal	33	Vajilla de loza	196
Teléfono inalámbrico	74	Videocámara	490
Bisturi eléctrico frontal	775	Laparoscopia frontal	12704
Planta de luz	111111	Tanque de agua	333
Bomba centrífuga	1278	Tanque de aceite	444

Los elementos no estructurales susceptibles a daños por la ocurrencia de sismos deben poseer la capacidad de resistir los movimientos generados por dichos eventos, y en ocasiones, la prioridad de seguridad puede ser aún más crucial que la resistencia misma de la estructura. A pesar de esto, es común observar que, en la práctica convencional de diseño sísmico, se presta escasa atención a estos componentes no estructurales.

En estructuras cruciales, que abarcan instalaciones prioritarias de atención médica a nivel global, se ha emprendido un esfuerzo para establecer leyes o regulaciones con el propósito de mitigar la vulnerabilidad sísmica. Este enfoque reconoce la importancia de salvaguardar los elementos de naturaleza no estructural.

1.11.3 Niveles de desempeño en elementos no estructurales

Definen el alcance del daño a los diversos componentes no estructurales incluidos en un edificio, como sistemas eléctricos, mecánicos, de plomería y de protección contra incendios, revestimientos, techos y tabiques, ascensores, iluminación y salida y diversos elementos del contenido, como mobiliario, sistemas informáticos y equipos de fabricación.

La forma en que estos componentes se desempeñan en un sismo puede afectar significativamente la operatividad e incluso la idoneidad para la ocupación de un edificio después de un terremoto. Incluso si la estructura de un edificio está relativamente intacta, los daños importantes a las luces, ascensores, plomería y protección contra incendios podrían hacer que el edificio no sea apto para ser habitado.

Hasta hace poco, los códigos de construcción para nuevas construcciones generalmente no decían nada sobre la cuestión de cómo diseñar, incluso en los códigos actuales, la consideración del desempeño no estructural generalmente se limita a la seguridad de la fijación de los componentes a la estructura, específicamente con respecto a la protección de la seguridad de la vida de los ocupantes.

La mitigación de las vulnerabilidades sísmicas no estructurales es una cuestión compleja. Muchos componentes no estructurales, si se fijan adecuadamente a la estructura, son sísmicamente resistentes.

Sin embargo, la mitigación de algunas vulnerabilidades, como la provisión de refuerzos para los componentes mecánicos y eléctricos dentro de los sistemas de cielo raso suspendido, o la mejora de los propios sistemas de techo, puede resultar en una gran interrupción de la ocupación y también puede ser bastante costosa.

1.11.4 Estimación de pérdidas por sismo en contenidos de edificios

Después de un terremoto, las empresas de seguros envían expertos evaluadores para determinar las pérdidas económicas en cada uno de los edificios reportados por sus clientes que hayan sufrido daños como resultado del evento. Estos evaluadores, tienen como objetivo establecer si la cobertura es aplicable y calcular el monto de los daños según los términos de las pólizas. Por lo general, estos evaluadores son profesionales con formación en ingeniería civil o arquitectura.

Se sabe que las pérdidas de contenido en edificios causadas por sismos pueden ser significativas, llegando a superar el valor de los daños estructurales del edificio en ciertos casos, como en museos, hospitales, laboratorios e instalaciones industriales.

No obstante, hay muy pocos informes disponibles sobre encuestas de daño a los contenidos de los edificios tras un sismo, ya que normalmente se enfoca la atención en el daño estructural. Además, las labores de rescate, limpieza y en ocasiones saqueo, pueden alterar el estado de los contenidos antes de que se pueda realizar un estudio adecuado.

Dado que el comportamiento de volteo y deslizamiento de objetos rígidos sin restricciones o débilmente anclados es no lineal y altamente sensible a los picos, al contenido de frecuencia y a la duración del sismo, es necesaria una muestra bien caracterizada de historias de tiempo de aceleración (Jaimes & Reinoso, 2013).

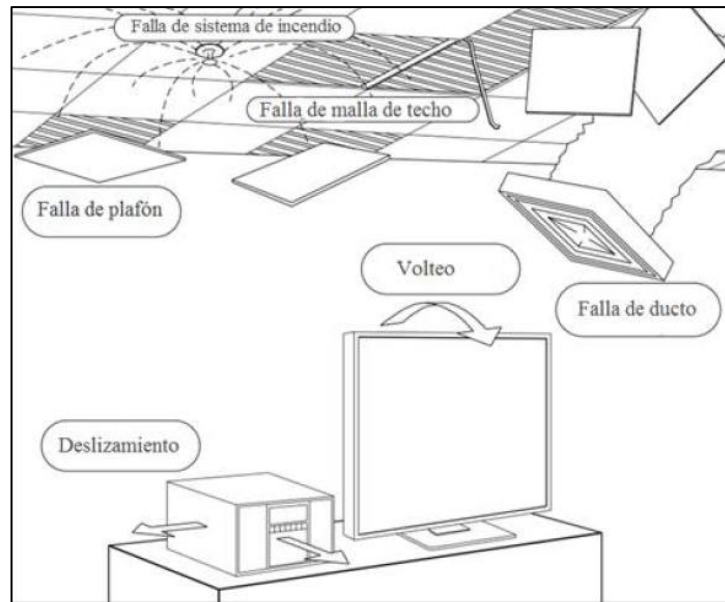


Figura 1. 14 Contenidos de edificio sujetos a múltiples modos de falla

Fuente: (Jaimes & Reinoso, 2013)

Numerosos edificios contemporáneos cuentan con sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado (HVAC) que, aunque ligeros, poseen componentes voluminosos suspendidos del techo. A menudo, durante un terremoto, los sistemas de ventilación y los conductos se desprenden de las vigas y soportes de suspensión.

Ciertos edificios, como hospitales, laboratorios o tiendas, son particularmente susceptibles a daños. Incluso un daño menor en el techo puede provocar pérdidas significativas si impacta directamente sobre los contenidos o genera polvo.

Los sistemas contra incendios en edificios pueden reducir significativamente las pérdidas causadas por el fuego. Sin embargo, en algunos casos, la ruptura de boquillas de aspersión y tuberías puede provocar activaciones o liberaciones innecesarias tras un sismo, causando importantes pérdidas de contenido, como equipos electrónicos, materiales de laboratorio entre otros (Jaimes & Reinoso, 2013).

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

Tabla 1. 10 Niveles de desempeño no estructural - componentes arquitectónicos**Fuente:** (FEMA 356, 2000)

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.

Tabla 1. 11 Niveles de desempeño no estructural–mecánico, eléctrico y de plomería**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 requiere cierta reorientación.	Unidades seguras y más operativas si hay energía y servicios públicos disponibles.	Unidades seguras y operativas Servicios públicos disponibles.

Tabla 1. 12 Niveles de desempeño no estructural – contenidos**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 unidades 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.

1.12 Adecuación sísmica de edificaciones

Se refuerzan varios o todos los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, juntas) de la estructura existente para incrementar su rigidez y resistencia mediante el aumento de sus secciones, lo que eleva la capacidad global de la estructura para soportar cargas laterales.

Es fundamental asegurar una adecuada adherencia entre el material original y el nuevo, además de garantizar la continuidad de los elementos verticales (columnas, muros) a través de la losa del piso (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El incremento en la resistencia y rigidez del sistema estructural puede lograrse mediante la incorporación de nuevos elementos estructurales, sin necesidad de modificar los ya existentes. Generalmente, estos nuevos elementos consisten en muros de concreto armado o pórticos arriostrados, que preferentemente se ubican en el perímetro del edificio para maximizar la rigidez torsional y minimizar la intervención en el interior de la construcción. Es importante que su ubicación favorezca la simetría en la rigidez para evitar generar torsiones indeseadas. Una alternativa eficaz es añadir una estructura auxiliar independiente de la estructura original, conectadas únicamente a través de los diafragmas. En este caso, la estructura auxiliar asume la mayoría de las cargas sísmicas, mientras que la estructura existente se encarga de las cargas gravitatorias. No obstante, ambas estructuras se desplazan simultáneamente, por lo que, aunque la estructura auxiliar sea dúctil y capaz de soportar grandes deformaciones, sus deformaciones laterales deben ser controladas para proteger a la estructura original, que tiene una menor capacidad de deformación.

La capacidad de una estructura para disipar energía puede mejorarse notablemente al incorporar amortiguadores. Existen diversos tipos de dispositivos diseñados para este propósito, como los amortiguadores viscosos, de fricción y los histeréticos. Estos sistemas resultan especialmente efectivos en estructuras más flexibles. Asimismo, los amortiguadores de masa sintonizada se han empleado para ajustarse al período fundamental de la estructura y reducir las vibraciones.

En el caso de estructuras rígidas, es particularmente beneficioso utilizar aisladores en la base del edificio, lo que incrementa los períodos naturales de vibración y disminuye considerablemente la energía sísmica transmitida, aliviando así las cargas sobre la estructura. Estas técnicas son especialmente valiosas en edificaciones patrimoniales con valor histórico, donde se busca intervenir lo menos posible en los componentes estructurales originales. A menudo, los aisladores se combinan con elementos metálicos que aportan una capacidad adicional de disipación de energía, además del aislamiento.

1.13 Disipación sísmica

1.13.1 Disipación de energía en edificios existentes

Para evitar el colapso durante un terremoto severo, un DMRSF puede necesitar desarrollar derivas entre pisos de aproximadamente el 2% de la altura del piso para disipar una cantidad suficiente de energía para evitar el colapso. Sin embargo, las derivas entre pisos de esta magnitud generalmente provocarán daños graves a los componentes no estructurales de un edificio. Los MRF de acero y hormigón armado más antiguos y no dúctiles no se pueden deformar cíclicamente en el rango no lineal (inelástico) sin riesgo de colapso (Whittaker & Bertero, 1991).

Un CBF disipa energía a través de la respuesta inelástica de sus arriostramientos. La capacidad de un CBF para disipar energía durante sacudidas debido a sismos fuertes y de larga duración es cuestionable porque el pandeo y la fluencia repetidos de sus arriostramientos generalmente conducen a la degradación de su rigidez y resistencia y, en consecuencia, a la degradación de la resistencia y la estabilidad del pórtico del edificio.

Los esquemas de modernización convencionales para un edificio que incorpora sistemas de pórticos como los descritos anteriormente implicarían sobre resistencia y rigidez del edificio mediante la adición de muros estructurales de hormigón armado o con arriostramientos de acero. Estas soluciones convencionales “atraerán” mayores fuerzas sísmicas al edificio y su implementación generalmente implicará trabajos costosos de cimentación, sobre resistencia de columnas, etc.

Si la respuesta sísmica de un edificio convencional, medida típicamente en términos de la deriva entre pisos y esfuerzo cortante basal, se puede minimizar mediante la implementación de dispositivos innovadores de disipación de energía, los costos asociados con la modernización de los edificios existentes se reducirán sustancialmente. Existe una variedad de elementos de disipación de energía, por ejemplo, dispositivos de fricción-deslizamiento, amortiguadores viscoelásticos, amortiguadores con memoria de forma y dispositivos de fluencia en un intento por lograr este objetivo.

Los métodos clásicos de protección sísmica de los edificios se centran esencialmente en evitar el colapso de la estructura principal. Si bien este es un enfoque económico para muchos tipos de estructuras, evitar el colapso estructural no es suficiente para los edificios cuyas funciones son cruciales inmediatamente después de un sismo severo. Se puede utilizar una filosofía de diseño sísmico diferente, que limita las fuerzas dinámicas que se permiten ingresar a la estructura, para proteger estos edificios (Filiatrault & Cherry, 1987).

1.13.2 Dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness)

La adición del sistema ADAS (elementos ADAS y arriostramientos de Chevron) al DMRSF (Ductile Moment Resisting Space Frame) limita la respuesta del pórtico a niveles aceptables durante la acción de terremotos severos. Los elementos ADAS se pueden utilizar para mejorar de manera efectiva los MRF (Moment Resisting Frames) y los CBF ((Centrically Braced Frames) para lograr un edificio moderadamente rígido con características de disipación de energía extremadamente buenas.

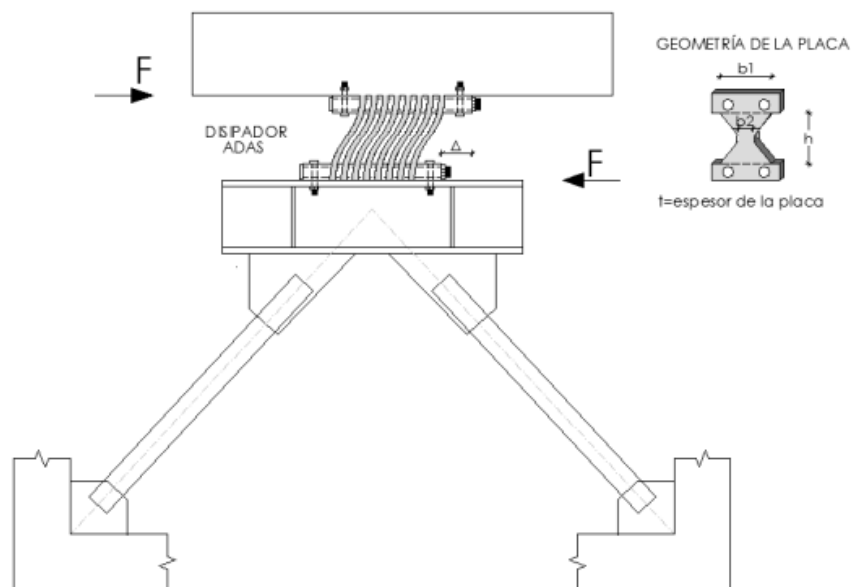


Figura 1. 15 Disipadores ADAS

Fuente: (Aguilar, Rodríguez & Mora, 2016)

Los elementos ADAS son dispositivos mecánicos diseñados para instalarse en edificios nuevos o existentes. Si se diseñan e implementan correctamente, los elementos ADAS pueden:

- aumentar la resistencia, la rigidez y la capacidad de disipación de energía utilizable de un MRF convencional y,
- aumentar sustancialmente la capacidad de disipación de energía, por unidad de deriva entre pisos, de un CBF no dúctil.

1.13.2.1 Características mecánicas de los dispositivos ADAS

Las exigencias de resistencia y deformación del sismo base de diseño (DBE) y del sismo máximo creíble (MCE) son los dos estados límites apropiados para el diseño de disipadores de energía. Para el DBE en una región de alto riesgo sísmico, los disipadores de energía deben ser capaces de mantener sus características mecánicas durante al menos quince o veinte ciclos de desplazamiento a una amplitud igual al desplazamiento de diseño; el desplazamiento de diseño típico en un elemento ADAS es entre tres y cinco veces su desplazamiento de fluencia. Aunque los disipadores de energía deben dimensionarse en función de las exigencias sísmicas del DBE, deben responder de manera estable durante el MCE.

1.13.3 Dispositivos TADAS (Triangular plate Added Damping and Stiffness).

Para este caso, el extremo superior en contacto con la viga presenta un empotramiento móvil, mientras que el otro extremo está articulado, lo que permite un movimiento vertical a lo largo de los orificios ovalados de la placa, facilitando así la disipación de energía (Aguiar, Rodríguez & Mora, 2016).

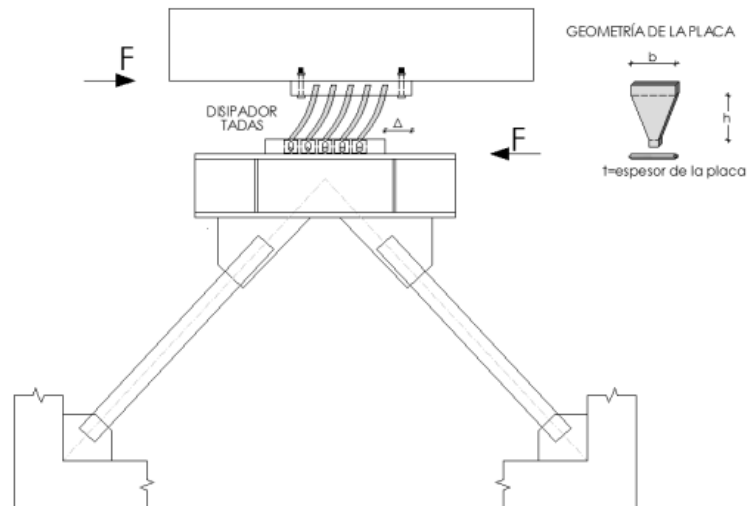


Figura 1. 16 Disipadores TADAS

Fuente: (Aguiar, Rodríguez & Mora, 2016)

Es importante señalar que tanto la parte superior como la inferior del TADAS se desplazan lateralmente, aunque existe un desplazamiento relativo entre ambas. Para evitar restricciones en estos movimientos laterales, el borde articulado se eleva. La principal diferencia entre el ADAS y el TADAS radica en que el ADAS presenta una doble curvatura, lo que genera un punto de inflexión, mientras que el TADAS la curvatura es simple.

El sistema TADAS se encuentra entre los sistemas sísmicos cuya adición a una estructura no sólo mejora sus parámetros sísmicos, sino que también aumenta su rigidez y resistencia en cierta medida. Con su fluencia prematura, este tipo de “amortiguador” absorbe una parte de la energía que entra en la estructura, lo que da como resultado un daño mínimo a los componentes principales de la misma (Roudsari, Cheragh & Aghayar, 2021).

En 2016, (Saeedi et al.) investigaron y compararon los efectos de los disipadores TADAS en estructuras de acero. Además de presentar una serie de relaciones para calcular las rigideces de las placas, los autores demostraron que este tipo de amortiguador aumenta claramente la rigidez y disminuye las derivas de los pisos.

El desempeño de edificios altos, esbeltos y flexibles es siempre un punto de preocupación para investigadores y diseñadores estructurales debido a las grandes deformaciones entre pisos bajo excitaciones dinámicas.

Un dispositivo de amortiguamiento (TADAS) es una solución económica de disipación de energía para mejorar el desempeño sísmico de tales estructuras. Los TADAS exhibe el comportamiento constitutivo elastoplástico requerido que es una característica típica de los amortiguadores metálicos. El dispositivo TADAS consta de varias placas triangulares soldadas a una placa base común, como se muestra en la figura 7.19. El dispositivo utiliza principalmente placas de acero dulce, pero también se han desarrollado dispositivos con cobre y acero inoxidable. Debido al bajo costo y al proceso de fabricación simple del acero dulce, se prefieren los TADAS hechos con acero dulce. Se genera una gran cantidad de calor en el proceso de fabricación de TADAS mientras se sueldan las placas (Madhekar & Matsagar, 2022).

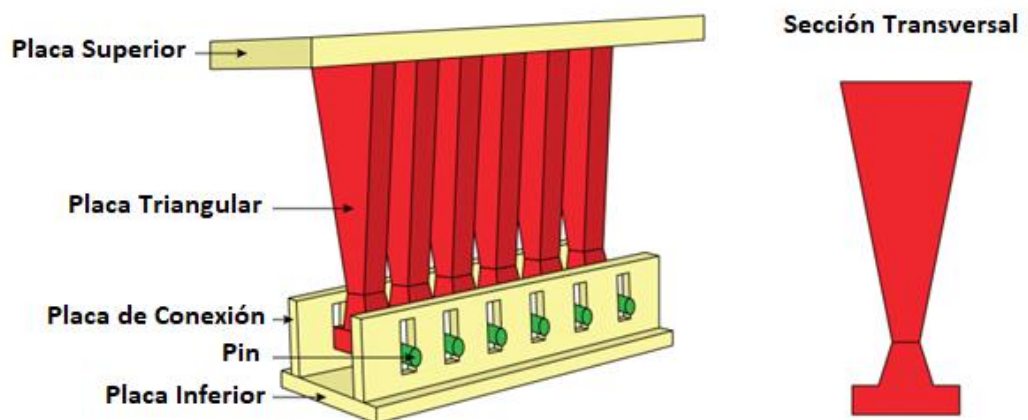


Figura 1. 17 Disipadores TADAS

Fuente: (Madhekar & Matsagar, 2022)

La principal ventaja del dispositivo TADAS es que no se ve afectado por las cargas de gravedad debido a los orificios ranurados en la placa base. Además, no se requiere restricción rotacional en la parte superior del conjunto de conexión de la riostra. Sin embargo, la construcción del dispositivo TADAS es más complicada que la del dispositivo ADAS. Los estudios experimentales han demostrado que la respuesta histerética de los elementos TADAS es muy estable y repetible sin degradación de la resistencia. Se debe prestar especial atención a los detalles de soldadura para evitar fracturas prematuras, especialmente en las áreas alrededor del vértice de las placas triangulares.

Las pruebas pseudodinámicas a gran escala también demostraron la capacidad de los elementos TADAS para mejorar significativamente la respuesta sísmica de un pórtico de acero (Christopoulos & Filiatraul).

1.13.4 Buckling Restrained Brace (BRB)

Durante un sismo, el movimiento del suelo provoca el movimiento de la estructura. Desde la perspectiva energética, la energía cinética que ingresa por el sismo a la estructura debe convertirse o disiparse para detener el movimiento.

Para aliviar el daño a la estructura, se puede reducir la energía cinética que ingresa por el sismo o mejorar la capacidad de disipación de energía para resolver el problema. Una gran cantidad de energía cinética que proviene del movimiento del suelo es absorbida por soluciones estructurales disipativas mediante el uso de dispositivos de amortiguación o aprovechando el comportamiento no lineal de los materiales (Yi, 2016).



Figura 1. 18 Sistema BRB en la UC Berkeley

Fuente: (Wijanto, 2012)

En Estados Unidos y otras regiones con alta actividad sísmica a mediados del siglo XX, después del terremoto de Northridge y posteriormente, el desarrollo de disposiciones de códigos sísmicos se ha vuelto constante y se han hecho esfuerzos para reducir las pérdidas y ahora el concepto de los BRB y sus estándares de diseño se aceptan como una solución de resistencia a la carga lateral dependiente del desplazamiento.

Los efectos sísmicos se reducen debido a la disipación de energía y, de esta manera, las estructuras se pueden diseñar de manera más económica. Para poder proporcionar la resistencia de carga necesaria y satisfactoria después de la fluencia, se prevé que los elementos disipativos en la solución proporcionen una capacidad inelástica de resistencia y deformación elevada.

El comportamiento inelástico mejora la capacidad de deformación a un nivel de carga determinado. Se debe garantizar una capacidad de deformación elevada no solo a nivel local sino también a nivel global para el sistema disipativo porque la estructura experimentará mayores deformaciones cuando se produzca una excitación sísmica si el punto de fluencia es más bajo.

Después de la fluencia del elemento disipativo, su rigidez se reduce considerablemente en comparación con su valor elástico inicial, lo que influye en el elemento y en toda la estructura. La rigidez general de la estructura se “reforma” y sus propiedades vibratorias se modifican debido a la fluencia consecutiva de los elementos disipativos. Debido a la correlación positiva con la rigidez estructural y la aceleración espectral de diseño, la vulnerabilidad sísmica se reduce de manera efectiva mediante el alargamiento del período.

Los BRB generalmente están hechos de dos sistemas distintivos, el sistema base que es el núcleo de acero, el cual funciona absorbiendo las cargas y disipando la energía sísmica mediante la fluencia del acero, mientras que el sistema secundario es un mecanismo, que tiene la función de restringir el pandeo del núcleo y mejorar el comportamiento bajo compresión, el mecanismo está hecho de un revestimiento de hormigón y un tubo de acero.

Los BRB están compuestos por un núcleo de acero delgado para resistir cargas axiales y su zona de fluencia garantiza un comportamiento altamente dúctil, estable y equilibrado; una camisa de hormigón sostiene continuamente el núcleo para evitar el pandeo bajo compresión axial. Los espacios de aire desacoplan el núcleo de acero y la camisa para evitar la interacción entre ellos, de modo que se evita el pandeo cuando se somete a cargas cíclicas.

Existen diversos tipos de tecnología BRB basados en los diferentes tipos de núcleo de acero y tubo relleno de mortero para proporcionar un desempeño de alta calidad de los BRB. Uno de ellos es el BRB de tubo de acero con revestimiento de hormigón y el BRB totalmente de acero.

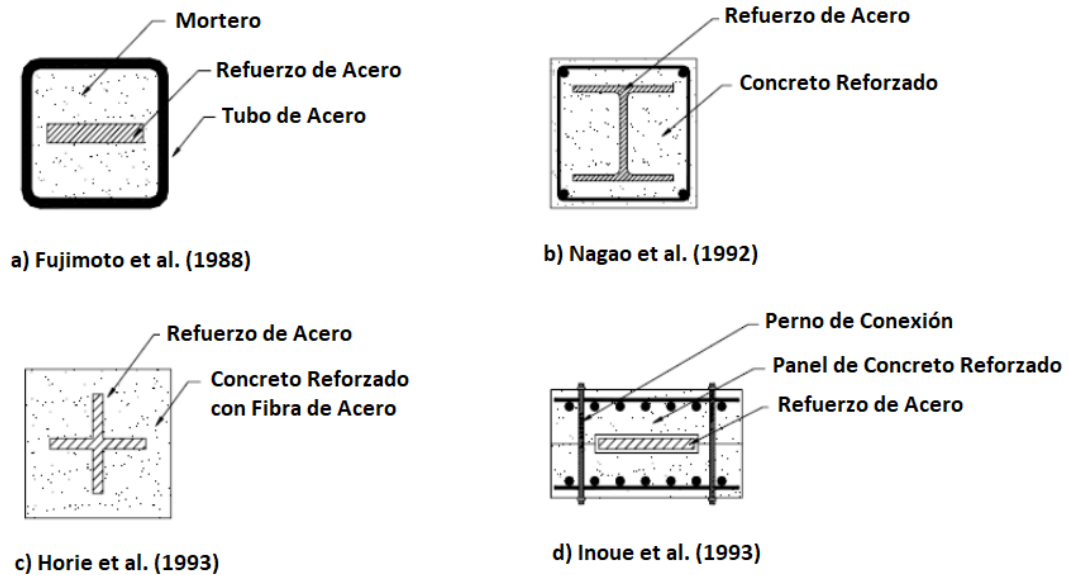


Figura 1. 19 Tubo de acero para revestimiento de hormigón BRB

Fuente: (Wijanto, 2012)

1.13.4.1 Ventajas de utilizar BRB

Los BRB tienen muchas ventajas en comparación con los pórticos arriostrados o los pórticos a momento como se indica a continuación:

- Reducen el costo de la soldadura y la inspección al usar conexiones atornilladas o con pasadores a las placas de refuerzo; tienen bucles histéricos considerablemente simétricos y daños limitados a otros elementos estructurales
- Se usan pernos para las conexiones de los extremos, debido a que se puede ajustar la rigidez y la resistencia y el comportamiento cíclico es accesible para el análisis inelástico
- Ofrecen flexibilidad en el diseño, en el movimiento de entrada sísmica de bajo nivel, los BRB realizan una alta rigidez lateral elástica y en el movimiento de entrada sísmica de alto nivel se elimina el pandeo no deseado porque los BRB pueden brindar una disipación de energía grande y estable bajo movimientos sísmicos

- Los arriostramientos de los BRB se pueden reemplazar, lo que reduce el daño a otras partes y también elimina el costo al reemplazar la parte dañada durante el sismo



Figura 1. 20 Conexión empernada

Fuente: (Wijanto, 2012)

Los BRB tienen un comportamiento de histéresis completo y equilibrado (ver la figura 1.23), un núcleo de acero resiste las fuerzas axiales, debido al desacoplamiento de los aspectos de resistencia al pandeo por flexión y resistencia a la tensión de la resistencia a la compresión, se obtiene un comportamiento similar de fluencia por compresión y tensión.

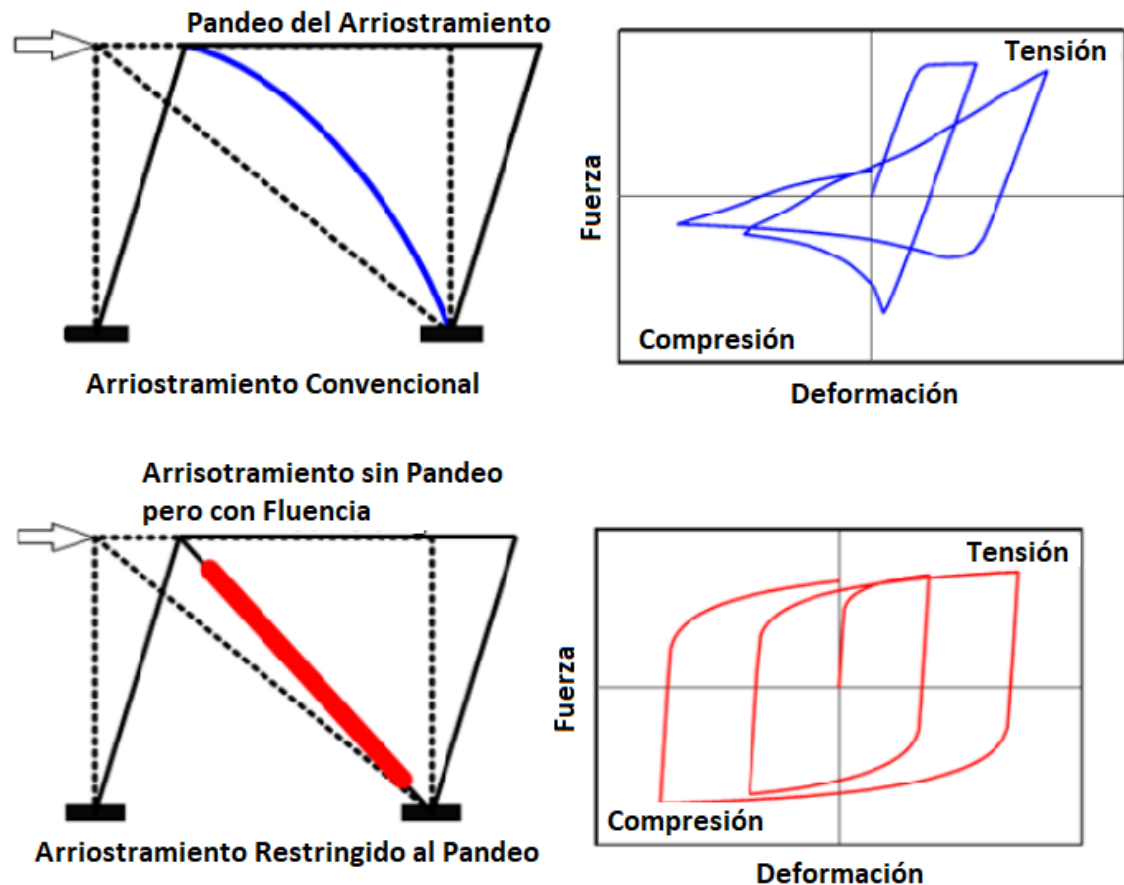


Figura 1. 21 Comportamiento del sistema BRB

Fuente: (Wijanto, 2012)

Por lo tanto, los BRB se utilizan ampliamente en estructuras como edificios de pórticos, edificios de mampostería y puentes. En el caso de los edificios de pórticos, los BRB pueden reducir la deriva de entre pisos, la respuesta estructural bajo acciones sísmicas y reducir el daño de los elementos por disipación de energía; en el caso de los puentes, se reduce el desplazamiento de la parte superior de los pilares y también se reduce el daño de la estructura; en el caso de los edificios de mampostería, se reduce la respuesta bajo acciones sísmicas y se aumenta la disipación de energía, así como la amortiguamiento dentro de la estructura (consulte la figura 1.24).

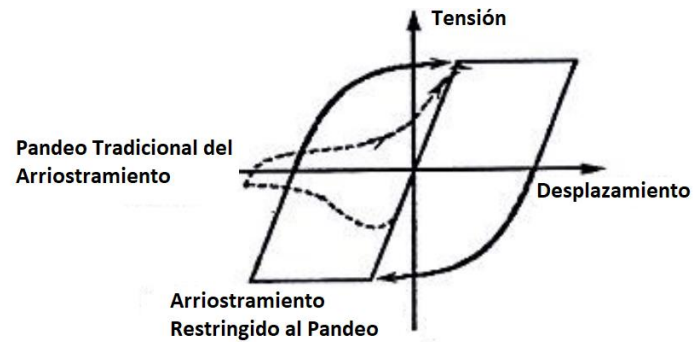


Figura 1. 22 Comportamiento del arriostramiento en el BRB

Fuente: (Wijanto, 2012)

1.13.5 Amortiguadores de fluido viscoso

Los movimientos de un edificio, debidos a las cargas sísmicas y del viento, se controlan tradicionalmente mediante la masa y la rigidez de la estructura. Sin embargo, en el caso de los edificios más altos, esto resulta ineficiente y el amortiguamiento suplementario puede proporcionar un diseño general más económico (Lago, Trabucco & Wood, 2019).



Figura 1. 23 Conexión del sistema de amortiguamiento

Fuente: (Lago, Trabucco & Wood, 2019)

El amortiguamiento suplementario reduce la respuesta de la estructura al retirar una pequeña cantidad de energía de la estructura durante cada ciclo de oscilación. Por ejemplo, en los amortiguadores viscosos, esto se logra mediante la aplicación de una

fuerza entre dos componentes de la estructura, que se opone a la velocidad de estos componentes y reduce la energía de entrada al edificio. Cuanto mayor sea la velocidad y las fuerzas opuestas, mayor será el amortiguamiento suplementario.

Los amortiguadores de masa sintonizados, sistemas de amortiguamiento con vigas de enlace, amortiguadores de pórticos arriostrados, sistemas de control activo y otros sistemas se han convertido en una estrategia innovadora y soluciones aceptadas por la industria cuando la rigidez y la masa por sí solas no pueden cumplir económicamente el objetivo de mejorar el desempeño.

Un sistema de amortiguamiento suplementario diseñado adecuadamente puede ser una forma muy eficiente para que una estructura alcance sus objetivos de desempeño mejorado. Para una estructura muy alta, el amortiguamiento suplementario puede ser un componente necesario para cumplir algún requisito específico. Sin embargo, aumentar el amortiguamiento no es una solución mágica para todos los problemas de dinámica de los edificios y puede no ser aplicable a todos los edificios. Requiere un equipo de diseño experimentado y capaz con un conocimiento detallado de las propiedades dinámicas de cada edificio específico y del sistema de amortiguamiento adicional.

La estimación del amortiguamiento intrínseco no es trivial desde un punto de vista teórico. Por esta razón, las mediciones de campo se han utilizado ampliamente en el pasado para estimar el amortiguamiento intrínseco del comportamiento de los edificios cuando son excitados por fuerzas sísmicas y/o eólicas, considerando que:

- Existe un “piso” inferior de alrededor del 0,3 % de amortiguamiento intrínseco crítico. Esto podría interpretarse como la representación del amortiguamiento intrínseco de los materiales estructurales.
- Existe una dispersión significativa en los datos. Esto puede ser el resultado de la variabilidad en el tipo y la antigüedad de los edificios, el tipo de equipamiento no estructural, el tipo de cimentación, la amplitud de la excitación, etc.
- Existe una clara tendencia descendente en el valor promedio del amortiguamiento a medida que aumenta la altura del edificio. Si bien sigue habiendo un alto grado de dispersión para los edificios más altos, prácticamente no hay mediciones por encima del 1 % en edificios de más de 250 m de altura.

- Según observaciones simples, no existe una correlación clara entre el nivel de amortiguamiento y el tipo de material.

La principal razón de la dispersión de los datos proviene de las numerosas fuentes de amortiguamiento intrínsecas, entre las que se consideran como las más importantes:

- Amortiguamiento del material
- Fricción entre elementos y conexiones
- Sistema estructural y tipos de juntas
- Tipos de cimentaciones y suelos (interacción suelo-estructura)
- Otros elementos no estructurales
- Amplitud de vibración

1.13.5.1 Funcionamiento de amortiguadores de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso funcionan proporcionando una fuerza de resistencia solo cuando se mueven. Por lo general, no agregan rigidez a una estructura y no soportan ninguna carga estática. Un amortiguador de fluido consiste en un pistón que se mueve hacia adelante y hacia atrás a través de un fluido viscoso, lo que genera alta presión. Este pistón tiene orificios diseñados a medida que producen una relación optimizada con una presión (fuerza) que varía con la velocidad. Cuanto mayor sea la velocidad, mayor será la fuerza de resistencia que se produce.

Debido a que los amortiguadores de fluido solo producen una fuerza de resistencia mientras se mueven y no proporcionan una fuerza de restauración (resorte), la energía se absorbe completamente en el fluido del amortiguador y se convierte en calor. Esta energía absorbida es simplemente la suma de la fuerza de amortiguamiento multiplicada por la deflexión. Debido a que algunos amortiguadores de fluido pueden diseñarse para generar una presión de 69000 kPa, la fuerza y, por lo tanto, las energías absorbidas pueden ser relativamente altas.

Es esta energía absorbida la que reduce significativamente la necesidad de que las partes estructurales del edificio absorban esa energía a través de la fluencia y el daño de las vigas y columnas. Aunque esto parece un concepto simple, los beneficios no se suelen aprovechar por completo. No solo es importante saber cómo absorben energía los amortiguadores de fluido, sino también cuándo lo hacen.

1.13.5.2 Descripción básica del diseño

Hay relativamente pocos elementos de diseño esenciales de un amortiguador de fluido. Sin embargo, el detalle de estos elementos varía mucho y, en algunos casos, puede resultar difícil y complejo. La figura 1.26 muestra un ejemplo de amortiguador de fluido y sus partes.

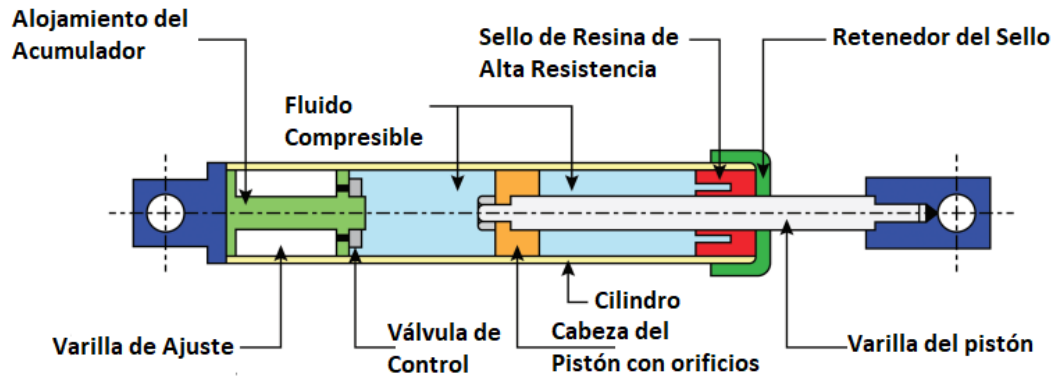


Figura 1. 24 Amortiguador con fluido viscoso

Fuente: (Madhekar & Matsagar, 2022)

El comportamiento viscoso de los amortiguadores de fluido se puede lograr al forzar el fluido a través de orificios. Cuando el pistón se mueve en el medio de fluido viscoso, el amortiguador ofrece una fuerza de resistencia interna, proporcional a la diferencia de presión a través de la cabeza del pistón en las dos cámaras. El fluido fluye de una cámara a la otra, lo que provoca la disipación de energía. Durante el movimiento de la cabeza del pistón, el volumen de fluido comprimible cambia por el producto del recorrido y el área del vástago del pistón. Cuando el amortiguador se somete a una fuerza de compresión, el volumen de fluido dentro del cilindro disminuye como resultado del movimiento del área del vástago del pistón. La disminución del volumen de fluido da como resultado una fuerza de restauración.

A mayor frecuencia, los amortiguadores de fluidos presentan una fuerte rigidez. Un acumulador funciona recolectando el volumen de fluido que es desplazado por el vástago del pistón y almacenándolo en el área de reposición. A medida que el vástago retrocede, se crea un vacío, que extrae el fluido (Madhekar & Matsagar, 2022).

Los amortiguadores de fluidos viscosos son ajustados por el fabricante para cada proyecto para cumplir con los parámetros especificados por el cliente. Los parámetros requeridos incluyen (Lago, Trabucco & Wood, 2019):

- Fuerza nominal máxima (y/o velocidad máxima de diseño)
- Desplazamiento máximo de diseño
- Factores de seguridad mínimos para fluencia
- Rigidez de conexión a las estructuras principales circundantes
- Constante de amortiguamiento
- Exponente de amortiguamiento
- Temperatura de funcionamiento
- Entrada máxima de energía eólica (si corresponde)
- Envolvente máxima del amortiguador
- Configuración de montaje del amortiguador, incluido el método de reemplazo si corresponde
- Espacio disponible para la instalación
- Requisitos de prueba

Capítulo 2. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA ATC40

2.1 Propósito

En la actualidad, no se dispone de muchas directrices para su uso en la modernización de edificios de hormigón existentes. Por lo tanto, la mayor parte del diseño y la construcción de reformas hasta la fecha se ha basado en el uso de procedimientos simples de análisis de fuerza lateral equivalente prescritos en los códigos de construcción para el diseño de edificios nuevos. Estos procedimientos no abordan directamente las fuerzas reales inducidas en los edificios por los movimientos del suelo provocados por los sismos. Más importante aún, dado que los edificios responderán a los movimientos del suelo provocados por los sismos de una manera inelástica, los procedimientos de fuerza lateral equivalente "elástica lineal" no proporcionan un método directo para determinar los desplazamientos máximos resultantes.

Una evaluación poco realista o inadecuada de los edificios puede no identificar los modos de falla reales, lo que lleva a diseños de rehabilitaciones inseguros, o puede producir rehabilitaciones demasiado conservadoras cuando no son necesarios para cumplir con el objetivo de desempeño del Propietario, lo que lleva a diseños de rehabilitación innecesariamente costosos. Por lo tanto, se necesitan "métodos" más sofisticados que consideren tanto la carga real como las respuestas inelásticas que experimentan los edificios en sismos grandes.

El objetivo principal de ATC 40 es proporcionar una metodología de análisis y diseño para su uso en la evaluación sísmica y la rehabilitación de los edificios de hormigón existentes.

La experiencia en ingeniería de un profesional del diseño, en particular la experiencia de un ingeniero estructural con experiencia en diseño de rehabilitación de edificios, es un requisito previo para el uso apropiado de los procedimientos analíticos que son el núcleo de esta metodología.

Este documento proporciona una metodología recomendada, completa y técnicamente sólida, y comentarios de apoyo para la evaluación sísmica y el diseño de rehabilitación de edificios de hormigón existentes (ATC 40, 1996).

Aunque no está destinado al diseño de edificios nuevos, los procedimientos analíticos son aplicables. El documento se aplica al sistema estructural general y a sus elementos (pórticos de hormigón, muros de corte, diafragmas, cimientos) y componentes (rigidez, resistencia y deformabilidad de columnas, vigas, muros, losas y juntas).

2.1.1 Alcance

La metodología se basa en el desempeño: los criterios de evaluación y diseño de la rehabilitación se expresan como objetivos de desempeño, que definen los niveles deseados de desempeño sísmico cuando el edificio está sujeto a niveles específicos de movimiento sísmico del suelo. El desempeño aceptable se mide por el nivel de daño estructural y/o no estructural esperado a partir del movimiento sísmico.

El daño se expresa en términos de límites de deformación post-fluencia para varios componentes y elementos estructurales que se encuentran en los edificios de hormigón. El procedimiento analítico incorporado en la metodología tiene en cuenta las deformaciones post-elásticas de la estructura mediante el uso de métodos simplificados de análisis estático no lineal.

Este tipo de metodología basada en el desempeño para la evaluación y el diseño de rehabilitación representa un cambio fundamental para la profesión de ingeniería estructural. Este tipo de procedimiento analítico es más complejo que los procedimientos prescriptivos basados en la fuerza tradicionales, como los que se incorporan en los códigos de construcción para el diseño de edificios nuevos. Aunque el uso de procedimientos simplificados de análisis estático no lineal y su aplicación a la evaluación y el diseño de rehabilitación de edificios existentes ha crecido en los últimos 15 a 20 años, la aceptación generalizada de estos métodos por parte de la profesión solo se logrará mediante un considerable proceso de transferencia de información y aprendizaje. La aceptación total se logrará solo cuando se haya demostrado la capacidad de este método para identificar posibles deficiencias estructurales y producir diseños de rehabilitaciones económicos mejores que la práctica convencional.

2.1.2 Incertidumbre y confiabilidad

La incertidumbre es una condición asociada con prácticamente todos los aspectos de la ciencia y la ingeniería relacionadas con los sismos y de la evaluación y la rehabilitación de los edificios existentes.

Las principales fuentes de incertidumbre residen en la caracterización de los movimientos sísmicos del suelo, la determinación de las propiedades de los materiales y de las capacidades de los componentes estructurales y geotécnicos existentes, y la asignación de los límites de aceptación del comportamiento estructural. Estas incertidumbres, que en su mayor parte se derivan de la falta o la fiabilidad imperfecta de los datos de apoyo específicos disponibles, afectan a todos los métodos y procedimientos analíticos aplicados al desafío de la evaluación y la rehabilitación sísmica.

Mediante la consideración explícita del comportamiento posterior a la fluencia de los componentes estructurales individuales, la estimación de la degradación de la rigidez y la resistencia de los elementos y la representación de los efectos de la cimentación, la metodología proporciona una estimación o aproximación más realista, generalmente conservadora, de las deformaciones reales que se producirán en el edificio en respuesta al movimiento sísmico del suelo.

2.1.3 Procedimiento para la evaluación y el diseño de rehabilitación

La metodología se presenta en forma de un procedimiento paso a paso para la evaluación y la rehabilitación de edificios existentes. Sin embargo, el procedimiento reconoce que algunos pasos pueden no ser enfatizados o realizarse en un orden diferente según el caso.

Los componentes principales de la metodología utilizada en los distintos pasos del procedimiento de evaluación y rehabilitación incluyen:

- Definiciones de niveles de desempeño sísmico y criterios de demanda sísmica para establecer objetivos de desempeño sísmico.
- Orientación para la revisión de las condiciones existentes, la determinación preliminar de deficiencias, la formulación de una estrategia de rehabilitación y el establecimiento de un programa de garantía de calidad adecuado.
- Métodos o técnicas analíticas para investigaciones detalladas para evaluar la capacidad sísmica y el desempeño sísmico esperado de edificios existentes y para verificar el desempeño de las rehabilitaciones.
- Características de los materiales, reglas y supuestos para su uso en el modelado, asignación de capacidades y evaluación del desempeño aceptable.

2.1.4 Tipos de edificios

La metodología se centrará en dos tipos específicos de edificios antiguos de hormigón moldeado en el lugar que fueron diseñados y construidos:

- Edificios con pórticos de hormigón
- Edificios con pórticos de hormigón y muros de hormigón

2.1.4.1 Materiales y elementos

Se proporcionan reglas de modelado y límites de aceptación para una variedad de elementos y componentes de hormigón armado colado en el lugar que se encuentran en los dos tipos de edificios, incluidos los pórticos de vigas y columnas. Estas reglas, suposiciones y límites se incluyen para los elementos y componentes existentes que no cumplen con las normas, y para los elementos y componentes nuevos que cumplen con las normas y que se utilizan en las La evaluación sísmica y la modernización de los edificios de hormigón existentes plantean un gran desafío para los propietarios, arquitectos, ingenieros y funcionarios de la construcción de California. Los riesgos, medidos tanto en vidas como en dólares, son altos. Igualmente, alta es la inevitable incertidumbre de dónde, cuándo y qué tan grandes serán los futuros sismos. La complejidad inherente de los edificios de hormigón y de su comportamiento durante los sismos aumenta la incertidumbre. Los procedimientos tradicionales de diseño y análisis desarrollados principalmente para nuevas construcciones no son herramientas totalmente adecuadas para enfrentar este desafío.

2.2 Introducción

La evaluación sísmica y la rehabilitación de los edificios de hormigón existentes plantean un gran desafío para los propietarios, arquitectos, ingenieros y funcionarios de la construcción. Los riesgos, medidos tanto en vidas como en dólares, son altos. Igualmente, alta es la inevitable incertidumbre de dónde, cuándo y qué tan grandes serán los futuros sismos. La complejidad inherente de los edificios de hormigón y de su comportamiento durante los sismos aumenta la incertidumbre. Los procedimientos tradicionales de diseño y análisis desarrollados principalmente para nuevas construcciones no son herramientas totalmente adecuadas para enfrentar este desafío.

Es importante destacar que no existen soluciones sencillas y directas que produzcan de manera rentable un desempeño sísmico aceptable para todos los edificios.

Dentro de la metodología general que se describe a continuación, hay ramas y caminos que los ingenieros y los propietarios pueden seleccionar en función de las características de un edificio determinado, el desempeño deseado, las limitaciones de costos y otros factores específicos del proyecto.

2.2.1 Estableciendo los objetivos de desempeño

Las consecuencias de los sismos en los edificios se pueden clasificar en tres tipos de pérdidas:

Seguridad de vida: muertes y lesiones a los ocupantes y transeúntes del edificio

Pérdidas de capital: costos para reparar o reemplazar el edificio o su contenido

Pérdidas funcionales: pérdida de ingresos o aumento de los gastos relacionados con la incapacidad de una instalación para funcionar normalmente después de un sismo

2.2.2 Concepto de evaluación y modernización

La esencia de prácticamente todos los procedimientos de evaluación sísmica es una comparación entre alguna medida de la "demanda" que los sismos imponen a una estructura y una medida de la "capacidad" del edificio para resistirla. Los procedimientos de diseño tradicionales caracterizan la demanda y la capacidad como fuerzas. El cortante basal (fuerza horizontal total en el nivel más bajo del edificio) es el parámetro normal que se utiliza para este propósito.

El ingeniero calcula la demanda de cortante basal que generaría un sismo determinado, o la intensidad del movimiento del suelo, y la compara con la capacidad de cortante basal del edificio. La capacidad del edificio es una estimación de un cortante basal que sería "aceptable".

Si el edificio estuviera sujeto a una fuerza igual a su capacidad de cortante basal, podría producirse cierta deformación y fluencia en algunos elementos estructurales, pero el edificio no colapsaría ni alcanzaría un nivel general de daño indeseable.

Si la demanda generada por el sismo es menor que la capacidad, entonces el diseño se considera aceptable.

Los primeros procedimientos formales de diseño sísmico reconocen que las aceleraciones del sismo generarían fuerzas proporcionales al peso del edificio. Con el paso de los años, el conocimiento empírico sobre el comportamiento real de las estructuras reales en caso de sismos y la comprensión teórica de la dinámica estructural avanzaron. El procedimiento básico se modificó para reflejar el hecho de que la demanda generada por las aceleraciones del sismo también era una función de la rigidez de la estructura.

Los ingenieros también comenzaron a reconocer el comportamiento inherentemente mejor de algunos edificios en comparación con otros. En consecuencia, redujeron la demanda sísmica en función de las características del material y el sistema estructural básico. La motivación para reducir la demanda sísmica para el diseño surgió porque los ingenieros no podían racionalizar teóricamente cómo las estructuras resistían las fuerzas generadas por los sismos.

Esto fue en parte el resultado de su suposición fundamental de que las estructuras resistían cargas linealmente sin ceder ni deformarse estructuralmente de manera permanente.

Una medida importante (la capacidad de una estructura para resistir la demanda sísmica) es una propiedad conocida como ductilidad. La ductilidad es la capacidad de deformarse más allá de su límite de fluencia inicial sin fallar abruptamente. Esta propiedad es un componente crítico de la capacidad estructural.

En lugar de comparar fuerzas, los procedimientos estáticos no lineales utilizan desplazamientos para comparar la demanda sísmica con la capacidad de una estructura. Este enfoque incluye la consideración de la ductilidad de la estructura elemento por elemento. La capacidad inelástica de un edificio es entonces una medida de su capacidad para disipar la energía sísmica.

2.2.3 Caracterizar la capacidad sísmica

La metodología central recomendada se concentra en la formulación de la curva de capacidad inelástica para la estructura. Esta curva es un gráfico del movimiento horizontal de una estructura a medida que se la empuja hacia un lado. Inicialmente, el gráfico es una línea recta a medida que la estructura se mueve linealmente.

A medida que las partes de la estructura ceden, el gráfico comienza a curvarse a medida que la estructura se ablanda.

El ingeniero genera esta curva construyendo un modelo de toda la estructura a partir de representaciones no lineales de todos sus elementos y componentes. En la mayoría de los casos, esto se logra con una computadora y un software de análisis estructural.

El modelo resultante se somete entonces a incrementos crecientes de carga en un patrón determinado por sus propiedades dinámicas. Los desplazamientos correspondientes definen la curva de capacidad inelástica para el edificio. La generación de la curva de capacidad define la capacidad del edificio de forma única e independiente de cualquier demanda sísmica específica. En este sentido, reemplaza la capacidad de corte basal de los procedimientos tradicionales. En la figura 2.1 se muestran las Fuerzas sísmicas proporcionales a la masa del edificio $V_{des} = 5-10\% W$, teniendo presente que el diseño lineal utiliza "factores de seguridad" para tener en cuenta la incertidumbre en caso de sismos, la demanda y la capacidad de construcción.

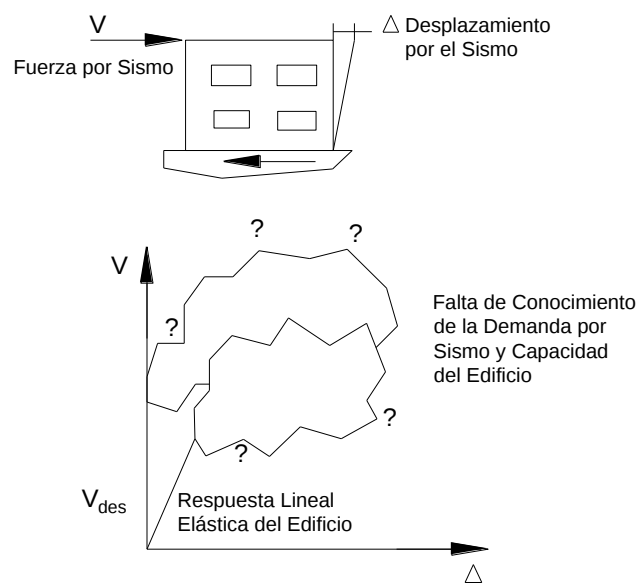


Figura 2. 1 Fuerzas sísmicas proporcionales a la masa del edificio

Fuente: (ATC 40, 1996)

En la figura 2.2 muestra las siguientes características:

R varía según la respuesta inelástica típica de los tipos estructurales

Reducción justificada por la ductilidad esperada $\Delta_{max} / \Delta_{yield}$

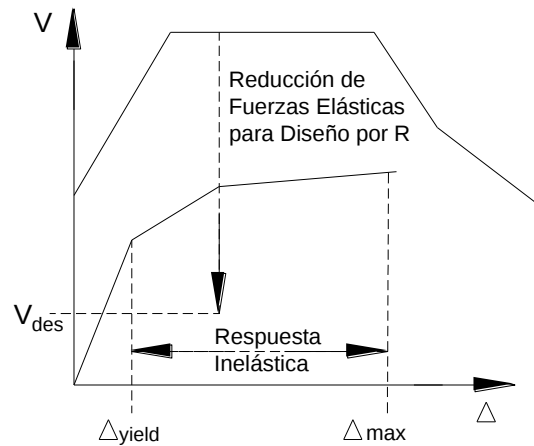


Figura 2. 2 Fuerzas sísmicas elásticas reducidas para diseño lineal

Fuente: (ATC 40, 1996)

La figura 2.3 muestra que la solución entre la demanda vs capacidad genera el punto de Desempeño

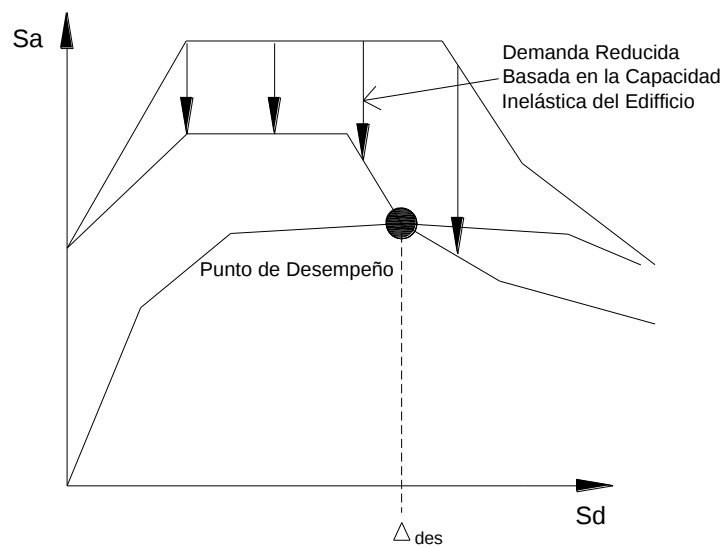


Figura 2. 3 Demanda sísmica inelástica basada en la capacidad inelástica del edificio

Fuente: (ATC 40, 1996)

Cuando un sismo desplaza lateralmente el edificio, su respuesta se representa mediante un punto en esta curva. Un punto en la curva define un estado de daño específico para el edificio, ya que la deformación de todos sus componentes puede relacionarse con el desplazamiento global de la estructura.

2.2.4 Determinar la demanda sísmica

La capacidad de un edificio en particular y la demanda que le impone un movimiento sísmico dado no son independientes. Una fuente de esta dependencia mutua es evidente en la propia curva de capacidad. A medida que aumenta la demanda, la estructura acaba cediendo y, a medida que disminuye su rigidez, su período se alarga.

La conversión de la curva de capacidad a ordenadas espectrales (ADRS) facilita la visualización de este concepto. Dado que las aceleraciones sísmicas dependen del período, la demanda también cambia a medida que la estructura cede. Otra fuente de dependencia mutua entre la capacidad y la demanda es el amortiguamiento efectivo.

A medida que un edificio cede en respuesta a la demanda sísmica, disipa energía con amortiguamiento histéretico. Los edificios que tienen bucles de histéresis grandes y estables durante la fluencia cíclica disipan más que los que tienen bucles “sesgados” causados por la degradación de la resistencia y la rigidez. Dado que la energía que se disipa no necesita almacenarse en la estructura, el amortiguamiento tiene el efecto de disminuir la demanda de desplazamiento.

El método del espectro de capacidad caracteriza la demanda sísmica inicialmente utilizando un espectro de respuesta elástica amortiguada al 5%. Este espectro se representa gráficamente en formato de ordenadas espectrales (ADRS) que muestra la aceleración espectral como una función del desplazamiento espectral.

Este formato permite que el espectro de demanda se "superponga" al espectro de capacidad del edificio. La intersección de los espectros de demanda y capacidad, si se encuentra en el rango lineal de la capacidad, define el desplazamiento real de la estructura; sin embargo, este no es normalmente el caso ya que la mayoría de los análisis incluyen algún comportamiento no lineal inelástico.

Para encontrar el punto en el que la demanda y la capacidad son iguales, se supone un punto en el espectro de capacidad como estimación inicial.

Utilizando la aceleración espectral y el desplazamiento desde este punto, se puede calcular los factores de reducción que se aplicarán al espectro elástico al 5% para tener en cuenta la disipación de energía histéretica asociada con el punto específico.

Estos factores de reducción tienen el efecto de reducir el espectro de demanda. Si el espectro de demanda reducido intersecta el espectro de capacidad en el punto inicial supuesto o cerca de él, entonces es la solución para el único "punto de desempeño" en el que la capacidad es igual a la demanda. Si la intersección no está razonablemente cerca del punto inicial, entonces se puede suponer un nuevo punto en algún punto intermedio y repetir el proceso hasta que se alcance una solución para el punto de desempeño.

2.2.5 Verificación del desempeño

Una vez que se estima el punto de desempeño para el sismo de demanda, se verifica el desempeño resultante del edificio utilizando los criterios de aceptabilidad. El desempeño se verifica en dos niveles. Primero, existen límites globales para el desplazamiento de la estructura para cada objetivo de desempeño. De manera similar, se verifica los elementos estructurales individuales contra los límites de aceptabilidad que dependen del objetivo de desempeño global.

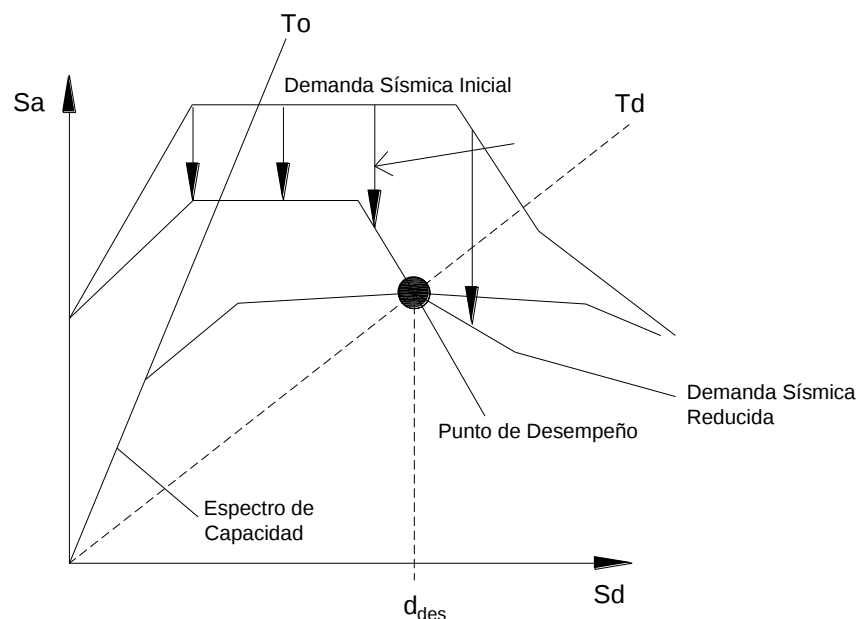


Figura 2. 4 Dependencia mutua entre la demanda-capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996)

La naturaleza de los límites de aceptabilidad del elemento varía según el elemento específico. La rotación inelástica es el parámetro de aceptabilidad para las vigas, por ejemplo. Los límites de rotación inelástica se recomiendan en función de las observaciones de pruebas y el desempeño en sismos pasados.

Los procedimientos estáticos no lineales, incluido el método del espectro de capacidad, pueden parecer tediosos y complicados en comparación con los procedimientos de diseño tradicionales. Sin embargo, tienen algunas ventajas claras.

En primer lugar, todo el proceso de generación de la curva de capacidad y el tratamiento directo de la interdependencia entre capacidad y demanda proporciona una comprensión mucho mejor del desempeño real del edificio específico.

El punto de desempeño en el que la capacidad sísmica es igual a la demanda caracteriza el desempeño como un estado de daño específico del edificio para una intensidad de sismo específico.

Aunque la precisión de esta estimación está limitada por incertidumbres inevitables, esta relación explícita entre el desempeño y el riesgo es superior a la intención implícita de los procedimientos de código actuales. Las deformaciones de los componentes, relacionadas directamente con el daño, son un parámetro mucho mejor que las fuerzas para la evaluación del desempeño. A diferencia de los métodos tradicionales basados en la fuerza, el estado del daño a partir de procedimientos estáticos no lineales caracteriza la deformación de los componentes del edificio para su comparación con los criterios de aceptabilidad en función del desempeño deseado. Con la tabulación de la aceptabilidad de las deformaciones de los elementos individuales, se puede identificar las deficiencias dentro de la estructura. Esto facilita una estrategia de rehabilitación dirigida que es a la vez eficaz y rentable.

Para cumplir con algunos o todos los objetivos de desempeño de un edificio, puede ser necesario realizar una rehabilitación para mejorar el desempeño. Si la estructura existente cumple con los objetivos de desempeño, puede que no sea necesario realizar una rehabilitación.

2.3 Objetivos de desempeño

2.3.1 Introducción

Un objetivo de desempeño especifica el desempeño sísmico deseado del edificio. El desempeño sísmico se describe designando el estado de daño máximo permitido (nivel de desempeño) para un peligro sísmico identificado (movimiento del suelo por sismo).

Un objetivo de desempeño puede incluir la consideración de estados de daño para varios niveles de movimiento del suelo y, en ese caso, se denomina objetivo de desempeño de nivel dual o múltiple.

Una vez que el propietario del edificio selecciona un objetivo de desempeño, se puede identificar la demanda sísmica que se utilizará en el análisis y los criterios de aceptabilidad que se utilizarán para la evaluación y el diseño de los sistemas estructurales y no estructurales del edificio.

Si bien se espera que la mayoría de los edificios rehabilitados cumplan o superen el nivel de desempeño asignado, cuando se exponen al movimiento del suelo implícito en el nivel de riesgo seleccionado, dicho desempeño no debe considerarse garantizado.

2.3.2 Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño describe una condición de daño límite que puede considerarse satisfactoria para un edificio determinado y un movimiento del suelo determinado. La condición límite se describe por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio creada por el daño y la capacidad de servicio del edificio después del sismo.

Los niveles de desempeño objetivo para sistemas estructurales y no estructurales se especifican de forma independiente. Los niveles de desempeño estructural reciben nombres y designaciones numéricas, mientras que los niveles de desempeño no estructural reciben nombres y designaciones de letras. Los niveles de desempeño de construcción son una combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

2.3.3 Movimiento sísmico del suelo

El movimiento sísmico del suelo se combina con un nivel de desempeño deseado para formar un objetivo de desempeño. El movimiento sísmico del suelo se puede expresar especificando un nivel de “sacudida” asociado con una probabilidad de ocurrencia dada (un enfoque probabilístico), o en términos de la “sacudida” máxima esperada de un evento único de una magnitud específica en una falla de origen específica (un enfoque determinista).

Para este fin, se utilizan espectros de respuesta o una serie equivalente de registros simulados de movimientos sísmicos.

Los tres niveles de movimiento del suelo en caso de sismo son:

Sismo de Servicio (SE): Movimiento del suelo con una probabilidad del 50% de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo de Diseño (DE): Movimiento del suelo con una probabilidad del 10% de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo Máximo (ME): Nivel máximo de movimiento del suelo esperado dentro del marco geológico conocido debido a un único evento específico, o movimiento del suelo con una probabilidad del 5% de ser excedido en un período de 50 años.

2.3.4 Asignación de objetivos de desempeño

El propietario del edificio (en el caso de un edificio privado) o la agencia del gobierno estatal o local que actúe como propietario (en el caso de un edificio público) asignará un objetivo de desempeño completo para cada edificio antes de la evaluación o la rehabilitación.

La definición de los objetivos y expectativas sísmicas para el proyecto de evaluación o rehabilitación puede ayudar al propietario y al equipo de diseño a llegar a un acuerdo sobre objetivos de desempeño que estén razonablemente en línea con los recursos disponibles.

2.3.5 Objetivo final de desempeño

El propietario puede revisar o refinar el objetivo inicial, en consulta con el profesional a cargo y el par revisor del propietario, en respuesta a consideraciones de costo, conservación histórica, vida útil restante del edificio u otras condiciones o limitaciones. El objetivo de desempeño final utilizado en la evaluación o el diseño de la rehabilitación debe indicarse en el informe de evaluación y en los planos de rehabilitación, respectivamente, junto con un reconocimiento de que el logro del objetivo no debe considerarse garantizado.

2.4 Determinación de deficiencias

Antes de realizar un análisis detallado, es necesario tener una idea general del desempeño esperado del edificio. La evaluación preliminar implica la adquisición de datos del edificio, la revisión del riesgo sísmico, la identificación de los atributos del edificio, un análisis limitado y la caracterización de las posibles deficiencias sísmicas.

Con datos suficientes de documentos, pruebas y visitas al sitio, se puede identificar un conjunto útil de posibles deficiencias sísmicas y utilizarlo para fundamentar decisiones de ingeniería o investigaciones más detalladas.

2.4.1 Sistemas de pórticos de hormigón

Los pórticos de hormigón son sistemas monolíticos de vigas horizontales y columnas verticales que proporcionan resistencia lateral mediante la flexión de los elementos horizontales y verticales del pórtico.

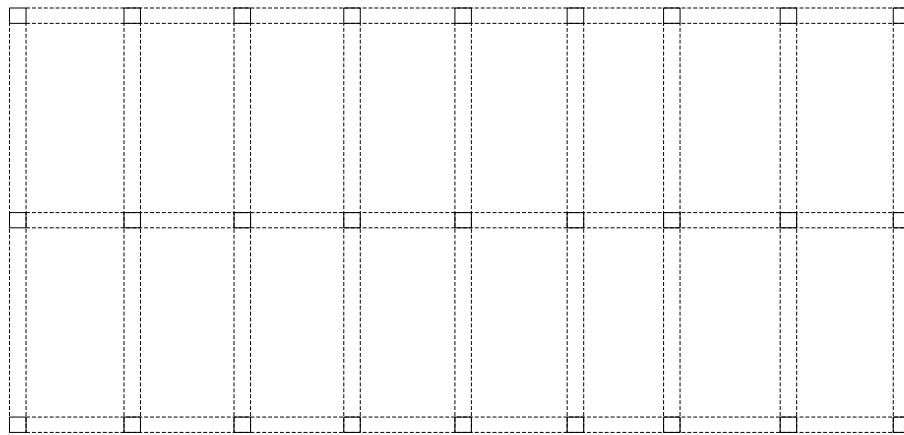


Figura 2. 5 Arreglo típico de un pórtico de hormigón

Fuente: Elaboración propia

Los edificios con pórticos de hormigón suelen incluir pórticos interiores de vigas y columnas y pórticos perimetrales de pilares. También se deben considerar otros sistemas de pórticos interiores, diseñados solo para cargas verticales, en la evaluación de la capacidad del edificio para resistir fuerzas laterales. Estos sistemas de pórticos interiores que soportan cargas de gravedad suelen incluir losas planas horizontales en una o dos direcciones o pórticos de viguetas en lugar de vigas.

Tabla 2. 1 Información necesaria para la evaluación sísmica preliminar cuando se encuentran disponibles los planos de construcción originales

Fuente: (ATC 40, 1996)

Descripción	Requerido		Observaciones
	Si	No	
Cálculos estructurales		X	Útil pero no esencial
Informe geotécnico de sismicidad del sitio		X	Se debe realizar un informe útil pero actualizado
Informe de la cimentación		X	Útil pero no esencial
Informes de evaluación sísmica anteriores		X	Útil pero no esencial
Estudio del estado del edificio	X		
Alteración y evaluación de la edificación	X		
Ensayo del refuerzo		X	
Verificación de ubicación de refuerzo		X	A menos que no haya suficiente información sobre los dibujos
Exploración no estructural		X	

Tabla 2. 2 Información requerida para evaluación sísmica preliminar cuando no se encuentran disponibles los planos de construcción originales

Fuente: (ATC 40, 1996)

Descripción	Requerido		Observaciones
	Si	No	
Cálculos estructurales		X	Podría minimizar el alcance del trabajo del sitio
Informe geotécnico de sismicidad del sitio		X	Podría minimizar el alcance del trabajo del sitio
Informe de la cimentación		X	Podría minimizar el alcance del trabajo del sitio
Informes de evaluación sísmica anteriores		X	Podría minimizar el alcance del trabajo del sitio
Estudio del estado del edificio	X		
Alteración y evaluación de la edificación	X		
Ensayo del refuerzo		X	
Verificación de ubicación de refuerzo		X	Podría ser útil
Exploración no estructural		X	

2.4.2 Identificación de posibles deficiencias

Las deficiencias potenciales son condiciones que pueden llevar a un desempeño inaceptable a nivel local o global. La identificación de deficiencias potenciales requiere solo análisis rápidos y limitados basados en la información disponible sobre el edificio. Estos análisis simplificados y conservadores tienen como objetivo encontrar deficiencias potenciales que requieren una evaluación detallada.

2.4.2.1 Definición del patrón de carga sísmica

Para identificar posibles deficiencias sísmicas, el primer paso es definir los componentes (incluidas las conexiones) que constituyen el patrón de carga sísmica. Un patrón de carga sísmica completa y adecuada es fundamental para un desempeño sísmico "aceptable". Todos los edificios existentes tienen un patrón de carga lateral de algún tipo. Las estructuras no diseñadas y los edificios más antiguos que no están diseñados para resistir cargas laterales pueden tener un patrón de carga lateral que depende en parte de la fricción o de componentes extremadamente débiles o frágiles. Cuando los componentes del patrón de carga sísmica están sujetos a fuerzas o deformaciones que producen daños inaceptables, existen deficiencias.

Para definir el patrón de la carga sísmica, primero localice los elementos de masa principales. En los edificios de hormigón, los diafragmas de piso y techo suelen representar la mayor parte de la masa, y el sistema de resistencia de carga lateral en sí representa gran parte del resto. A continuación, identifique los elementos resistentes al corte en cada piso que vinculan las masas entre sí, generalmente las paredes y el pórtico.

2.4.2.2 Análisis simplificado

Un análisis simplificado proporciona datos cuantitativos relativos para la evaluación preliminar. Los resultados del análisis simplificado también pueden brindar información útil para modelar elementos y componentes para un análisis detallado.

Dado que los análisis simplificados con propiedades elásticas lineales no tienen en cuenta las deformaciones inelásticas, la degradación de la resistencia o las redistribuciones de fuerza, las fuerzas de los componentes se entienden mejor en términos relativos.

Por ejemplo, cuando se prevé inelasticidad, los resultados de análisis simplificados pueden indicar qué componentes tienen las mayores demandas o es probable que se deformen primero, pero no pueden predecir de manera confiable las tensiones absolutas o las rotaciones plásticas.

2.4.2.3 Masa

Las fuerzas sísmicas son proporcionales a la masa inercial de la estructura. El análisis simplificado requiere estimaciones de masa en cada nivel de la estructura, considerando tanto los elementos estructurales como los arquitectónicos. La estimación debe incluir ciellorrasos, cubiertas de techos, revestimientos de pisos, revestimientos de paredes y otros elementos considerados partes permanentes del edificio.

En general, el análisis simplificado para identificar deficiencias potenciales requiere sólo fuerzas relativas. Sin embargo, el uso de la carga muerta más la carga viva probable para este análisis simplificado puede evitar cierta duplicación de esfuerzos. Además, las relaciones de demanda/capacidad para columnas y otros componentes sujetos a carga de flexión axial pueden requerir estimaciones razonablemente precisas de la carga de gravedad.

2.4.2.4 Demanda global

Dado que la evaluación preliminar tiene como objetivo identificar patrones amplios de comportamiento esperado, se pueden obtener resultados útiles con cualquier conjunto de fuerzas laterales que se aproxime a la respuesta modal del edificio.

Las exigencias y los coeficientes de respuesta (valores R) de FEMA 178 implican un Objetivo de Desempeño de Seguridad de Vida para un Sismo de Diseño Modificado. Si el objetivo de desempeño del edificio en cuestión implica un sismo diferente o un nivel de desempeño deseado diferente, los criterios de aceptación de FEMA 178 podrían no ser apropiados. Sin embargo, para la evaluación preliminar, el objetivo es una comprensión general de la respuesta esperada, por lo que los niveles de demanda absolutos y los criterios de aceptación cuantitativos no son importantes.

2.4.2.5 Definición de deficiencia

Para identificar posibles deficiencias, las acciones se comparan con las capacidades correspondientes como índices de demanda/capacidad (DCR). Las demandas de cálculos deben incluir los efectos de la gravedad. Las respuestas de evaluación deben revisarse y completarse a la luz de los DCR calculados: los DCR altos y las condiciones que generan fluencias falsas indican posibles deficiencias.

Las capacidades para los cálculos de DCR pueden establecerse con FEMA 178 y otras fuentes de referencia que brindan una estimación de la resistencia utilizable. Los "DCR altos" deben evaluarse considerando las demandas y capacidades utilizadas y el objetivo de desempeño real del edificio. Suponiendo que se cumplan las demandas y capacidades de FEMA 178 y un objetivo de desempeño consistente con el que se supone en FEMA 178, los DCR cercanos a 1.0 (o más) indican deficiencias potenciales.

2.4.2.6 Elementos inelásticos

Para la relación demanda/capacidad más alta en cada piso y en cada parte del patrón de carga (el DCR más alto localmente), determina si el comportamiento asociado está controlado por fuerza o por la deformación (consulte la figura 2.6). Las acciones controladas por fuerza producen con mayor frecuencia un desempeño sísmico inaceptable.

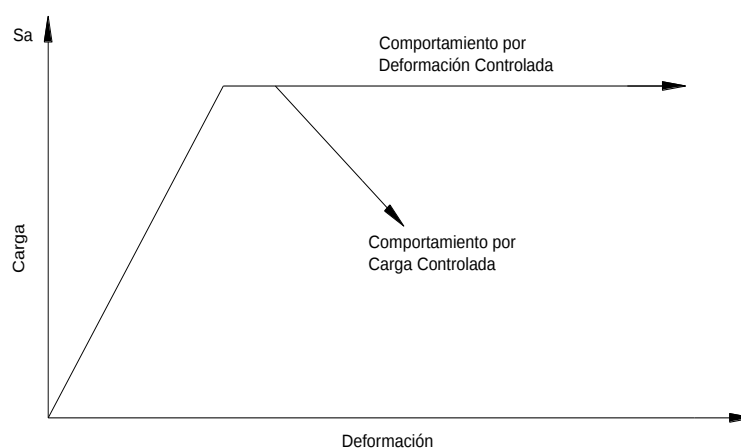


Figura 2. 6 Comparación entre comportamiento fuerza- deformación controlados

Fuente: (ATC 40, 1996)

Para valores de DCR altos a nivel local en acciones controladas por fuerza, como el cortante, son deficiencias críticas, y los valores de DCR más altos a nivel local en componentes controlados por deformación pueden ser deficiencias críticas. Los valores de DCR muy altos en componentes controlados por deformación probablemente reflejen deficiencias, ya que la fluencia temprana de estos elementos concentrará las deformaciones inelásticas en solo unos pocos elementos, en lugar de una distribución más deseable entre muchos elementos.

2.4.2.7 Escenario de respuesta

La respuesta inelástica global puede entenderse como la fluencia y degradación secuencial de los componentes individuales de la trayectoria de carga. La secuencia de fluencia puede aproximarse enumerando las relaciones demanda/capacidad de mayor a menor. Combinada con consideraciones de distribuciones de DCR horizontales y verticales, dicha lista sugiere un "escenario de respuesta", es decir, una representación conceptual del desempeño sísmico previsto de la estructura.

Debido a que las fuerzas en una estructura real se redistribuyen después de que algunos componentes se articulan o degradan, esta aproximación de la secuencia de articulación solo es razonable para las primeras rótulas, y solo si sus DCR son relativamente cercanos en valor.

Se debe tener en cuenta la distribución horizontal de las relaciones más altas de demanda/capacidad. Las relaciones DCR altas concentradas en un extremo o en una parte de la estructura indican una potencial falla local o pérdida de estabilidad torsional. Las relaciones altas que se encuentran dispersas sugieren que el inicio del comportamiento estructural post-elástico estará bien distribuido, un atributo beneficioso.

Se debe tener en cuenta la distribución vertical y la magnitud de las relaciones más altas de demanda/capacidad. Las relaciones altas en elementos verticales resistentes al cortante concentrados en un nivel particular indican un potencial piso débil. Como se señaló anteriormente, esta deficiencia es común en los edificios de pórticos y muros de hormigón.

2.4.2.7 Desempeño aceptable

Sólo en circunstancias muy excepcionales se puede asegurar de forma fiable un desempeño aceptable sin un análisis detallado. Por ello, no existen criterios generales para llegar a esta conclusión, aunque es evidente que un desempeño aceptable basado en una evaluación preliminar exigiría sin duda unas relaciones demanda/capacidades muy bajas (teniendo en cuenta el objetivo de desempeño real), respuestas "verdaderas" a todas o la mayoría de las afirmaciones de la evaluación y escenarios fiables de respuesta del edificio.

2.5 Estrategias de rehabilitación

2.5.1 General

Para la mayoría de los edificios y objetivos de desempeño, una serie de estrategias y sistemas alternativos pueden dar como resultado soluciones de diseño aceptables. Antes de adoptar una estrategia en particular, se debe evaluar una serie de alternativas para determinar su viabilidad y aplicabilidad y, junto con el propietario, se debe seleccionar la estrategia o combinación de estrategias que parezca proporcionar la solución general más favorable.

No es posible hacer esto hasta que se hayan identificado los objetivos de desempeño del propietario para el edificio y se haya realizado una evaluación del edificio. Esta evaluación determinará si el edificio es capaz, en su configuración actual, de proporcionar este desempeño y, en caso contrario, el alcance de las deficiencias existentes.

Tradicionalmente, los profesionales que realizan evaluaciones sísmicas y diseños de rehabilitación emplean un enfoque basado en códigos. El proceso se inicia evaluando la idoneidad del edificio para resistir fuerzas laterales con un "corte basal" específico, que generalmente se considera que está en el rango del 75 al 100 por ciento del corte basal especificado por el código de construcción para el diseño de nuevas estructuras. Las deficiencias típicas identificadas en dicha evaluación serían que ciertos elementos del sistema de resistencia a fuerzas laterales del edificio están significativamente "sobre esforzados" o que las derivas laterales son excesivas.

Con base en estos resultados, se diseñarán nuevos elementos complementarios de resistencia a las fuerzas laterales, como muros de corte o pórticos arriostrados, para eliminar las condiciones de sobreesfuerzo calculadas y reducir las derivas laterales a niveles aceptables. En algunos casos extremos, se diseñarán los nuevos elementos para proporcionar toda la resistencia a las fuerzas laterales de la estructura, eliminando así su necesidad, o la del edificio, de depender del comportamiento de los elementos existentes.

Este enfoque tradicional es sencillo y fácil de aplicar. Sin embargo, con frecuencia conduce a soluciones de diseño que no son óptimas debido a consideraciones de costo, efecto en la apariencia del edificio y otros factores pertinentes.

Además, en muchos casos, este enfoque tradicional no conducirá a una solución de diseño técnicamente aceptable.

Las disposiciones del código de construcción para nuevas construcciones tienen requisitos estrechamente relacionados tanto para la resistencia lateral como para los detalles.

Por lo general, es imposible rehabilitar un edificio existente para cumplir con los requisitos de detalles de los códigos de construcción actuales. No se puede esperar que las rehabilitaciones que abordan solo los requisitos de resistencia del código sin abordar también los requisitos de detalles brinden el mismo desempeño que el previsto para los edificios nuevos.

Finalmente, está la cuestión del desempeño en sí. Los objetivos de desempeño inherentes a las disposiciones del código de construcción para las nuevas construcciones se basan en un criterio de consenso sobre un equilibrio adecuado entre los costos iniciales de construcción, la seguridad de los ocupantes y los costos de vida útil. Este mismo equilibrio puede no ser apropiado para muchos edificios existentes, lo que sugiere que se deberían seleccionar otros objetivos de desempeño como base para el diseño. Lamentablemente, las disposiciones del código de construcción actualmente no proporcionan un medio para diseñar objetivos de desempeño alternativos.

La metodología indicada para la evaluación de estas diversas estrategias con el fin de determinar su aplicabilidad también es algo compleja en comparación con los enfoques tradicionales basados en códigos de evaluación estructural. En el caso de estructuras simples, con deficiencias que pueden mitigarse de manera simple y económica con la introducción de resistencia y rigidez adicionales al sistema resistente a fuerzas laterales, no se justifica ni es necesaria una evaluación detallada de muchas estrategias alternativas.

Sin embargo, para estructuras grandes o para edificios con sistemas estructurales complejos, el esfuerzo adicional que implica la evaluación de estrategias de rehabilitación alternativas, puede resultar en reducciones significativas en el costo de rehabilitación y conducir a soluciones de diseño que sean más apropiadas que las que se obtendrían de otra manera.

Una vez seleccionada la estrategia de rehabilitación, es necesario seleccionar un sistema de rehabilitación específico y realizar un diseño preliminar. El sistema de rehabilitación y el diseño preliminar se seleccionan en el contexto de la estrategia seleccionada. Por lo general, los mismos factores considerados en la selección de la estrategia también deben tenerse en cuenta durante la selección del sistema y el diseño preliminar.

2.5.2 Estrategias generales

Una estrategia de rehabilitación es un enfoque básico adoptado para mejorar el probable desempeño sísmico del edificio o reducir de otra manera el riesgo existente a un nivel aceptable. Se pueden emplear tanto estrategias técnicas como estrategias de gestión para lograr una reducción del riesgo sísmico. Las estrategias técnicas incluyen enfoques tales como aumentar la resistencia del edificio, corregir deficiencias críticas, alterar la rigidez y reducir la demanda.

A veces se confunden los términos sistemas y estrategias. Las estrategias se relacionan con la modificación o el control de los parámetros básicos que afectan el comportamiento sísmico del edificio. Estos incluyen la rigidez, resistencia, capacidad de deformación y la capacidad de disipar energía, así como la fuerza y el carácter del movimiento del suelo transmitido al edificio y la exposición de los ocupantes y el contenido dentro del edificio.

Las estrategias de reducción del riesgo sísmico incluyen enfoques como el aumento de la resistencia, aumento de la rigidez, aumento de la deformabilidad, aumento del amortiguamiento, la reducción de la exposición de los ocupantes y la modificación del carácter del movimiento del suelo transmitido al edificio. Las estrategias también pueden incluir combinaciones de estos enfoques. Los sistemas de rehabilitación son métodos específicos utilizados para implementar la estrategia, como, por ejemplo, la adición de muros de corte o pórticos arriostrados para aumentar la rigidez y la resistencia, el uso de chaquetas de confinamiento para mejorar la deformabilidad.

2.5.3 Estrategias técnicas

A medida que un edificio responde al movimiento del suelo durante un sismo, experimenta desplazamientos laterales y, a su vez, deformaciones de sus elementos individuales. En niveles bajos de respuesta, las deformaciones de los elementos estarán dentro de su rango elástico (lineal) y no se producirán daños.

En niveles más altos de respuesta, las deformaciones de los elementos superarán sus capacidades elásticas lineales y el edificio experimentará daños.

Para proporcionar un desempeño sísmico confiable, un edificio debe tener un sistema completo de resistencia a las fuerzas laterales, capaz de limitar los desplazamientos laterales inducidos por sismos a niveles en los que el daño sufrido por los elementos del edificio esté dentro de los niveles aceptables para el objetivo de desempeño previsto.

Los factores básicos que afectan la capacidad del sistema resistente a las fuerzas laterales para hacer esto incluyen la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la configuración del edificio, la capacidad de deformación de sus elementos y la fuerza y la característica del movimiento del suelo que debe resistir.

Las estrategias técnicas descritas permiten mejorar el desempeño sísmico al actuar directamente sobre estos factores básicos de respuesta, ya sea de manera individual o en conjunto. Los enfoques tradicionales para la rehabilitación sísmica (la adición de pórticos arriostrados y muros de corte) actúan sobre la rigidez y la resistencia del edificio. Los sistemas de disipación de energía actúan sobre la capacidad de amortiguamiento de la estructura. El aislamiento de base actúa sobre el carácter y la fuerza del movimiento del suelo transmitido a la estructura.

El espectro de capacidad se deriva de un análisis estático incremental no lineal aproximado para la estructura. En el proceso de realizar este análisis estático no lineal incremental, se desarrolla una curva de capacidad para el edificio. Esta curva de capacidad es simplemente un gráfico de la demanda del cortante sísmico lateral total, "V", sobre la estructura, en varios incrementos de carga, contra la deflexión lateral del edificio a nivel del techo, bajo esa fuerza lateral aplicada.

Si un edificio tuviera una capacidad elástica lineal infinita, esta curva de capacidad sería una línea recta con una pendiente igual a la rigidez global de la estructura. Dado que los edificios reales no tienen capacidades elásticas lineales infinitas, la curva de capacidad generalmente consta de una serie de segmentos de línea recta con pendiente decreciente, que representan la degradación progresiva de la rigidez estructural que ocurre a medida que el edificio se somete a un mayor desplazamiento lateral, fluencia y daño.

La pendiente de una línea recta trazada desde el origen del gráfico de esta curva hasta un punto de la curva en cualquier desplazamiento lateral, "d", representa la rigidez secante o "efectiva" de la estructura cuando se empuja lateralmente hasta ese desplazamiento. Una curva de capacidad típica se muestra en la figura 2.7.

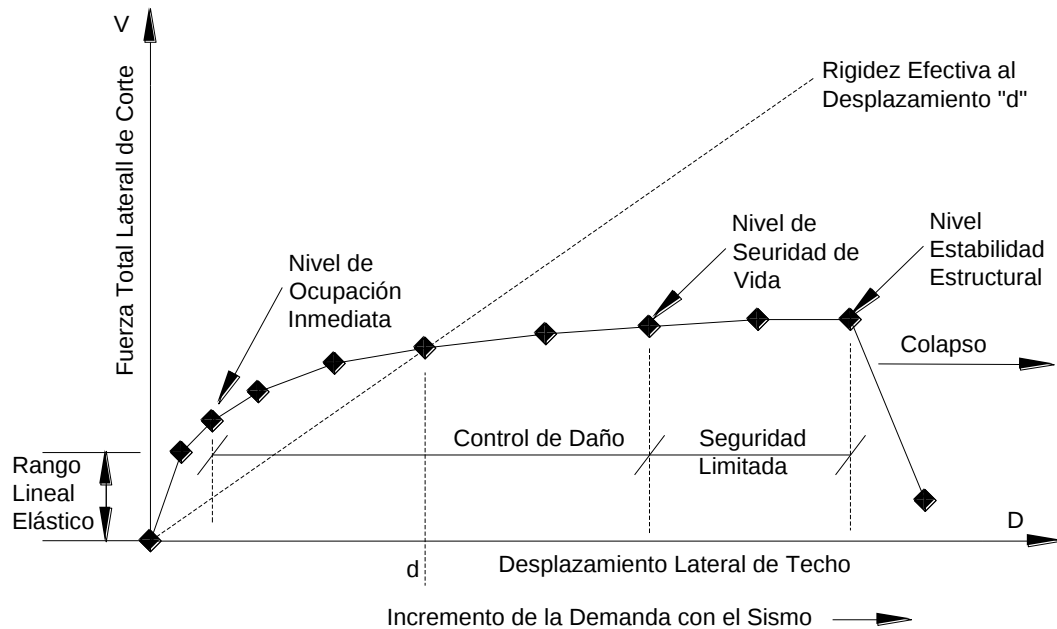


Figura 2. 7 Curva de capacidad típica

Fuente: (ATC 40, 1996)

En la figura 2.7, los puntos discretos indicados por el símbolo ♦ representan la ocurrencia de eventos importantes en la historia de respuesta lateral de la estructura. Tal evento puede ser el inicio de la fluencia en un elemento estructural particular o un tipo particular de daño, como el desprendimiento del recubrimiento del hormigón en una columna o la falla por corte de un elemento de entrepiso. Cada punto se determina mediante una secuencia de análisis diferente, luego, al evaluar los efectos acumulativos del daño sostenido en cada uno de los eventos individuales, y el comportamiento general de la estructura ante desplazamientos laterales crecientes, es posible determinar e indicar en la curva de capacidad aquellos desplazamientos laterales estructurales totales que representan límites en los diversos niveles de desempeño estructural, como se ha hecho en la figura 2.7.

El proceso de definir los puntos de deformación lateral en la curva de capacidad en los que se puede decir que se han producido niveles específicos de desempeño estructural requiere el ejercicio de un considerable juicio por parte del especialista.

Los criterios de aceptación generalmente consisten en valores límite de los parámetros de deformación de los elementos, como la rotación plástica de una viga o el ángulo de corte de un muro.

Estos valores límite se han seleccionado como estimaciones aproximadas razonables de las deformaciones promedio en las que se puede esperar que se produzcan ciertos tipos de comportamiento de los elementos, como el agrietamiento, la fluencia, el desprendimiento o el aplastamiento. A medida que se realizan los análisis no lineales estáticos incrementales, se debe controlar las deformaciones acumuladas de todos los elementos estructurales importantes y evaluarlas en relación con los criterios de aceptación.

El punto de la curva de capacidad en el que el primer elemento excede el parámetro de deformación permisible para un nivel de desempeño estructural no representa necesariamente el punto en el que la estructura en su conjunto alcanza ese nivel de desempeño estructural. La mayoría de las estructuras contienen muchos elementos y tienen una redundancia considerable, en consecuencia, la aparición de un daño inaceptable en un pequeño porcentaje de estos elementos puede no representar una condición inaceptable con respecto al desempeño general del edificio.

Al determinar los puntos a lo largo de la curva de capacidad para una estructura en los que se puede decir que se alcanzan los diversos niveles de desempeño estructural, se debe considerar el desempeño del edificio en su conjunto y considerar la importancia del daño previsto para los diversos elementos en el comportamiento general del edificio.

Esta metodología incorpora el concepto de elementos "primarios" y "secundarios". Los elementos primarios son aquellos que se requieren como parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales de la estructura, todos los demás elementos se designan como elementos secundarios. Para un nivel de desempeño determinado, generalmente se permite que los elementos secundarios sufran más daños que los elementos primarios, ya que la degradación de los elementos secundarios no tiene un efecto significativo en la capacidad de resistencia a las cargas laterales del edificio.

Si en el desarrollo de la curva de capacidad se determina que algunos elementos no cumplen con los criterios de aceptación para un nivel de desempeño determinado en un incremento de la carga lateral y el desplazamiento, el especialista tiene la capacidad de designar estos elementos "no conformes" como secundarios, lo que permite el uso de criterios de aceptación más liberales para estos pocos elementos. Se debe tener cuidado de no designar una cantidad excesiva de elementos que sean eficaces para resistir las fuerzas laterales como secundarios.

La curva del espectro de capacidad de la estructura se obtiene transformando la curva de capacidad de coordenadas de fuerza lateral (V) vs desplazamiento lateral (d) a coordenadas de aceleración espectral (S_a) vs desplazamiento espectral (S_d) utilizando los vectores de forma modales, factores de participación y masas modales obtenidos de un análisis modal de la estructura.

Cuando la curva de capacidad se traza en coordenadas S_a vs S_d las líneas radiales dibujadas desde el origen del gráfico a través de la curva en varios desplazamientos espectrales tienen una pendiente $(\omega)^2$, donde (ω) es la frecuencia radial de la respuesta efectiva (o secante) del primer modo de la estructura si es empujada por un sismo a ese desplazamiento espectral.

Utilizando la relación $(T=2\pi/\omega)$, es posible calcular, para cada una de estas líneas radiales, el período efectivo de la estructura si se la empuja hasta desplazamientos espectrales dados.

2.5.3.1 Conversión espectro ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra)

La aplicación de la técnica de espectro de capacidad requiere que tanto los espectros de respuesta de demanda como las curvas de capacidad estructural (o pushover) se tracen en el dominio de aceleración espectral frente a desplazamiento espectral. Los espectros trazados en este formato se conocen como espectros de respuesta de aceleración desplazamiento (ADRS, por sus siglas en inglés) en honor a Mahaney et al., 1993.

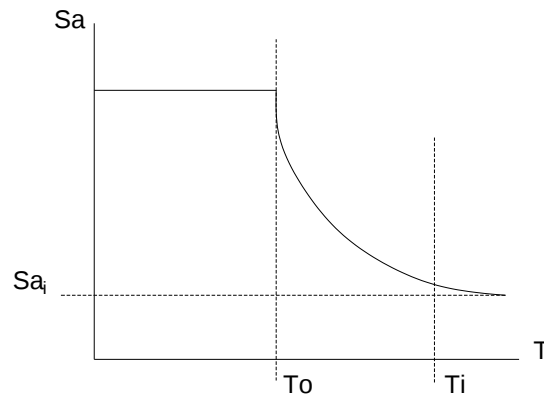


Figura 2. 8 Formato estándar Sa-T

Fuente: (ATC 40, 1996)

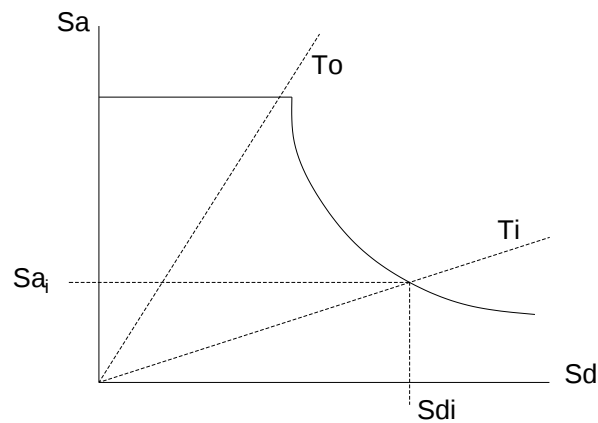


Figura 2. 9 Formato ADRS (Sa-Sd)

Fuente: (ATC 40, 1996)

Cada punto en una curva de espectro de respuesta tiene asociado una aceleración espectral única S_a , velocidad espectral S_v , desplazamiento espectral S_d y período T . Para convertir un espectro de formato estándar S_a vs T que se encuentra en el código de construcción al formato ADRS, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva, S_{ai} - T_i .

Esto se puede hacer con la ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (2.1)$$

Los espectros de respuesta de demanda estándar contienen un rango de aceleración espectral constante y un segundo rango de velocidad espectral constante. La aceleración espectral y el desplazamiento en el período T_i se dan por:

$$S_{ai} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (2.2)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (2.3)$$

Para desarrollar el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad (o pushover), es necesario realizar una conversión punto por punto a coordenadas espectrales del primer modo.

Cualquier punto (V_i, Δ_{roof}) en la curva de capacidad se convierte al punto correspondiente (S_{ai}, S_{di}) en el espectro de capacidad utilizando las ecuaciones:

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W \alpha_1} \quad (2.4)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{1,roof}} \quad (2.5)$$

donde α_1 y PF_1 son respectivamente el coeficiente de masa modal y los factores de participación para el primer modo natural de la estructura y $(\phi_{1,roof})$ es la amplitud del nivel del techo del primer modo.

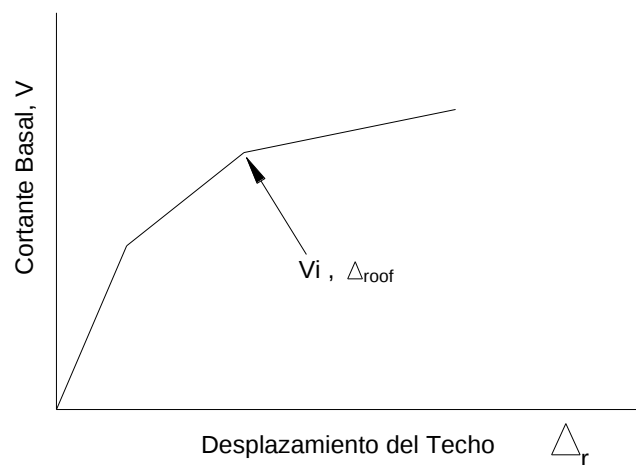


Figura 2. 10 Curva de capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996)

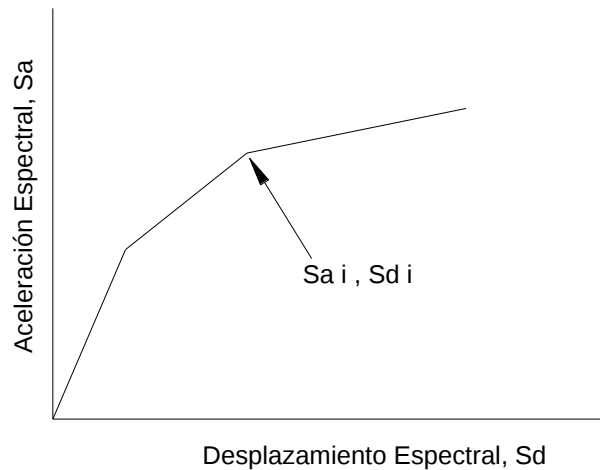


Figura 2. 11 Espectro de capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996)

La capacidad de un edificio en particular y la demanda que le impone un movimiento sísmico determinado no son independientes. Una fuente de esta dependencia mutua es evidente en la propia curva de capacidad. A medida que aumenta la demanda, la estructura acaba cediendo y, a medida que disminuye su rigidez, su período se alarga. La conversión de la curva de capacidad a ordenadas espectrales (ADRS) hace que este concepto sea más fácil de visualizar.

Dado que las aceleraciones sísmicas dependen del período, la demanda también cambia a medida que la estructura cede. Otra fuente de dependencia mutua entre la capacidad y la demanda es el amortiguamiento efectivo. A medida que un edificio cede en respuesta a la demanda sísmica, disipa energía con amortiguamiento histerético.

Los edificios que tienen bucles de histéresis grandes y estables durante la fluencia cíclica disipan más energía que aquellos que tienen bucles comprimidos debido a la degradación de la resistencia y rigidez. Dado que la energía que se disipa no necesita almacenarse en la estructura, el amortiguamiento efectivo disminuye la demanda de desplazamiento.

El método del espectro de capacidad caracteriza inicialmente la demanda sísmica utilizando un espectro de respuesta elástica. Este espectro se representa gráficamente en formato de ordenadas espectrales (ADRS) que muestra la aceleración espectral en función del desplazamiento espectral. Este formato permite que el espectro de demanda se "superponga" al espectro de capacidad del edificio.

La intersección de los espectros de demanda y capacidad, si se encuentra en el rango lineal de la capacidad, definiría el desplazamiento real de la estructura; sin embargo, este no es normalmente el caso, ya que la mayoría de los análisis incluyen algún comportamiento no lineal inelástico. Para encontrar el punto donde la demanda y la capacidad son iguales, se selecciona un punto en el espectro de capacidad como una estimación inicial.

Usando la aceleración espectral y el desplazamiento definidos por este punto, se puede calcular los factores de reducción para aplicar al espectro elástico del 5 % para tener en cuenta la disipación de energía histerética, o amortiguamiento efectivo, asociado con el punto específico.

Si el espectro de demanda reducido interseca el espectro de capacidad en o cerca del punto inicial supuesto, entonces es la solución para el único punto donde la capacidad es igual a la demanda.

Si la intersección no está razonablemente cerca del punto inicial, entonces se puede suponer un nuevo punto intermedio y repetir el proceso hasta llegar a una solución. Este es el punto de desempeño en el que la capacidad de la estructura coincide con la demanda para el sismo especificado.

Una vez que se ha determinado el punto de desempeño, la aceptabilidad de un diseño de rehabilitación para cumplir con los objetivos de desempeño del proyecto se puede juzgar evaluando dónde se ubica el punto de desempeño en la curva de capacidad.

La metodología descrita para determinar el punto de desempeño es un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de un edificio a un movimiento de suelo dado. No debe considerarse una solución exacta con respecto a las estimaciones de la respuesta de desplazamiento que predice.

Para un historial de tiempo de movimiento de suelo dado, un análisis no lineal dinámico de la estructura puede dar como resultado predicciones algo diferentes del desplazamiento estructural máximo que este método. Sin embargo, tales análisis no lineales dinámicos darán como resultado diferentes predicciones de desplazamiento incluso para múltiples historiales de tiempo envueltos por el mismo espectro de respuesta, pero con diferentes registros.

Estudios recientes indican que, para estructuras dominadas por la respuesta del primer modo, la metodología del espectro de capacidad descrita proporciona una buena estimación promedio de los desplazamientos predichos por múltiples análisis de historial de tiempo utilizando diferentes registros con el mismo espectro envolvente. El método puede no ser tan efectivo para estructuras con una participación modal significativamente mayor en su respuesta sísmica.

2.5.4 Sistemas de disipación de energía

Los sistemas de disipación de energía aumentan directamente la capacidad de la estructura para amortiguar la respuesta sísmica de una manera benigna, ya sea mediante amortiguamiento viscoso o histerético.

Este enfoque requiere la instalación de unidades de disipación de energía EDU (Energy Dissipation Units) dentro del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

Las EDU disipan energía y, en el proceso, reducen las demandas de desplazamiento en la estructura. La instalación de EDU a menudo requiere la instalación de pórticos arriostrados verticales que sirvan como plataforma de montaje para las unidades y, por lo tanto, generalmente da como resultado un aumento simultáneo en la rigidez del sistema.

Los sistemas de disipación de energía generalmente tienen un costo mayor que los sistemas convencionales para rigidizar y reforzar un edificio, pero tienen el potencial de proporcionar un desempeño mejorado.

La figura 2.12 ilustra el efecto de la disipación de energía en las curvas de capacidad y demanda para una estructura rehabilitada.

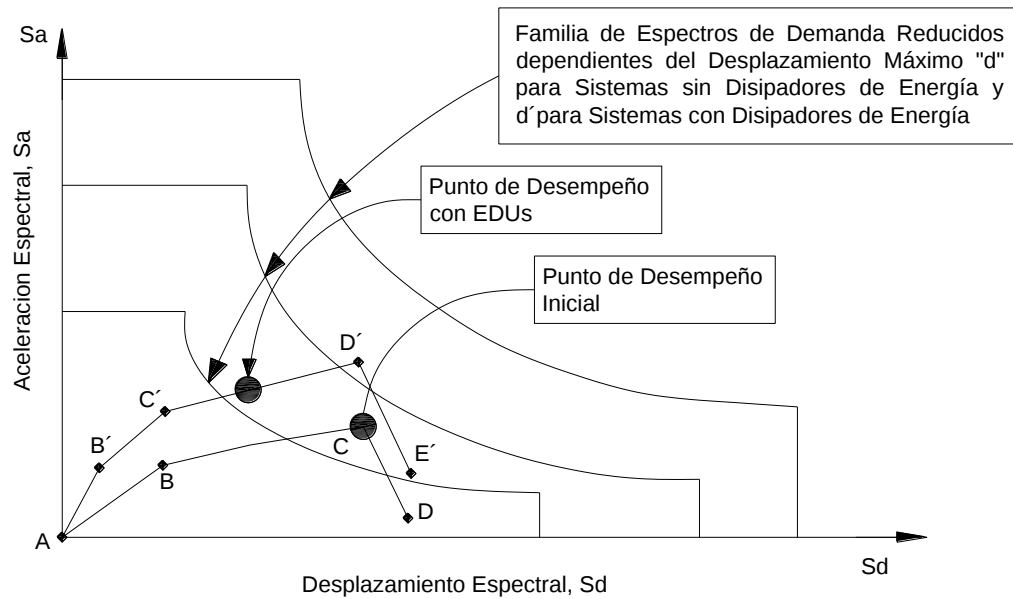


Figura 2. 12 Efecto del amortiguamiento mejorado en el desempeño del edificio

Fuente: (ATC 40, 1996)

La curva A-B-C-D es el espectro de capacidad para la estructura sin unidades de disipación de energía. Un punto de desempeño ocurre para esta estructura no rehabilitada en un desplazamiento espectral de aproximadamente 5 pulgadas, lo que da como resultado un nivel de desempeño estructural de estabilidad estructural. La curva A-B' -C' -D'-E' es el espectro de capacidad para la estructura después de la instalación de las unidades de disipación de energía.

Sin embargo, el efecto más importante se produce en los espectros de demanda. La eficiencia de las EDU para disipar energía da como resultado un amortiguamiento efectivo mucho mayor en cualquier desplazamiento.

2.5.5 Reducción de masa

El desempeño de algunos edificios se puede mejorar considerablemente reduciendo la masa del edificio. Esto reduce el período natural del edificio, la cantidad de fuerza inercial que se desarrolla durante su respuesta y la demanda total de desplazamiento sobre la estructura. La masa se puede reducir eliminando elementos no estructurales pesados, como revestimientos, tanques de agua y almacenamiento. En casos extremos, la reducción de masa se puede lograr eliminando uno o más pisos del edificio.

Aunque la reducción de masa puede ser un método muy eficaz para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio, también es una técnica relativamente radical y, en consecuencia, rara vez se aplica. En la mayoría de los casos, las reducciones de masa del edificio que se pueden lograr mediante la eliminación de contenidos son bastante limitadas en comparación con el peso total de la estructura. La eliminación de pisos del edificio puede dar lugar a reducciones de peso más significativas, pero tiene efectos perjudiciales obvios en relación con la cantidad de espacio disponible en el piso.

2.6 Procedimiento de análisis estático no lineal

Existen varios métodos de análisis, tanto elásticos (lineales) como inelásticos (no lineales), para el análisis de edificios de hormigón existentes. Los métodos de análisis elástico disponibles incluyen procedimientos de fuerza lateral estática, procedimientos de fuerza lateral dinámica y procedimientos elásticos con relaciones demanda /capacidad.

El método de análisis inelástico más básico es el análisis no lineal tiempo-historia, que en la actualidad se considera demasiado complejo y poco práctico para el uso general.

Los métodos de análisis no lineal simplificados disponibles, denominados procedimientos de análisis estático no lineal, incluyen el método del espectro de capacidad CSM (Capacity Spectrum Method), que utiliza la intersección de la curva de capacidad (pushover) y un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo; el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-273/ATC 1996a) que utiliza el análisis pushover y una versión modificada de la aproximación de desplazamiento igual para estimar el desplazamiento máximo.

Aunque un análisis elástico proporciona una buena indicación de la capacidad elástica de las estructuras e indica dónde se producirá la primera fluencia, no puede predecir los mecanismos de falla ni dar cuenta de la redistribución de fuerzas durante la fluencia progresiva. Los procedimientos de análisis inelástico ayudan a demostrar cómo funcionan realmente los edificios al identificar los modos de falla y el potencial de colapso progresivo. El uso de procedimientos inelásticos para el diseño y la evaluación es un intento de ayudar a los profesionales a comprender mejor cómo se comportarán las estructuras cuando se sometan a grandes sismos, en los que se supone que se superará la capacidad elástica de la estructura.

2.6.1 Métodos para desarrollar análisis no lineal simplificado

Dos elementos clave de un procedimiento de diseño basado en el desempeño son la demanda y la capacidad. La demanda es una representación del movimiento del suelo durante un sismo. La capacidad es una representación de la capacidad de la estructura para resistir la demanda sísmica.

El desempeño depende de la capacidad que tenga la estructura para soportar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del sismo de tal manera que el desempeño de la estructura sea compatible con los objetivos del diseño.

Capacidad: La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y de la capacidad de deformación de los componentes individuales de la misma. Para determinar las capacidades más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, como el procedimiento pushover.

Este procedimiento utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad de fuerza-desplazamiento de la estructura general. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la resistencia reducida de los componentes que ceden. Se aplica nuevamente una distribución de fuerza lateral hasta que los componentes adicionales ceden. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcanza un límite predeterminado. La curva de capacidad pushover aproxima el comportamiento de las estructuras después de exceder su límite elástico.

Demanda (desplazamiento): Los movimientos del suelo durante un sismo producen patrones complejos de desplazamiento horizontal en las estructuras que pueden variar con el tiempo. El seguimiento de este movimiento en cada paso de tiempo para determinar los requisitos de diseño estructural se considera poco práctico. Para una estructura y un movimiento del suelo determinados, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del suelo.

Desempeño: Una vez que se definen una curva de capacidad y un desplazamiento de demanda, se puede realizar una verificación del desempeño. Una verificación del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y los desplazamientos implícitos en la demanda de desplazamiento.

2.6.2 Procedimientos paso a paso para determinar la capacidad

La capacidad de la estructura se representa mediante una curva pushover. La forma más conveniente de trazar la curva de fuerza-desplazamiento es siguiendo el cortante de base y el desplazamiento del techo.

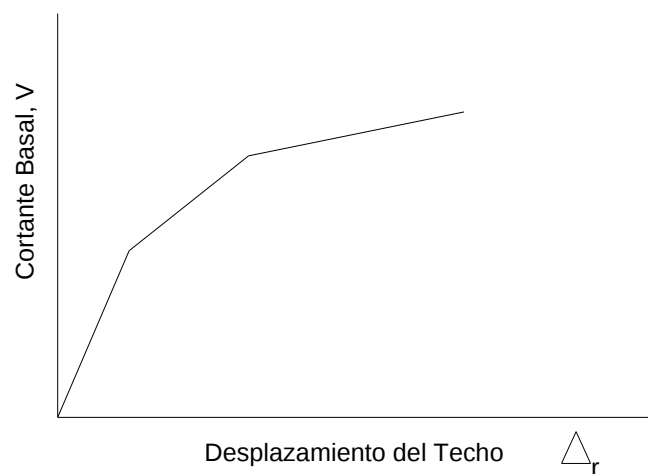


Figura 2. 13 Curva Pushover

Fuente: (ATC 40, 1996)

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura basándose en el supuesto de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto es generalmente válido para edificios con períodos fundamentales de vibración de hasta aproximadamente 1 segundo. Para edificios más flexibles con un período fundamental mayor a 1 segundo, se debe considerar abordar efectos de modos más elevados en el análisis.

Pasos:

Paso 1: Crear un modelo de la estructura siguiendo las reglas de modelado.

Paso 2: Clasificar cada elemento del modelo como primario o secundario.

Paso 3: Aplicar fuerzas laterales del piso a la estructura en proporción al producto de la masa y la forma del modo fundamental, este análisis también debe incluir cargas de gravedad.

El método del pushover, es el proceso de “empujar” horizontalmente la estructura, con un patrón de carga prescrito, de manera incremental, hasta que la estructura alcanza un estado límite.

Aplicar una única fuerza horizontal concentrada en la parte superior de la estructura.

Aplicar fuerzas laterales a cada piso en proporción al procedimiento del código estándar sin la F_t concentrada, en la parte superior, es decir:

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} V \quad (2.6)$$

Aplicar fuerzas laterales en proporción al producto de las masas del piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura, es decir:

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} V \quad (2.7)$$

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura basándose en el supuesto de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto es generalmente válido para edificios con períodos fundamentales de vibración de hasta aproximadamente 1 segundo.

Igual que el numeral 3 hasta la primera fluencia. Para cada incremento más allá de la fluencia, ajuste las fuerzas para que sean consistentes con la forma deflectada cambiante.

Similar a los numerales 3 y 4 anteriores, pero incluye los efectos de los modos de vibración superiores para determinar la fluencia en elementos estructurales individuales mientras se traza la curva de capacidad para el edificio en términos de fuerzas laterales y desplazamientos en el primer modo.

Los efectos de los modos altos se pueden determinar haciendo análisis pushover para modos superiores (es decir, las cargas se pueden aplicar progresivamente en proporción a una forma modal distinta a la forma modal fundamental para determinar su comportamiento inelástico).

Paso 4: Calcular las fuerzas de los elementos para las combinaciones requeridas de carga vertical y lateral.

Paso 5: Ajustar el nivel de fuerza lateral de modo que algún elemento (o grupo de elementos) este esforzado hasta un máximo del 10 % de la resistencia de su elemento.

Paso 6: Registrar la fuerza cortante basal y el desplazamiento del techo.

Paso 7: Revisar el modelo utilizando rigidez cero (o muy pequeña) para los elementos que están cediendo.

Paso 8: Aplicar un nuevo incremento de carga lateral a la estructura revisada de modo que otro elemento (o grupo de elementos) ceda.

Paso 9: Agregar el incremento de la carga lateral y el incremento correspondiente del desplazamiento del techo a los totales anteriores para obtener los valores acumulados de cortante basal y desplazamiento del techo.

Paso 10: Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcance un límite máximo, como por ejemplo: inestabilidad por efectos $P-\Delta$; distorsiones considerablemente más allá del nivel de desempeño deseado; un elemento (o grupo de elementos) que alcanza un nivel de deformación lateral en el que comienza una degradación significativa de la resistencia; o un elemento (o grupo de elementos) que alcanza un nivel de deformación lateral en el que se produce una pérdida de capacidad de carga gravitacional. Consulte la figura 2.14 para ver una curva de capacidad típica.

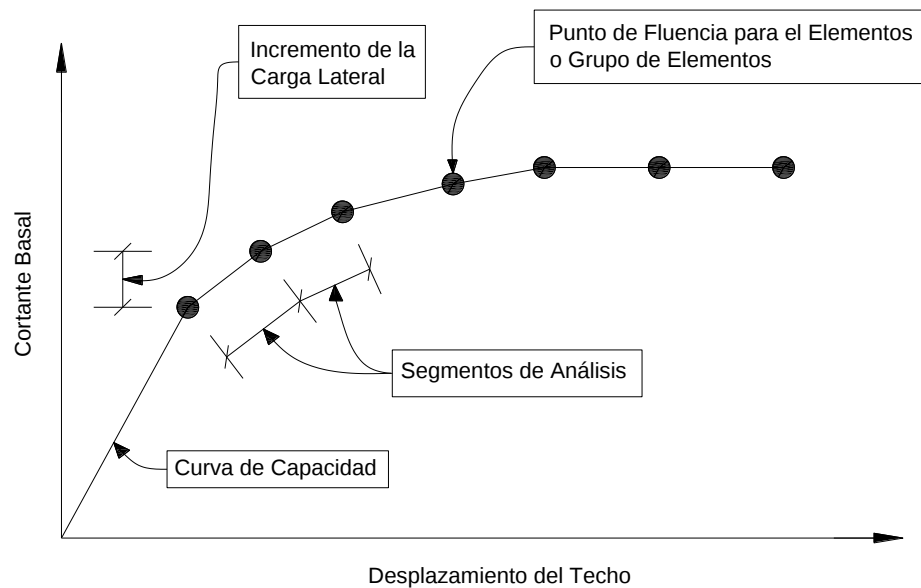


Figura 2. 14 Curva de capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996)

Paso 11: Modelar explícitamente la degradación global de la resistencia. Si la carga incremental se detuvo en el paso 10 como resultado de alcanzar un nivel de deformación lateral en el que ya no se puede resistir toda o una parte significativa de la carga de un elemento (o grupo de elementos), es decir, su resistencia se ha degradado significativamente, entonces se reduce o elimina la rigidez de ese elemento o elementos. Luego se crea una nueva curva de capacidad, comenzando con el paso 3. Crear tantas curvas pushover adicionales como sea necesario para definir adecuadamente la pérdida general de resistencia. La figura 2.15 ilustra el proceso, para un ejemplo donde se requieren tres curvas de capacidad diferentes.

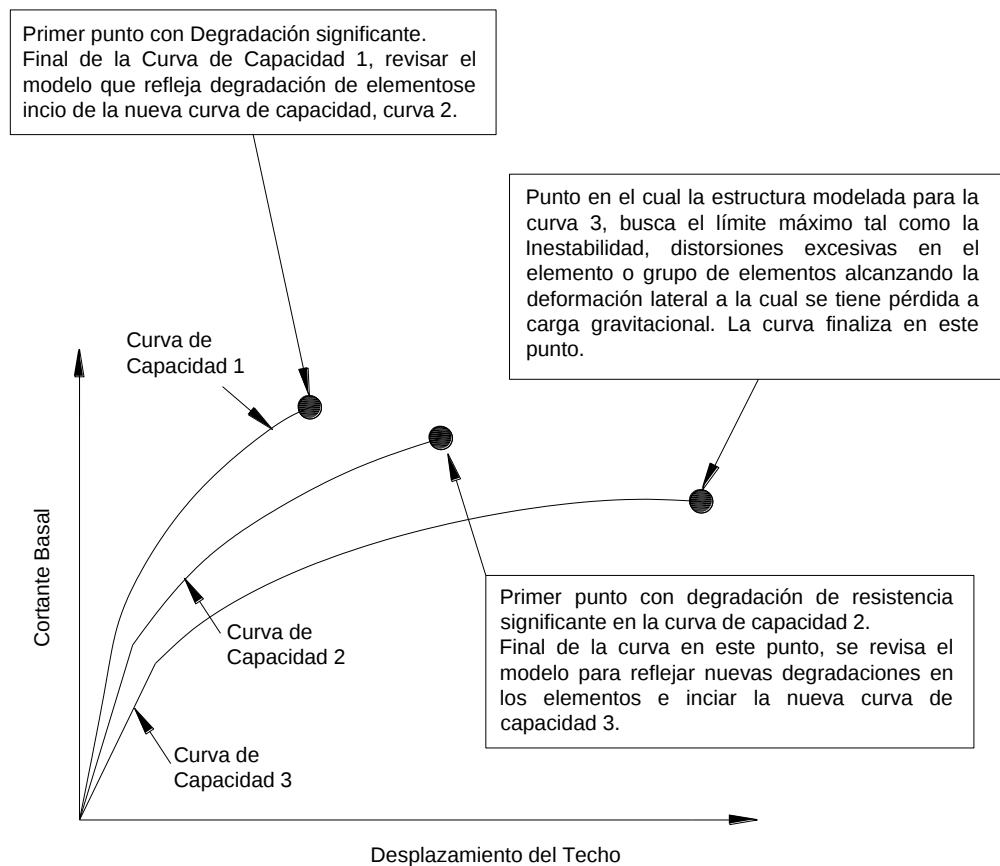


Figura 2. 15 Curva de capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996)

Dibuje la curva de capacidad final para que inicialmente siga la primera curva, luego pase a la segunda curva en el desplazamiento correspondiente a la degradación de la resistencia inicial, y así sucesivamente. Esta curva tendrá forma de "diente de sierra", como se muestra en la figura 2.16.

2.6.3 Procedimientos paso a paso para determinar la demanda

El desarrollo de una curva de capacidad para un edificio existente es, en sí mismo, extremadamente útil y proporciona información sobre las características de desempeño del edificio, así como sobre los métodos de rehabilitación. Sin embargo, para juzgar la aceptabilidad de un Objetivo de Desempeño dado, ya sea para la condición actual o para un plan de rehabilitación, se debe estimar el desplazamiento máximo probable para el movimiento del suelo especificado.

El método de coeficientes se basa en el análisis estadístico de los resultados del análisis tiempo-historia de modelos de un solo grado de libertad de diferentes tipos. El desplazamiento de la demanda en el método de coeficientes se denomina desplazamiento objetivo.

Se puede realizar una estimación del desplazamiento debido a una demanda sísmica dada utilizando una técnica sencilla llamada aproximación de desplazamiento igual. Como se muestra en la figura 2.17, esta aproximación se basa en el supuesto de que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que el que se produciría si la estructura permaneciera perfectamente elástica.

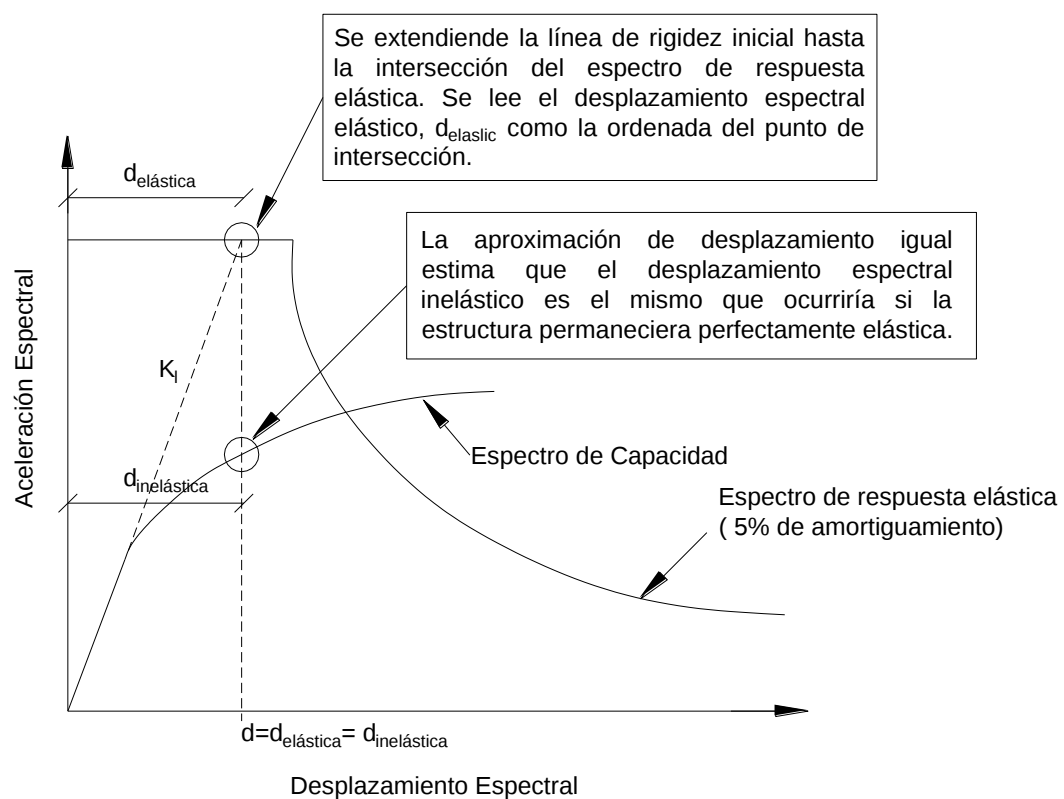


Figura 2. 16 Aproximación de igual desplazamiento

Fuente: (ATC 40, 1996)

En algunos casos, en particular en el rango de períodos más largos ($T > 1$ segundo), la aproximación simple de desplazamiento igual generalmente arrojará resultados similares a los métodos de espectro de capacidad y coeficientes.

En otros casos, en particular en el rango de períodos cortos ($T < 0,5$ segundos), los desplazamientos obtenidos a partir de la aproximación simple pueden ser significativamente diferentes de (menores que) los resultados obtenidos utilizando los métodos de espectro de capacidad y coeficientes.

La aproximación de desplazamiento igual suele ser una herramienta útil para estimar un punto de desempeño de prueba inicial en los procedimientos iterativos de espectro de capacidad.

El desplazamiento objetivo obtenido utilizando el método del coeficiente de desplazamiento es igual al desplazamiento obtenido utilizando la aproximación de desplazamiento igual modificada por varios coeficientes.

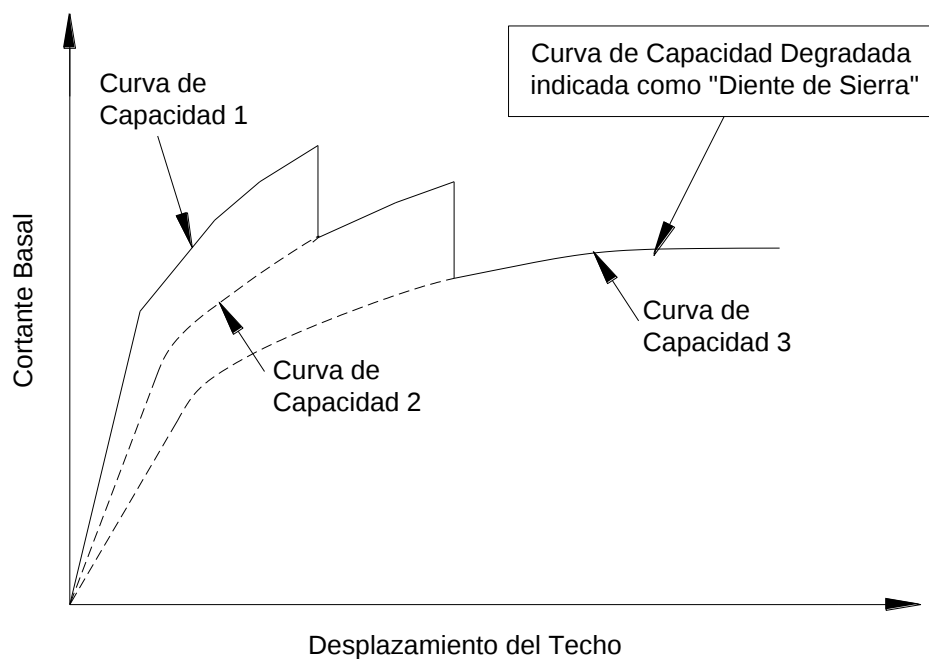


Figura 2. 17 Curva de capacidad con degradación de fuerza

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.6.4 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, que está en términos de cortante basal y desplazamiento del techo, a lo que se denomina un espectro de capacidad, que es una representación de la curva de capacidad en formato de espectros de respuesta de aceleración-desplazamiento ADRS (es decir, S_a vs S_d).

Las ecuaciones necesarias para realizar la transformación son:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \quad (2.8)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (2.9)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (2.10)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \quad (2.11)$$

donde:

PF₁ = factor de participación modal para el primer modo natural

α₁ = coeficiente de masa modal para el primer modo natural

W_i/g = masa asignada al nivel i

Φ_{i1} = amplitud del modo 1 en el nivel i

N = nivel N, el nivel que se encuentra más arriba en la parte principal de la estructura

V = cortante basal.

W = peso muerto del edificio más cargas vivas probables

Δ_{roof} = desplazamiento del techo (V y Δ_{roof} asociados forman puntos en la curva de capacidad).

S_a = aceleración espectral

S_d = desplazamiento espectral (S_a y S_d asociados forman puntos en el espectro de capacidad).

La mayoría de los profesionales están familiarizados con la representación tradicional $S_a - T$ de los espectros de respuesta; sin embargo, están menos familiarizados con la representación $S_a - S_d$ (ADRSr). La figura 2.18 muestra el mismo espectro en cada formato.

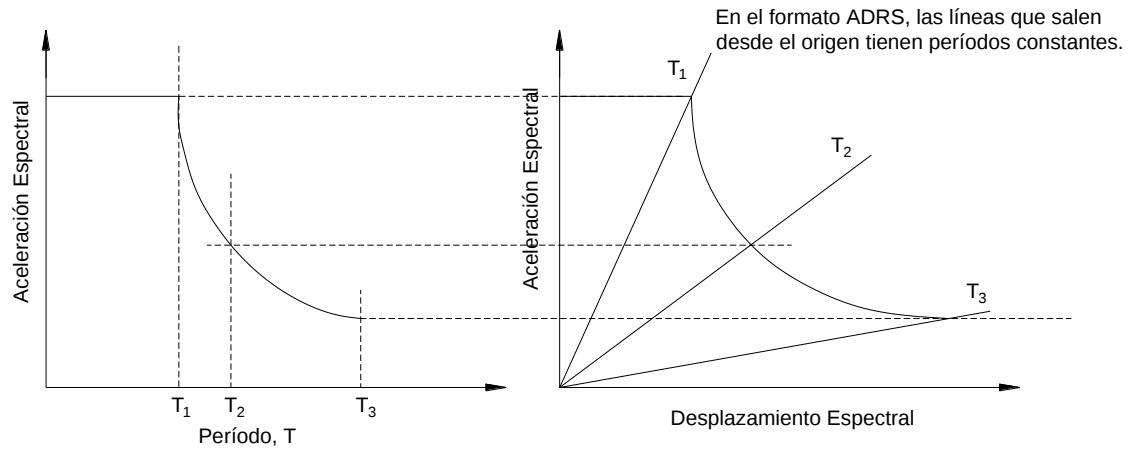


Figura 2. 18 Espectros de respuesta en formatos tradicionales y ADRS

Fuente: (ATC 40, 1996)

En el formato ADRS, las líneas que inician desde el origen tienen un período constante. Para cualquier punto en el espectro ADRS, el período, T , se puede calcular utilizando la relación:

$$T = 2\pi \left(\frac{S_d}{S_a} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.12)$$

De manera similar, para cualquier punto en el espectro tradicional, el desplazamiento espectral, S_d , se puede calcular utilizando la relación:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.13)$$

Estas dos relaciones son la misma fórmula organizada de diferentes maneras.

La figura 2.19 muestra el mismo espectro de capacidad superpuesto a cada uno de los gráficos de espectros de respuesta que se muestran en la figura 2.18. Siguiendo el espectro de capacidad, el período es constante, en T_1 , hasta el punto A. Cuando se alcanza el punto B, el período es T_2 .

Esto indica que, a medida que una estructura sufre un desplazamiento inelástico, el período se alarga. El período de alargamiento es más evidente en el gráfico de espectro tradicional, pero también es claro en el gráfico ADRS, recordando que las líneas de período constante inician desde el origen.

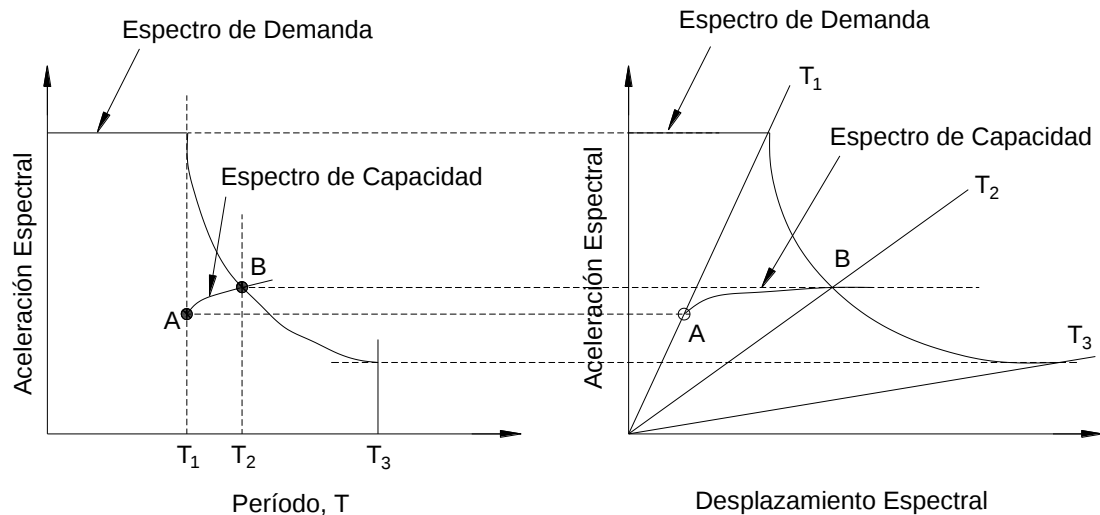


Figura 2. 19 Espectro de capacidad superpuesto sobre espectros de respuesta en formatos tradicionales y ADRS

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.6.5 Construcción de una representación bilineal del espectro de capacidad

Se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar la amortiguación efectiva y la reducción apropiada de la demanda espectral. La construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto α pi, α dpi. Este punto es el punto de rendimiento de prueba que el ingeniero estima para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducida. Si se descubre que el espectro de respuesta reducida interseca la capacidad

En la figura 2.20 se muestra la representación bilineal de un espectro de capacidad.

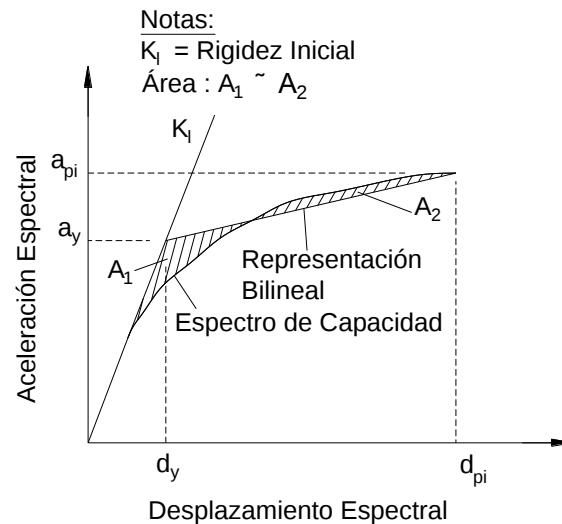


Figura 2. 20 Representación bilineal del espectro de capacidad para el método del espectro de capacidad

Fuente: (ATC 40, 1996)

Se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción apropiada de la demanda espectral. La construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto a_{pi} , d_{pi} . Este punto es el punto de desempeño de prueba que se estima para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducida. Si se descubre que el espectro de respuesta reducida interseca el espectro de capacidad en el punto a_{pi} , d_{pi} estimado, entonces ese punto es el punto de desempeño.

La primera estimación del punto a_{pi} , d_{pi} se designa a_{p1} , d_{p1} , la segunda a_{p2} , d_{p2} , y así sucesivamente.

2.6.6 Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad, d_i , está dentro del 5 % ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$) del desplazamiento del punto de desempeño de prueba, a_{pi} , d_{pi} , d_{pi} se convierte en el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia aceptable, entonces se selecciona un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y se repite el proceso. La figura 2.21 muestra el concepto.

El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el movimiento del suelo por el sismo de demanda.

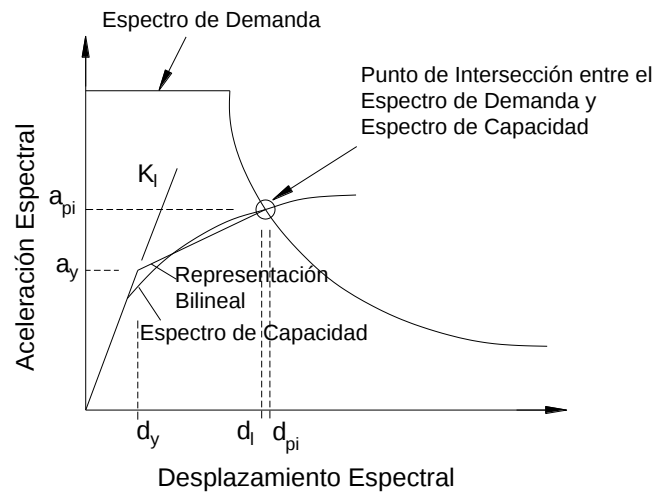


Figura 2. 21 Punto de intersección de los espectros de demanda y capacidad dentro de la tolerancia aceptable

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.6.6.1 Cálculo de puntos de desempeño

En este procedimiento, la iteración se realiza de forma manual o mediante métodos de hojas de cálculo para converger en el punto de desempeño. Este procedimiento es la aplicación más directa de los principios descritos anteriormente. Se realizan los siguientes pasos:

Paso 1: Desarrollar el espectro de respuesta amortiguado (elástico) del 5 % apropiado para el sitio.

Paso 2: Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad, dibujar la curva de capacidad en el mismo gráfico que los espectros de respuesta amortiguada al 5 %, como se muestra en la figura 2.22.

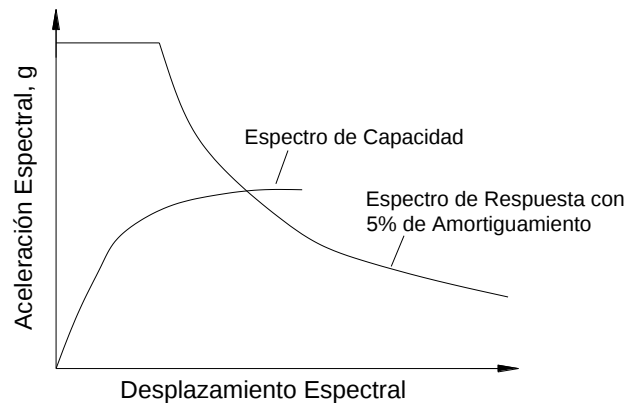


Figura 2. 22 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 2)

Fuente: (ATC 40, 1996)

Paso 3: Seleccionar un punto de desempeño de prueba, a_{pi} , d_{pi} como se muestra en la figura 2.23.

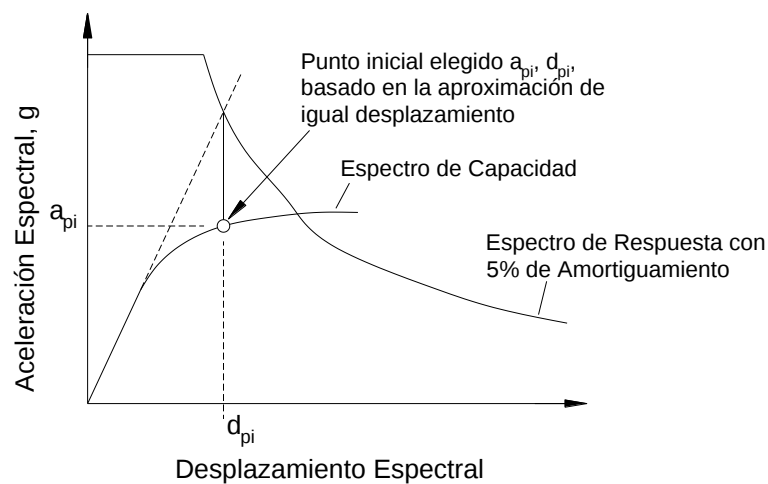


Figura 2. 23 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 3)

Fuente: (ATC 40, 1996)

Una primera elección del punto a_{pi} , d_{pi} podría ser el desplazamiento obtenido utilizando la aproximación de desplazamiento igual, o podría ser el punto final del espectro de capacidad, o podría ser cualquier otro punto elegido sobre la base del criterio de ingeniería.

Paso 4: Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad. El resultado de este paso se ilustra en la figura 2.24.

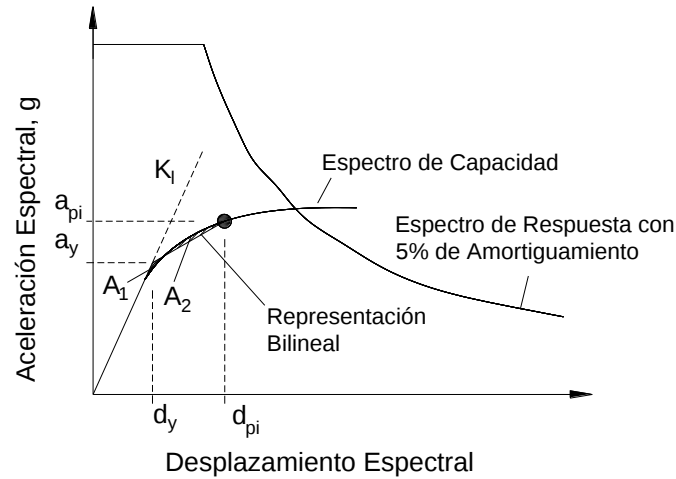


Figura 2. 24 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 4)

Fuente: (ATC 40, 1996)

Paso 5: Calcular los factores de reducción espectral que se indican en las ecuaciones 8-9 y 8-10. Dibuje el espectro de demanda en el mismo gráfico que el espectro de capacidad, como se muestra en la figura 2.25.

$$SR_A = \frac{1}{B_s} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (2.14)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

$$SR_V = \frac{3.21 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (2.15)$$

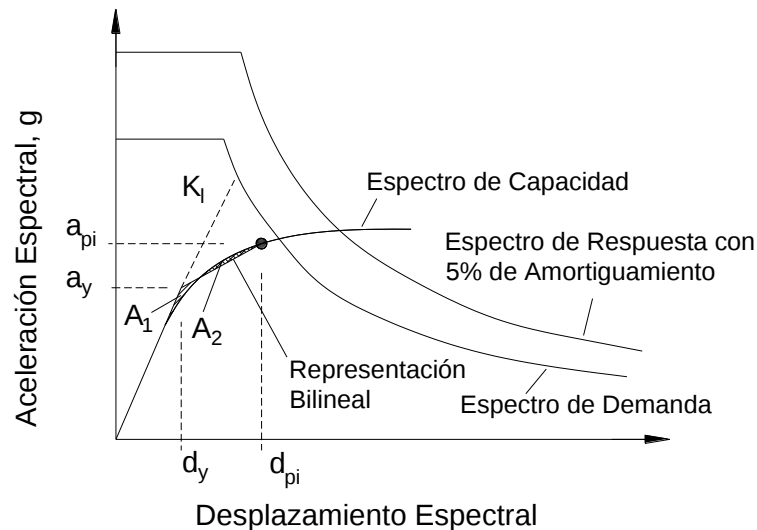


Figura 2. 25 Procedimiento para el espectro de capacidad (paso 5)

Fuente: (ATC 40, 1996)

Paso 6: De acuerdo a la figura 2.25, determinar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto, a_{pi} , d_{pi} , o si el desplazamiento en el que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad, d_i , está dentro de la tolerancia aceptable de d_{pi} .

Paso 7: Si el espectro de demanda no interseca el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, seleccione un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y regrese al paso 4.

Una nueva elección de punto a_{pi} , d_{pi} podría ser el punto de intersección determinado en el paso 6, o cualquier otro punto elegido en base al criterio de ingeniería.

Paso 8: Si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño de prueba, a_{pi} , d_{pi} , es el punto de desempeño, a_p , d_p , y el desplazamiento, d_p , representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el sismo de demanda.

2.6.7 Cálculo del desplazamiento de la demanda mediante el método del coeficiente de desplazamiento

El método del coeficiente de desplazamiento proporciona un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales.

A continuación, se indican los pasos respectivos en este procedimiento.

Paso 1: Construya una representación bilineal de la curva de capacidad de la siguiente manera (consulte la figura 2.26):

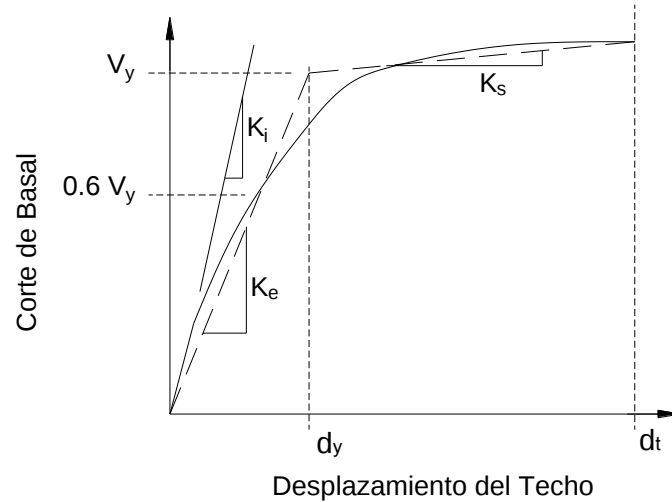


Figura 2. 26 Representación bilineal de la curva de capacidad para el método del coeficiente de desplazamiento

Fuente: (ATC 40, 1996)

Dibujar la rigidez post-elástica, K_s , a buen criterio para representar una rigidez promedio en el rango en el cual la resistencia de la estructura se ha estabilizado.

Dibujar la rigidez elástica efectiva, K_e , construyendo una línea secante que pase por el punto en la curva de capacidad correspondiente a un cortante basal de $0,6V_y$, donde V_y se define por la intersección de las líneas K_e y K_s .

El proceso anterior requiere un poco de prueba y error porque el valor de V_y no se conoce hasta que se dibuja la línea K_e . Por lo tanto, se debe dibujar una línea K_e para un valor de V_y y luego verificar el punto donde la línea K_e cruza la curva de capacidad para ver si es igual a $0,6 V_y$. Si el punto de cruce no es igual a $0,6 V_y$, se debe dibujar una nueva K_e y repetir el proceso.

Paso 2: Calcular el período fundamental efectivo (T_e) como:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.16)$$

Donde:

Tr = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección considerada, calculado mediante análisis dinámico elástico

Ki = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada

Ke = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada

Paso 3: Calcular el desplazamiento objetivo, (δ_t) como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2.17)$$

donde:

Te = período fundamental efectivo calculado en el paso 2

C₀ = factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral y el desplazamiento probable del techo del edificio; las estimaciones de **C₀** se pueden calcular como:

El primer factor de participación modal a nivel del techo

El factor de participación modal a nivel del techo calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la forma deformada del edificio en el desplazamiento objetivo.

El valor apropiado se muestra en la tabla 2.3.

Tabla 2. 3 Valores para el factor de modificación **C₀**

Fuente: (ATC 40, 1996)

No. de pisos	Factor C ₀
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

C₁ = factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \left[\frac{1.0 + (R-1)T_0}{T_e} \right] \text{ para } T_e < T_0 \quad (2.18)$$

C_1 no necesita superar 2,0 para $T_e < 0,1$ segundos

T_0 = un período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado con la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro.

R = relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia calculado de la siguiente manera:

$$R = \frac{\frac{S_a}{V_y}}{\frac{1}{C_0 W}} \quad (2.19)$$

C_2 = factor de modificación para representar el efecto de la forma de la histéresis en la respuesta de desplazamiento máximo. Los valores de C_2 para diferentes sistemas de pórticos y niveles de desempeño se enumeran en la tabla 2.4.

Tabla 2. 4 Valores para el factor de modificación C_2

Fuente: (ATC 40, 1996)

Nivel de Desempeño Estructural	T=0.1 seg.		T ≥ To seg.	
	Pórtico Tipo 1	Pórtico Tipo 2	Pórtico Tipo 1	Pórtico Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención al Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

C_3 = factor de modificación para representar los desplazamientos aumentados debido a los efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez post-fluencia positiva, C_3 se establecerá igual a 1,0.

Para edificios con rigidez post-fluencia negativa, C_3 se calculará como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (2.20)$$

Donde R y T_e se definen anteriormente y α es la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica cuando la relación no lineal fuerza-desplazamiento se caracteriza por una relación bilineal.

S_a = aceleración del espectro de respuesta, en el período fundamental efectivo del edificio.

V_y = resistencia a la fluencia calculada utilizando la curva de capacidad, donde la curva de capacidad se caracteriza por una relación bilineal.

W = Carga muerta total y carga viva prevista según se indica a continuación.

- En los depósitos y almacenes, un mínimo del 25 % de la carga viva del piso.
- El peso real de la partición o el peso mínimo de 10 psf del área del piso, lo que sea mayor.
- La carga de nieve aplicable
- El peso total del equipo y el mobiliario permanentes.

2.6.8 Procedimiento paso a paso para comprobar el desempeño con el desplazamiento máximo esperado

En la verificación del desempeño se deben seguir los siguientes pasos:

Paso 1: Para la respuesta global del edificio, se debe verificar lo siguiente:

La resistencia a la fuerza lateral no se ha degradado en más del 20 % de la resistencia máxima.

Las derivas laterales satisfacen los límites que se indican en la tabla 2.5.

Tabla 2. 5 Límites de deformación**Fuente:** (ATC 40, 1996)

Límite de Deriva en el Entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0.01	0.001 / 0.02	0.02	0.33 Vi / Pi
Deriva Inelástica Mínima	0.005	0.005 / 0.015	Sin Límite	Sin Límite

Paso 2: Identificar y clasificar los diferentes elementos que componen la edificación. Pueden estar presentes cualquiera de los siguientes tipos de elementos: pórticos viga-columna, pórticos losa-columna, muros macizos, muros acoplados, muros perforados, muros punzonados, diafragmas de piso y cimentaciones.

Paso 3: Identificar todos los componentes primarios y secundarios. Esta clasificación es necesaria para la verificación de deformación en el paso 5.

Paso 4: Para cada elemento, identificar los componentes críticos y las acciones que se deben verificar.

Paso 5: Las demandas de resistencia y deformación en el punto de desempeño de la estructura deberán ser iguales o menores a las capacidades dadas considerando todas las fuerzas coexistentes que actúan con el espectro de demanda.

Paso 6: Se deberá revisar el desempeño de los elementos estructurales que no soporten cargas verticales para determinar su aceptabilidad para el nivel de desempeño especificado.

Paso 7: Se deberá verificar la aceptabilidad de los elementos no estructurales para el nivel de desempeño especificado.

2.6.9 Otras consideraciones

Consideraciones de torsión: En el caso de edificios que no son simétricos respecto de un plano vertical paralelo a las fuerzas laterales de diseño, los efectos de la torsión se deben incluir en el desarrollo de la curva Pushover.

Si se utiliza un modelo tridimensional para capturar los efectos de torsión, las fuerzas laterales estáticas se deben aplicar en el centro de masa de cada piso y los desplazamientos graficados en la curva de capacidad se deben aplicar en el centro de masa del techo.

Se puede utilizar el modelado y análisis bidimensional si los efectos de torsión son lo suficientemente pequeños como para que el desplazamiento máximo en cualquier punto del piso sea menor que el 120 % del desplazamiento en el centro de masa correspondiente. Si el desplazamiento máximo excede el 120 % del desplazamiento en el centro de masa, entonces se requiere un análisis tridimensional.

Para el análisis bidimensional, un enfoque aceptable para considerar los efectos de la torsión al desarrollar la curva de capacidad es identificar la relación entre los desplazamientos máximos y el desplazamiento en el centro de masa en cada nivel de piso utilizando un análisis estático lineal o un análisis dinámico lineal de un modelo tridimensional, y luego aumentar el desplazamiento en el centro de masa del techo, en cada punto de la curva de capacidad, por el máximo de estas relaciones.

2.7 Modelos matemáticos

Se presentan las reglas para desarrollar los modelos analíticos para edificios de hormigón existentes. Las reglas están pensadas para su uso con un procedimiento estático no lineal, como tal, se aborda toda la gama de comportamiento de los elementos y componentes de hormigón, considerando el agrietamiento, rótulas, degradación potencial y la pérdida de resistencia. Las reglas se basan en principios de mecánica, desempeño sísmico observado, con una amplia gama de resultados experimentales y criterio de ingeniería.

Las reglas presentadas tienen como objetivo guiar el desarrollo del modelo analítico utilizado para evaluar un edificio existente o para diseñar su rehabilitación y son tanto cualitativas como cuantitativas.

Excepto en el caso de edificios muy simples, el análisis se basará normalmente en uno o más programas informáticos especializados. Algunos programas disponibles pueden representar directamente el comportamiento de deformación de carga no lineal de los componentes individuales, mientras que otros representan sólo la respuesta lineal.

En este último caso, se debe realizar una serie de análisis lineales con las propiedades de los componentes modificados en cada análisis para representar la respuesta no lineal, superponiéndose los resultados para obtener la curva de capacidad no lineal.

Algunos programas informáticos disponibles no modelan directamente la resistencia a la degradación de los componentes individuales, en cuyo caso se deben utilizar métodos aproximados.

2.7.1 Cargas

2.7.1.1 Cargas gravitacionales

El análisis no lineal de una estructura debe incluir los efectos simultáneos de la gravedad y las cargas laterales. Las cargas gravitacionales deben incluir las cargas muertas y las posibles cargas vivas.

En general, debido a la naturaleza no lineal de las interacciones, no es adecuado realizar el análisis de carga gravitacional y el análisis de carga lateral por separado y luego superponer sus resultados. En cambio, las cargas gravitacionales se deben aplicar al modelo numérico y se deben mantener a medida que se imponen las deformaciones laterales.

El análisis de los efectos de las cargas gravitacionales es complicado debido a que las cargas vivas (y con menos frecuencia, las cargas muertas) varían durante la vida útil y, por lo general, se desconoce la magnitud en el momento del sismo. En los análisis no lineales se aplican habitualmente dos enfoques, el primero consiste en suponer un rango de cargas gravitacionales que limitan los valores probables, realizar un análisis no lineal para los casos límite y utilizar el valor más crítico de todos los análisis.

El segundo enfoque consiste en realizar un análisis no lineal con la carga gravitacional igual al valor más probable. Este enfoque se considera adecuado en la mayoría de los casos y se recomienda, excepto que el primer caso debe considerarse cuando la carga viva es una proporción significativa de la carga total y se sospecha que las variaciones en la carga viva tienen un impacto significativo en la evaluación final.

2.7.1.2 Cargas laterales

Las cargas laterales se deben aplicar en patrones predeterminados que representen distribuciones predominantes de cargas inerciales laterales durante la respuesta crítica a un sismo, generalmente se pueden agrupar en los niveles del piso.

Las cargas gravitacionales deben estar presentes durante la carga lateral. Se debe modelar el efecto de las cargas gravitacionales que actúan a través de desplazamientos laterales, es decir, el llamado efecto $P-\Delta$.

A medida que una estructura se desplaza lateralmente, su rigidez a la carga lateral generalmente disminuye con el aumento del desplazamiento. En caso de grandes desplazamientos laterales, la resistencia a la carga lateral puede disminuir con el aumento del desplazamiento. Algunos programas informáticos para el análisis de carga lateral inelástica estática requieren que las fuerzas laterales aumenten con cada incremento de carga, una condición que no se puede cumplir para una estructura cuya verdadera resistencia se está degradando.

Por lo tanto, el programa podría detenerse en el desplazamiento correspondiente a la carga lateral máxima, aunque la estructura pueda ser capaz de realizar desplazamientos mayores sin colapsar. En este caso, puede ser necesario utilizar técnicas especiales para continuar con la carga hasta alcanzar desplazamientos mayores.

2.7.2 Modelos de los componentes

En general, las rigideces, resistencias y deformabilidades de los componentes estructurales pueden calcularse sobre la base de los principios de la mecánica de materiales verificados mediante ensayos o pueden calcularse sobre la base de las reglas preestablecidas descritas. En todos los casos, los cálculos para los componentes existentes deben basarse en las mejores estimaciones disponibles de las propiedades de los materiales y deben utilizar los mejores modelos analíticos disponibles, excepto cuando los modelos simplificados proporcionen una economía y precisión razonables.

Los cálculos para los nuevos materiales añadidos como parte de una rehabilitación pueden basarse en propiedades nominales y procedimientos de cálculo contenidos en los códigos para el diseño de nuevas construcciones.

El comportamiento de los componentes se modela generalmente utilizando relaciones de carga-deformación no lineales definidas por una serie de segmentos de línea recta.

La figura 2.27 ilustra una representación típica.

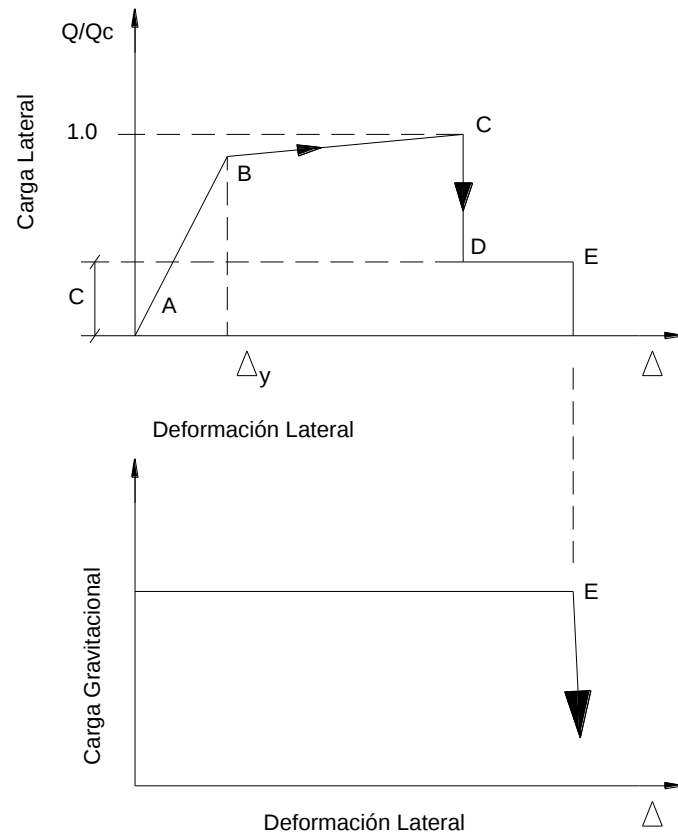


Figura 2. 27 Relaciones generalizadas de carga y deformación para componentes no degradados

Fuente: (ATC 40, 1996)

En esta figura, Q_c se refiere a la resistencia del componente y Q se refiere a la demanda impuesta por el sismo. Como se muestra en la figura, la respuesta es lineal hasta un punto de fluencia efectivo, B, seguido de fluencia (posiblemente con endurecimiento por deformación) hasta el punto C, seguido de degradación de la resistencia hasta el punto D, seguido por colapso final y pérdida de capacidad a carga gravitacional en el punto E.

2.7.3 Deformabilidad de los componentes

El análisis debe ser capaz de rastrear la relación no lineal carga-deformación de los componentes. Las relaciones carga-deformación generalmente están compuestas de segmentos lineales continuos. Se deben definir los límites de deformación correspondientes a la pérdida de resistencia a la carga lateral y correspondientes a la pérdida de resistencia a la carga gravitacional.

La figura 2.28 ilustra una relación generalizada de carga-deformación aplicable a la mayoría de los componentes de hormigón.

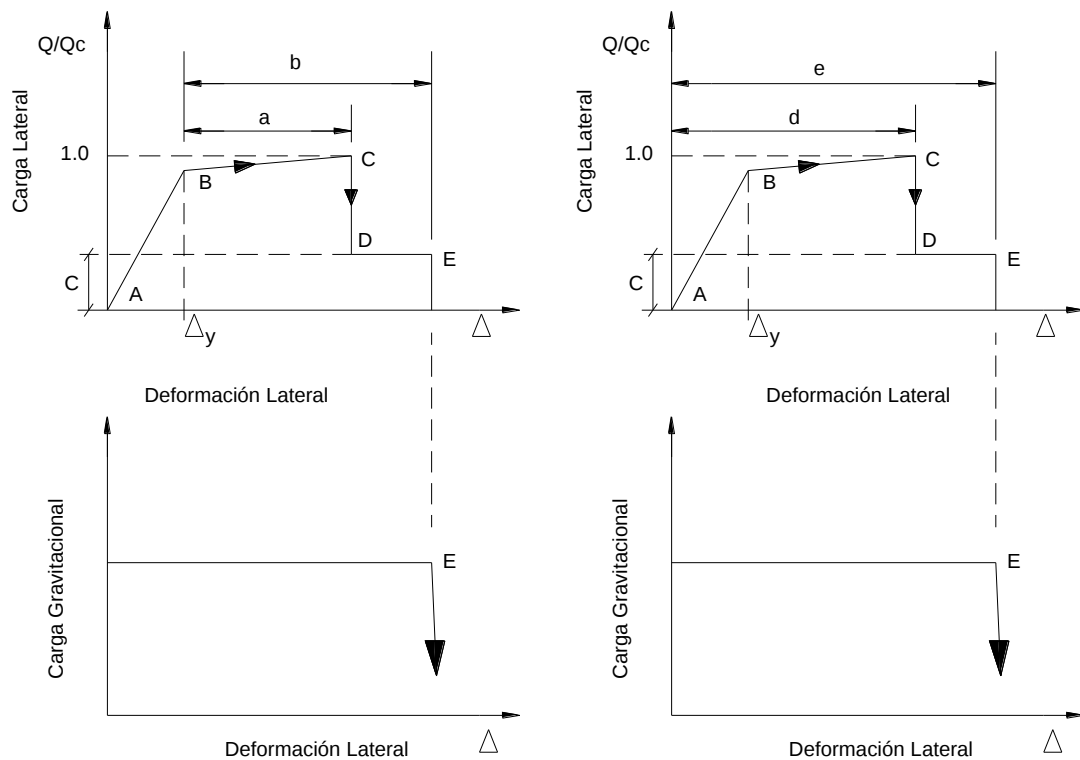


Figura 2. 28 Relaciones generalizadas de carga y deformación para componentes

Fuente: (ATC 40, 1996)

Como se muestra, existen dos formas de definir las deformaciones:

Tipo I: En esta curva, las deformaciones se expresan directamente mediante términos como deformación, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros a y b se refieren a aquellas porciones de la deformación que ocurren después de la fluencia, es decir, las deformaciones plásticas.

La curva tipo I es conveniente cuando la deformación es una rótula plástica por flexión. La mayoría de los programas informáticos para el análisis inelástico indican directamente la rótula plástica por flexión en este formato, de modo que los resultados se puedan comparar fácilmente con los límites de respuesta (criterios de aceptación).

Tipo II: En esta curva, las deformaciones se expresan en términos como ángulo de corte y relación de deriva tangencial. Los parámetros d y e se refieren a las deformaciones totales medidas desde el origen.

La curva tipo II es conveniente utilizarla cuando la deformación es la deriva entre pisos, ángulo de corte, desplazamiento de corte deslizante o rotación de la unión viga-columna.

2.7.3.1 Vigas

Las vigas pueden modelarse con modelos de rótula plástica concentrada, modelos de rótula plástica distribuida u otros modelos cuyo comportamiento haya demostrado representar adecuadamente características importantes de los componentes de vigas de hormigón armado sometidos a carga lateral.

El modelo debe ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de la longitud del componente, excepto cuando se demuestre por el equilibrio que la fluencia está restringida a los extremos del componente. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo distinto a la flexión, el modelo debe ser capaz de representar ese modo.

Las relaciones de carga-deformación monotónicas deben ser conformes a la relación generalizada que se muestra en la figura 2.28. La deformación generalizada puede ser la rotación de la cuerda o la rotación de la rótula plástica. Los valores de las deformaciones generalizadas en los puntos B, C y E pueden derivarse de experimentos o análisis racionales y deben tener en cuenta las interacciones entre la flexión y el cortante.

La rigidez post-fluencia debe dar como resultado un endurecimiento por deformación general razonable de la relación carga-deformación de la viga.

Un método para estimar la capacidad de rotación de las rótulas plásticas mediante cálculos es el siguiente. Primero, se calcula la relación momento-curvatura utilizando estimaciones realistas de las relaciones tensión-deformación del material, a partir de estas relaciones, se determinan las curvaturas de fluencia y última, ϕ_y y ϕ_u . A continuación, se estima la longitud de la rótula plástica, l_p ($l_p = h/2$ es un valor aceptable que generalmente da resultados conservadores, donde h es la profundidad de la sección en la dirección de la carga). Finalmente, la capacidad de rotación de la rótula plástica se estima como:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \quad (2.21)$$

2.7.3.2 Columnas

Las columnas pueden modelarse con modelos de rótula plástica concentrada, modelos de rótula plástica distribuida u otros modelos cuyo comportamiento haya demostrado representar adecuadamente características importantes de los componentes de columnas de hormigón armado sometidos a cargas axiales y laterales. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo distinto de la flexión, el modelo debe poder representar ese modo. Cuando existen variaciones significativas de la fuerza axial bajo la acción de la carga sísmica, el modelo también debe representar los efectos de la variación en las propiedades de rigidez y resistencia. Esto se puede lograr utilizando superficies de interacción para los modelos de rótula plástica. Los modelos de fibra generalmente pueden representar este efecto directamente.

2.7.3.3 Unión viga-columna

Se espera un mejor desempeño cuando las uniones viga-columna son más fuertes que los componentes adyacentes del pórtico. Si las uniones son más fuertes que los componentes adyacentes, la región de unión puede modelarse como una zona rígida. Si las uniones no son más fuertes que los componentes adyacentes, el modelo analítico tendrá que representar la respuesta no lineal de carga-deformación.

Las uniones pueden modelarse utilizando elementos de resorte concentrados que conecten vigas a columnas u otros modelos cuyo comportamiento haya demostrado representar adecuadamente características importantes de las uniones viga-columna de hormigón armado sometidas a carga lateral.

2.8 Límites de respuesta

Para determinar si un edificio cumple con un objetivo de desempeño específico, se comparan las magnitudes de respuesta de un análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño adecuados. Se presenta los límites de respuesta estructural, que constituyen los criterios de aceptación para la estructura del edificio. Los límites de respuesta se dividen en dos categorías:

- **Límites de aceptabilidad de edificaciones globales.** Estos límites de respuesta incluyen requisitos de capacidad a carga vertical, resistencia a carga lateral y deriva lateral.

- **Límites de aceptabilidad de elementos y componentes.** Cada elemento (pórtico, pared, diafragma o cimiento) debe ser revisado para determinar si sus componentes responden dentro de los límites aceptables.

Un objetivo de desempeño representa un nivel de desempeño deseado para un movimiento de suelo sísmico específico. Si la respuesta calculada para el movimiento de suelo especificado excede cualquiera de los límites de aceptabilidad globales de elementos y componentes o edificios que se indican para el nivel de desempeño adecuado, se debe considerar que el edificio no alcanza el objetivo de desempeño.

Cuando no se cumplen los criterios de aceptación, es necesario redefinir los objetivos de desempeño o rehabilitar el edificio.

2.8.1 Límites descriptivos del desempeño esperado

El nivel de desempeño de Control de Daños representa un rango de estados delimitados para Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. Se caracteriza por un nivel de daño no estructural superior al permitido para la Ocupación Inmediata. Aunque las descripciones se centran en los elementos de construcción existentes, se podrían incluir descripciones similares para los edificios con elementos de rehabilitación añadidos.

2.8.2 Límites globales de aceptabilidad de edificios

2.8.2.1 Cargas gravitacionales

La capacidad a carga gravitacional de la estructura del edificio debe permanecer intacta para que el desempeño sea aceptable en cualquier nivel. Cuando un elemento o componente pierde la capacidad de soportar cargas gravitacionales, la estructura debe ser capaz de redistribuir su carga a otros elementos o componentes del sistema existente o de rehabilitación.

Las construcciones de hormigón armado más antiguas suelen contener proporciones y detalles que las hacen propensas a derrumbarse en caso de fuertes movimientos sísmicos. La pérdida de la capacidad a carga gravitacional en columnas, uniones viga-columna o conexiones losa-columna ha sido la principal causa de derrumbes en sismos pasados. El análisis debe evaluar las consecuencias de la pérdida de la capacidad de carga vertical en cualquier componente de la estructura.

2.8.2.2 Cargas laterales

Algunos tipos de componentes están sujetos a degradación a lo largo de múltiples ciclos de carga, si se degrada una cantidad significativa de componentes, la resistencia general a las fuerzas laterales del edificio puede verse afectada. La resistencia a las cargas laterales del sistema de edificación, incluida la resistencia a los efectos de las cargas de gravedad que actúan a través de desplazamientos laterales, no debe degradarse en más del 20% de la resistencia máxima de la estructura. Cuando se produce una degradación mayor, se debe rehabilitar la estructura para reducir la degradación o se deben emplear metodologías alternativas para refinar las estimaciones de la respuesta esperada. No es necesario considerar la degradación de los elementos secundarios para esta verificación.

2.8.2.3 Deformaciones laterales

Las deformaciones laterales en el desplazamiento del punto de desempeño deben comprobarse frente a los límites de deformación.

La tabla 2.5 presenta los límites de deformación para varios niveles de desempeño. La deriva total máxima se define como la deriva entre pisos en el desplazamiento del punto de desempeño. La deriva inelástica máxima se define como la porción de la deriva total máxima más allá del punto de fluencia efectivo.

Para la estabilidad estructural, la deriva total máxima en el piso i en el punto de desempeño no debe exceder la cantidad $0.33 V_i/P_i$, donde V_i es la fuerza de corte lateral total calculada en el piso i y P_i es la carga de gravedad total (es decir, carga muerta más carga viva probable) en el piso i .

Tabla 2. 6 Límites de deformación

Fuente: (ATC 40, 1996)

Límite de Deriva en el Entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0.01	0.001 / 0.02	0.02	$0.33 V_i / P_i$
Deriva Inelástica Mínima	0.005	0.005 / 0.015	Sin Límite	Sin Límite

Para la Ocupación Inmediata, el límite máximo de deriva total de 0,01 se basa en el daño observado en pruebas de laboratorio en estructuras de pórticos bien detallados. El límite máximo de deriva inelástica se basa en el objetivo de evitar deformaciones residuales significativas después del sismo. Es posible que se requieran derivas menores para evitar daños en otros tipos de estructuras. Los límites de la tabla 2.5 consideran solo la estructura del edificio, es posible que se requieran límites adicionales para proteger los componentes y contenidos no estructurales.

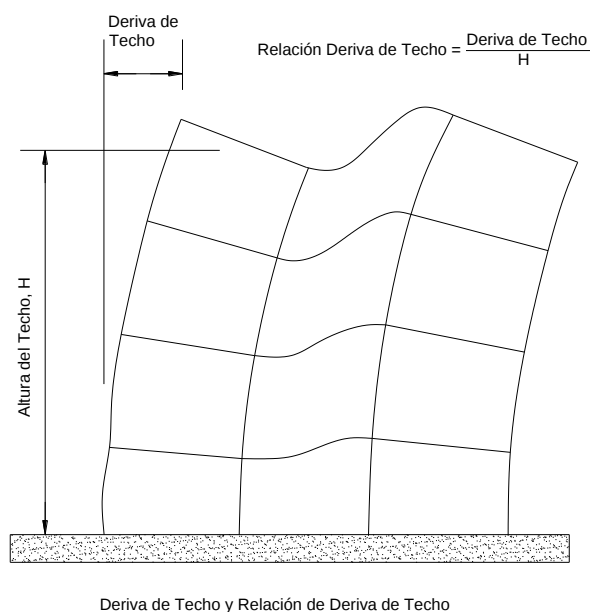


Figura 2. 29 Deriva de piso

Fuente: (ATC 40, 1996)

Para Seguridad de Vida, se recomienda el límite máximo de deriva total de 0,02 porque no se cuenta con una experiencia significativa con las respuestas a niveles de deformación mayores. Las pruebas de laboratorio en sistemas estructurales relativamente completos rara vez se extienden más allá de este nivel de deformación. Además, la mayoría de las pruebas se han realizado en estructuras que satisfacen o casi satisfacen los requisitos actuales de dimensionamiento y detalle para edificios nuevos. Las respuestas medidas de edificios sometidos a sismos reales tampoco se extienden más allá de este límite.

En el caso de la Estabilidad Estructural, el límite máximo de deriva total se deriva de límites similares en las disposiciones de la NEHRP para el diseño de edificios nuevos.

Este límite no es muy restrictivo. Por ejemplo, para una estructura con un coeficiente de corte basal del 15% del peso del edificio, el límite máximo de deriva total es $0,33 \times 0,15 = 0,05$.

Muchos ingenieros considerarían que este nivel de deriva es inaceptablemente alto, especialmente para un edificio antiguo con detalles cuestionables. En muchos casos, pueden ser apropiados límites más bajos.

2.8.3 Capacidad de deformación de los elementos

No se permite que las deformaciones calculadas de los elementos excedan los límites de deformación para los niveles de desempeño adecuados.

Cuando se utilicen directamente datos de pruebas o análisis para desarrollar criterios de aceptación de deformación. Se debe establecer una relación multilineal de carga-deformación. Los criterios de aceptabilidad de la deformación se deben establecer de la siguiente manera:

- **Para acciones, componentes y elementos primarios:** La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural se define como la deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia a la carga lateral. La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se define como el 75% de la deformación de Estabilidad Estructural.
- **Para acciones, componentes y elementos secundarios:** La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural se define como la deformación en la que se pierde la capacidad a carga vertical. La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se define como el 75% de la deformación de Estabilidad Estructural.

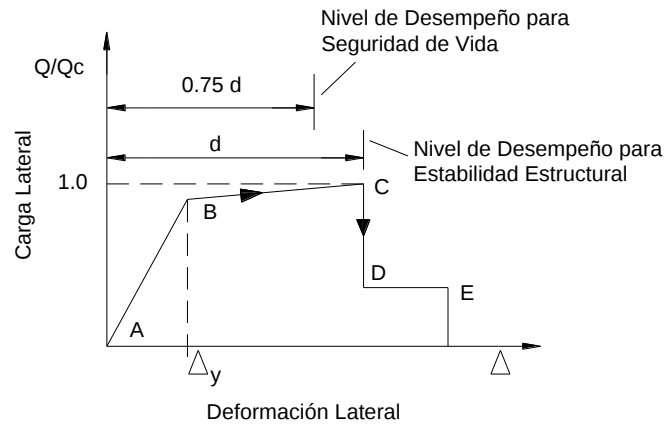


Figura 2. 30 Cargas primarias, componentes y elementos

Fuente: (ATC 40, 1996)

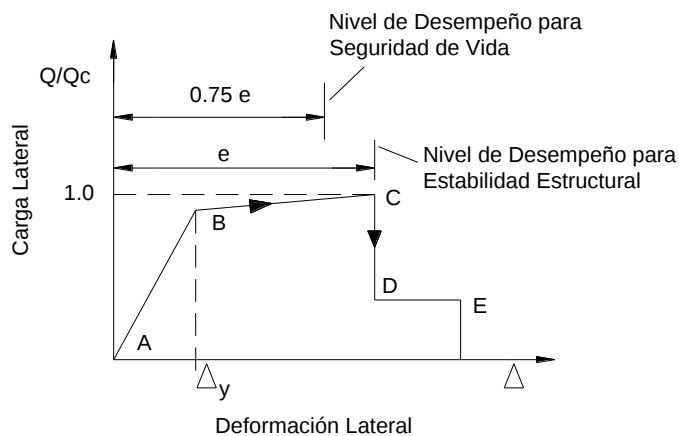


Figura 2. 31 Cargas secundarias, componentes y elementos

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.8.4 Aceptabilidad de pórticos de hormigón

2.8.4.1 Pórticos de vigas y columnas

La aceptabilidad debe considerar la resistencia y capacidad de deformación de vigas, columnas, uniones viga-columna y otros componentes, considerando también las conexiones con elementos adyacentes. La evaluación debe considerar al menos lo siguiente:

- Respuesta axial-flexión de vigas y columnas, incluida la evaluación de los probables mecanismos de fluencia y el cálculo de la resistencia inelástica y demandas de rotación.

- Respuesta al corte de vigas y columnas, en los extremos de los componentes y en los lugares a lo largo del tramo donde cambia el refuerzo.
- Acciones sobre uniones viga-columna considerando el equilibrio de fuerzas de las vigas y columnas que actúan en la unión.
- Adecuación de longitudes de desarrollo, longitudes de empalme y empotramientos de refuerzo longitudinal y transversal en vigas, columnas y uniones viga-columna.
- Posibilidad de pérdida de capacidad a carga gravitacional debido a fallas en vigas, columnas o uniones viga-columna (ATC 40, 1996).

Capítulo 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 Descripción arquitectónica

Las infraestructuras hospitalarias desempeñan un papel crucial en la gestión de desastres naturales y emergencias, particularmente en situaciones posteriores a eventos sísmicos como los terremotos. En este contexto, es necesario que dichas estructuras exhiban un desempeño sísmico apropiado (funcionalidad continua). Para alcanzar este nivel de desempeño, se requiere una evaluación y fortalecimiento que se base en metodologías científicamente rigurosas, pero también a su vez prácticas.

El objetivo principal de este trabajo de titulación es determinar el nivel de desempeño sísmico del caso de estudio: Hospital Darío Machuca Palacios (Cañar), a través de técnicas de modelación y análisis pertinentes. Como parte integral de este estudio, se presentará una propuesta de reforzamiento para la estructura, con el propósito de alcanzar el nivel de desempeño de "Ocupación Inmediata". Al finalizar, se llevará a cabo un análisis costo-beneficio de la medida de reforzamiento propuesta.



Figura 3. 1 Hospital Darío Machuca Palacios

Fuente: (Calle & Feijoo, 2017)

A continuación, se indica de forma general, la información de la edificación.

Tabla 3. 1 Información general del hospital

Fuente: (Calle & Feijoo, 2017)

Nombre:	Descripción
Categoría/Tipo:	Básico
Número de camas:	32
Dirección:	La Troncal, calles San Gabriel y Tercera Sur
Servicios:	Consulta externa, Hospitalización, Emergencia, Centro quirúrgico y obstétrico, Laboratorio clínico, Imagenología.
Equipamiento:	Rayos X, Ecosonógrafo
Personal:	158 personas
Área de construcción:	2.202 m ² los cuales se encuentran distribuidos en 9 bloques emplazados en un terreno de 16.000 m ²



Figura 3. 2 Ubicación del hospital

Fuente: (Calle & Feijoo, 2017)

3.2.1 Distribución física

En la figura siguiente se indica la distribución por bloques del hospital.



Figura 3. 3 Distribución del hospital

Fuente: (Calle & Feijoo, 2017)

Tabla 3. 2 Distribución física del hospital**Fuente:** (Villota, 2016)

Bloque:	Descripción
1	Área de Laboratorios
2	Área de consulta externa, información, estadística y farmacia.
3	Área de Hospitalización
4-7	Área Obstétrica y Quirúrgica
5	Áreas Alimentación y Dietética
6	Área de Consulta Externa
8	Área de Talleres de Fuerza
9	Área de vivienda para los internistas
10	Área para Gas (Oxígeno)

3.2.2 Descripción de la arquitectura

En la figura siguiente se indica la arquitectura del hospital.

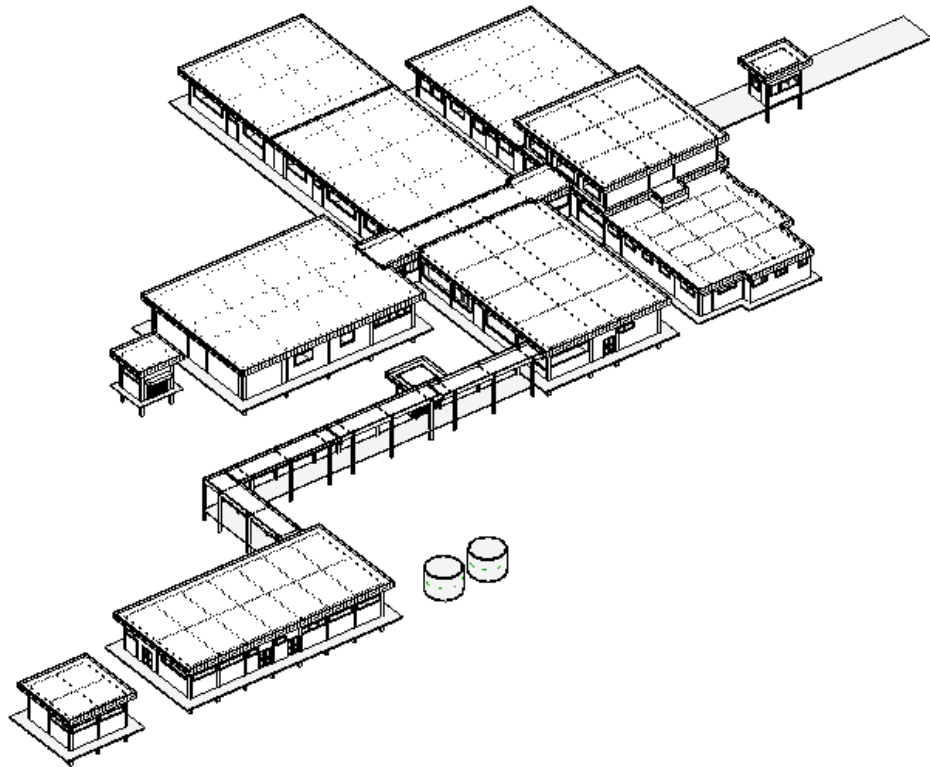


Figura 3. 4 Arquitectura del hospital

Fuente: (Villota, 2016)

3.2 Secciones y materiales

El análisis se realizará para el bloque 2, debido a que el mismo consta de 2 pisos y posee irregularidades en planta y elevación.

3.2.1 Secciones

Se indica el esquema para las secciones de la estructura de acuerdo a los planos de la ingeniería facilitada y a continuación se muestran las dimensiones de vigas y columnas para el piso 1 y 2, respectivamente, así como para las columnas principales.

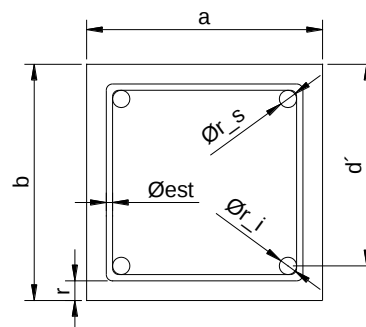


Figura 3. 5 Representación para vigas y columnas

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se indican las dimensiones de los elementos para el piso 1.

Tabla 3. 3 Dimensiones para vigas del piso 1

Fuente: Elaboración propia

Datos para V1			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	12.8	cm	Separación estr.
d' =	85.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V2-V12			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	12.8	cm	Separación estr.
d' =	85.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V3-V13			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	12.8	cm	Separación estr.
d' =	85.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V4-V14			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	12.8	cm	Separación estr.
d' =	85.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V5			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	86.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V6-V9			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V7-V10			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	18	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.5	cm	Separación estr.
d' =	45.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V8-V11			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.5	cm	Separación estr.
d' =	45.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V15			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	18	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.5	cm	Separación estr.
d' =	45.80	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V16			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V17			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.5	cm	Separación estr.
d' =	45.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V18-V21			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V19-V22			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V20-V23			
a =	20	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	18	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.5	cm	Separación estr.
d' =	45.80	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V24			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	12.8	cm	Separación estr.
d' =	85.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V25			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	86.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V26			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	12.8	cm	Separación estr.
d' =	85.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V27			
a =	15	cm	Ancho
b =	90	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	86.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

A continuación, se indican las dimensiones de los elementos para el piso 2.

Tabla 3. 4 Dimensiones para vigas del piso 2

Fuente: Elaboración propia

Datos para V1-V10			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V2-V11			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V3-V12			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V4-V7			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V5-V8			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	16	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	12	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	9.6	cm	Separación estr.
d' =	46.10	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V6-V9			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V13-V22			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V14-V23			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V15-V24			
a =	15	cm	Ancho
b =	50	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	12	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	11.2	cm	Separación estr.
d' =	46.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V16-V19			
a =	20	cm	Ancho
b =	45	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	10.2	cm	Separación estr.
d' =	40.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V17-V20			
a =	20	cm	Ancho
b =	45	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	10	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	14	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	10.3	cm	Separación estr.
d' =	41.00	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

Datos para V18-V21			
a =	20	cm	Ancho
b =	45	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	14	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	16	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	10.2	cm	Separación estr.
d' =	40.90	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento

A continuación, se indican las dimensiones para las columnas en el piso 1 y 2.

Tabla 3. 5 Dimensiones para columnas en el piso 1 y 2

Fuente: Elaboración propia

Columna Principal Piso 1				Columna Principal Piso 2			
a =	30	cm	Ancho	a =	25	cm	Ancho
b =	30	cm	Peralte	b =	25	cm	Peralte
nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.	nr_s =	2	ad.	Num. ref. sup.
nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.	nr_i =	2	ad.	Num. ref. inf.
Ø_{r_s} =	22	mm	Diam. ref. sup.	Ø_{r_s} =	18	mm	Diam. ref. sup.
Ø_{r_i} =	22	mm	Diam. ref. inf.	Ø_{r_i} =	18	mm	Diam. ref. inf.
Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo	Ø_{est} =	8	mm	Diam. estribo
S_{st} =	13.2	cm	Separación estr.	S_{st} =	10.8	cm	Separación estr.
d' =	25.6	cm	Altura efectiva	d' =	20.8	cm	Altura efectiva
r =	2.5	cm	Recubrimiento	r =	2.5	cm	Recubrimiento

3.2.2 Materiales

Las características de los materiales para el presente proyecto son las siguientes:

Resistencia última a la compresión del hormigón no confinado:

$$f'_c = 2.1 \frac{kN}{cm^2} = 210 \frac{kgf}{cm^2}$$

Módulo de Elasticidad del hormigón no confinado:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 219503.055 \frac{kgf}{cm^2}$$

Resistencia a la fluencia de las varillas de acero para refuerzo:

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

Para cada elemento de la estructura, se determinará la Resistencia del Hormigón en condiciones confinadas, para lo cual se usará el método de Mander.

A continuación, se muestran los resultados para cada elemento del piso 1.

Tabla 3. 6 Valores para las vigas V1-V2-V3-V4-V12-V13-V14-V24-V26

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	1.792	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x"
f'_{ly}	12.807	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	1.7917	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	12.8066	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0085	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0610	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.11	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	233	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

Tabla 3. 7 Valores para las vigas V5-V25-V27

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	2.305	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x"
f'_{ly}	16.715	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	2.3055	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	16.7145	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0110	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0796	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.12	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	235	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

Tabla 3. 8 Valores para las vigas V6-V7-V8-V9-V10-V11-V15-V16-V17-V18-V19-V20-V21-V22-V23

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	4.908	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x'"
f'_{ly}	13.371	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y'"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	4.9082	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	13.3707	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0234	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0637	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.21	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	254	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

Tabla 3. 9 Valores para la columna principal C1

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	6.520	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x'"
f'_{ly}	6.520	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y'"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	6.5199	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	6.5199	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0310	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0310	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.21	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	254	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

El piso 1 y 2 están conformados por una losa con espesor de 15cm.

Se muestra a continuación los resultados para cada elemento del piso 2.

Tabla 3. 10 Valores para las vigas V1-V2-V3-V4-V6-V7-V9-V10-V11-V12-V13-V14-V15-VV2-V23-V24

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	4.085	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x'"
f'_{ly}	15.803	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y'"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	4.0845	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	15.8025	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0195	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0753	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.21	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	254	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

Tabla 3. 11 Valores para las vigas V5-V8-V16-V17-V18-V19-V20-V21

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	5.464	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x'"
f'_{ly}	20.886	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y'"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	5.4639	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	20.8860	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0260	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0995	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.22	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	256	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

Tabla 3. 12 Valores para la columna principal C2

Fuente: Elaboración propia

RESISTENCIAS			
f'_{lx}	9.939	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'x'"
f'_{ly}	9.939	kgf/cm ²	Resist. Confi. Efec.en "'y'"
f'_{co}	210	kgf/cm ²	Resist. Concreto No Confi.
f'_{11}	9.9394	kgf/cm ²	Resist. Confi. Mínimo
f'_{12}	9.9394	kgf/cm ²	Resist. Confi. Máximo
R_{min}	0.0473	adim.	Relación mínima
R_{max}	0.0473	adim.	Relación máxima
K_{graf}	1.31	adim.	Fact. de Resist. (gráfico)
f'_{cc}	275	kgf/cm ²	Resist. Concreto Confinado

3.3 Descripción de la disposición estructural

A continuación, se muestra la disposición de los elementos en la estructura.

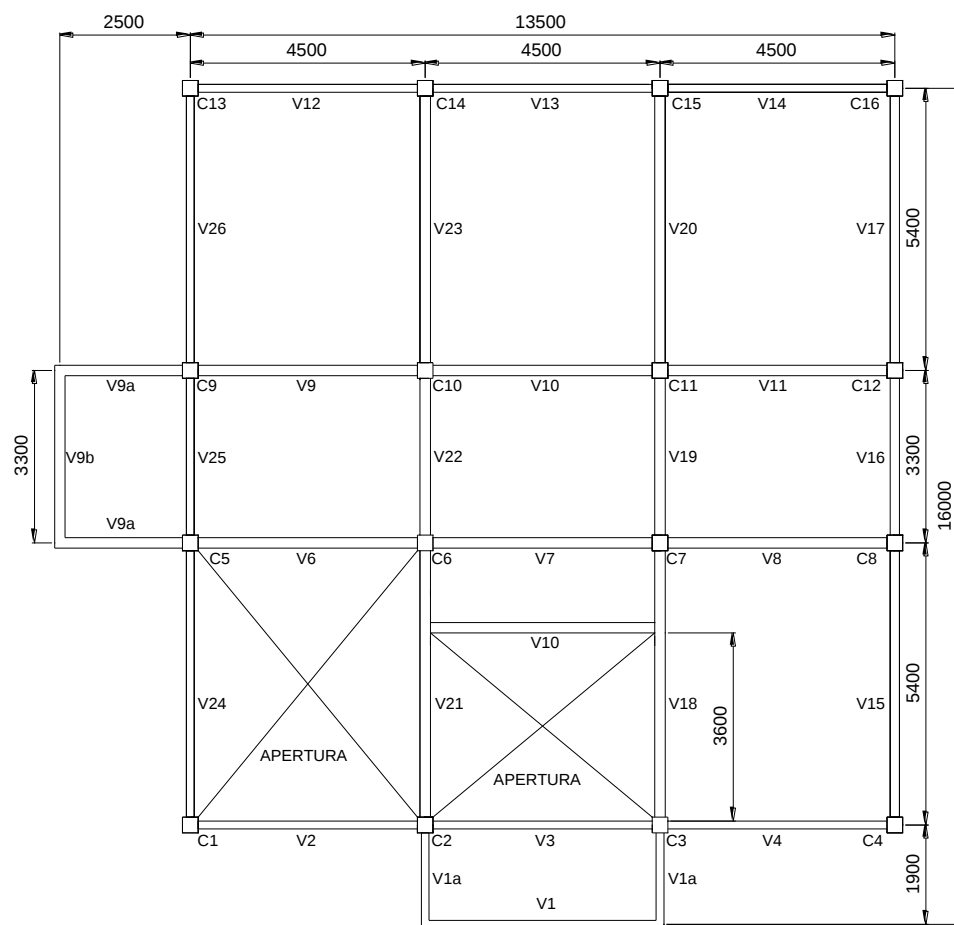


Figura 3. 6 Disposición estructural de vigas y columnas del piso 1

Fuente: Elaboración propia

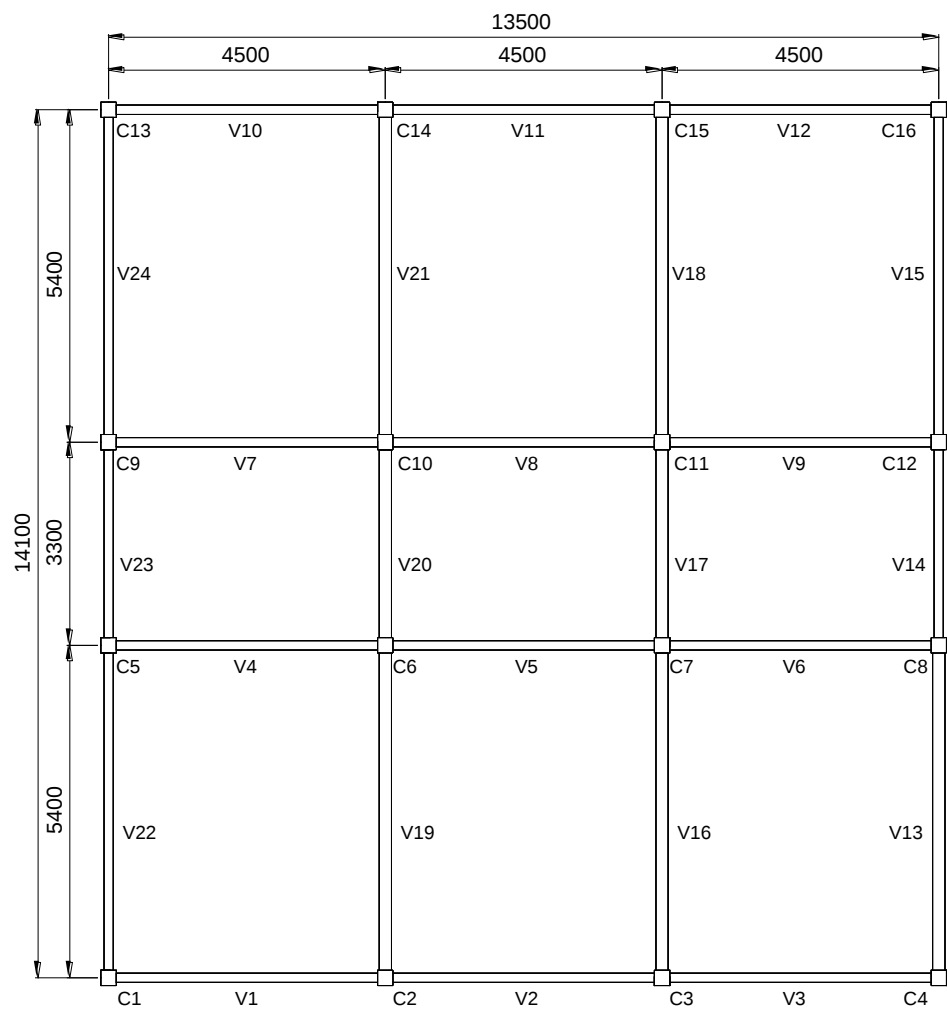


Figura 3. 7 Disposición estructural de vigas y columnas del piso 2

Fuente: Elaboración propia

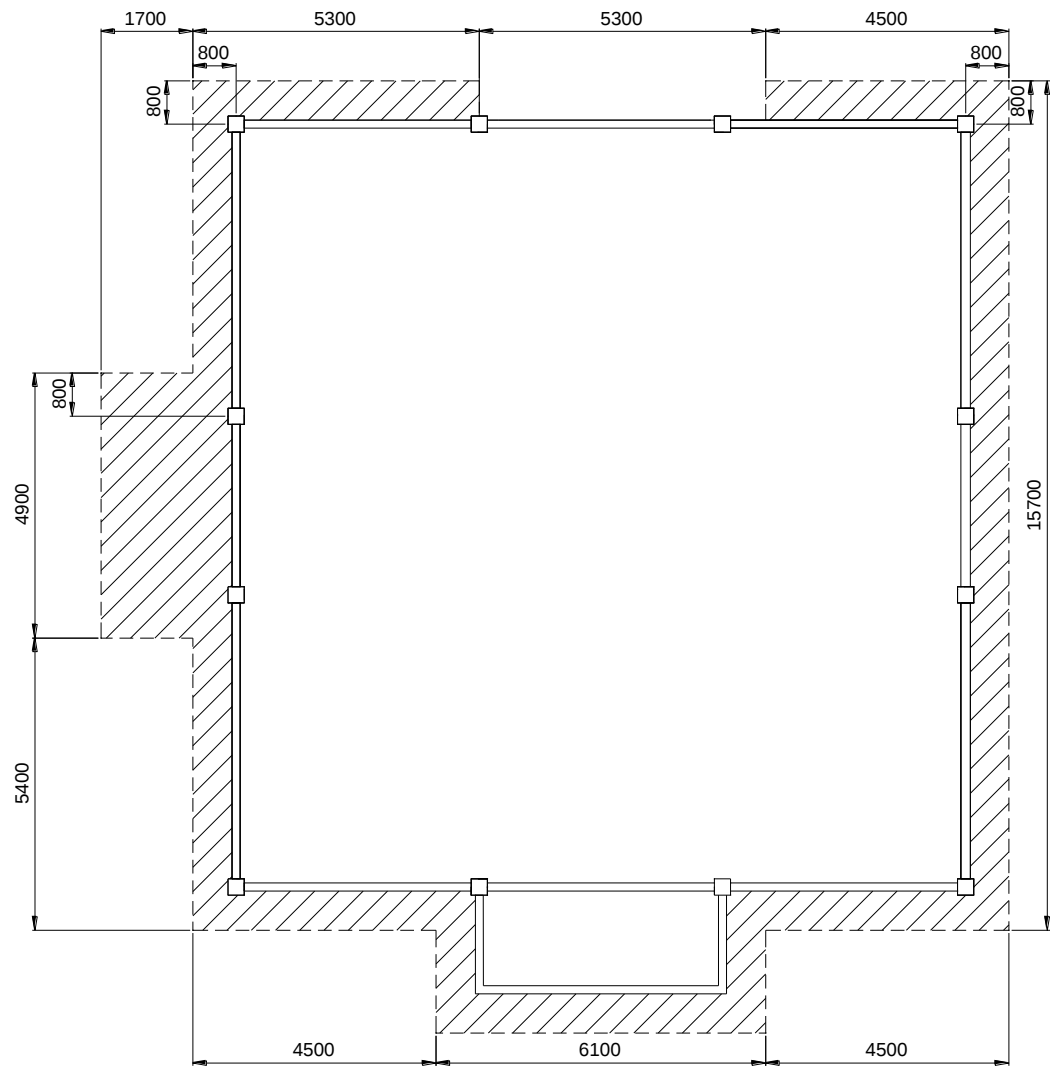


Figura 3. 8 Disposición estructural de volados del piso 1

Fuente: Elaboración propia

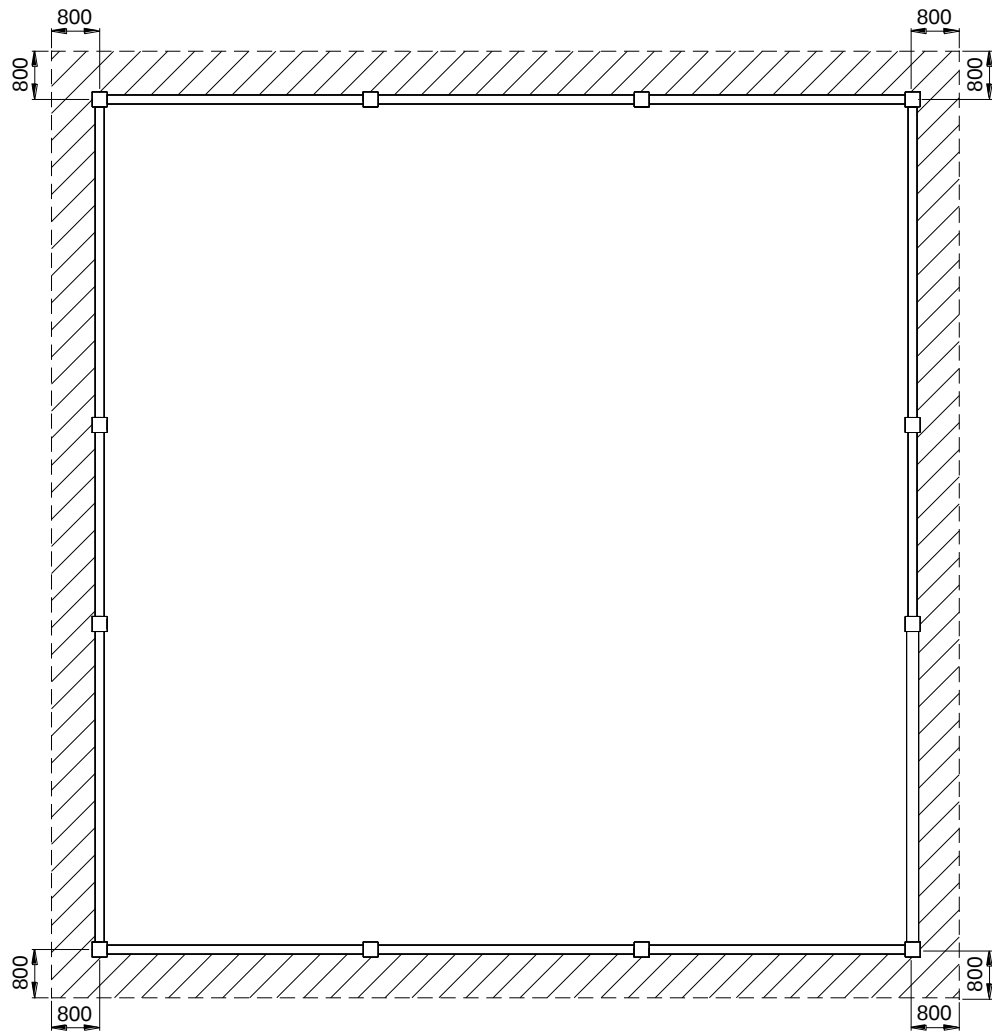


Figura 3. 9 Disposición estructural de volados del piso 2

Fuente: Elaboración propia

En la figura siguiente se muestra el modelo a ser usado en el análisis.

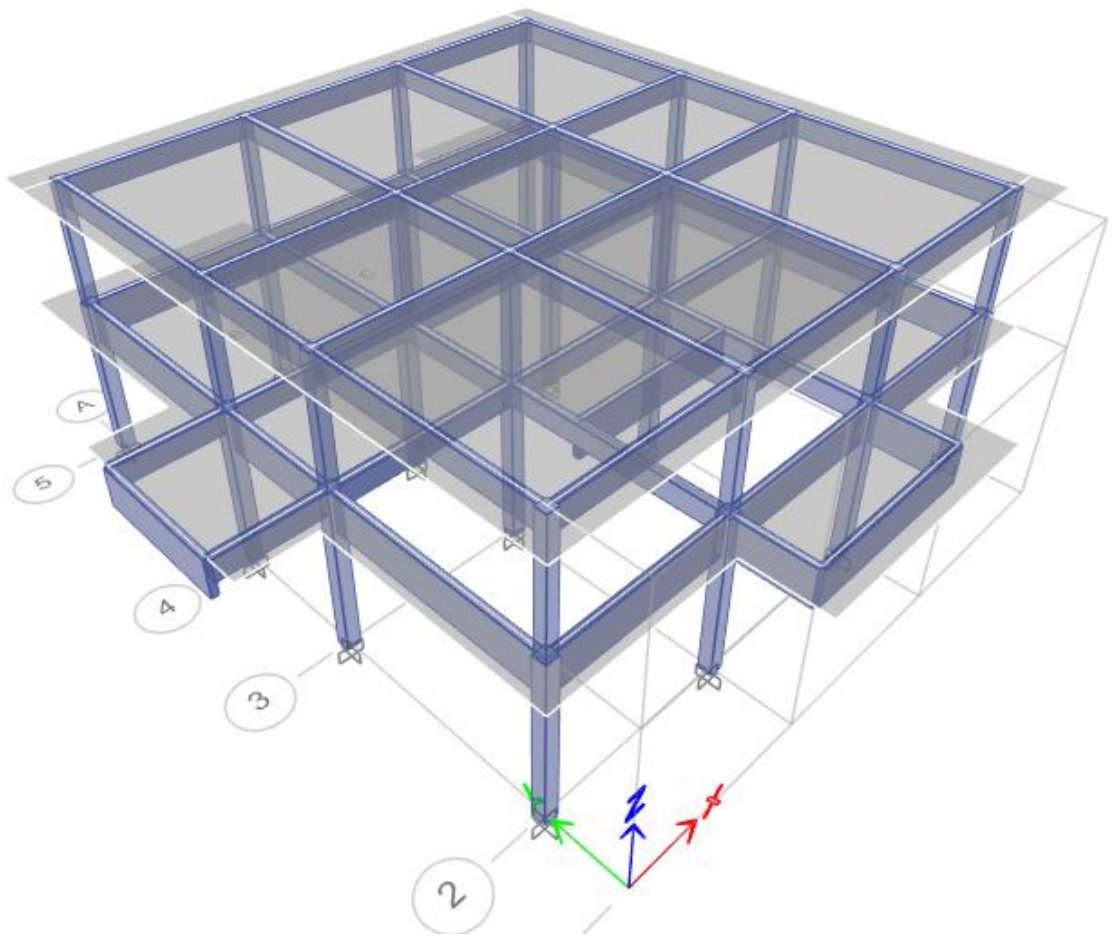


Figura 3. 10 Modelo para el análisis

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Peligrosidad sísmica

4.1.1 Características del lugar

A continuación, se indican los parámetros requeridos para la construcción del espectro de diseño de la zona donde se encuentra ubicado el hospital.

Tabla 4. 1 Factores para el espectro

Fuente: (Villota, 2016)

Parámetros	Factor	Valor	NEC-SE-DS
Zona Sísmica	V	-	Tabla 1
Aceleración máxima en roca esperada para sismo de diseño	Z	0.4	Secc. 10.2
Tipo de perfil suelo	D	-	Tabla 2
Coefficiente de amplificación en la zona de período corto	Fa	1.2	Tabla 3
Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro	Fd	1.19	Tabla 4
Coefficiente que toma en cuenta el comportamiento del suelo	Fs	1.28	Tabla 5
Factor de Reducción Sísmico	R	8	Tabla 15
Razón entre la aceleración espectral	η	2.48	Secc. 3.3.1
Factor de la ubicación geográfica	r	1	Secc. 3.3.1
Factor de Importancia	I	1.5	Tabla 6

4.1.2 Espectro de respuesta

Con los parámetros de sitio y el factor de Importancia $I=1.5$ de acuerdo a NEC2015 SE DS sección 4.1.

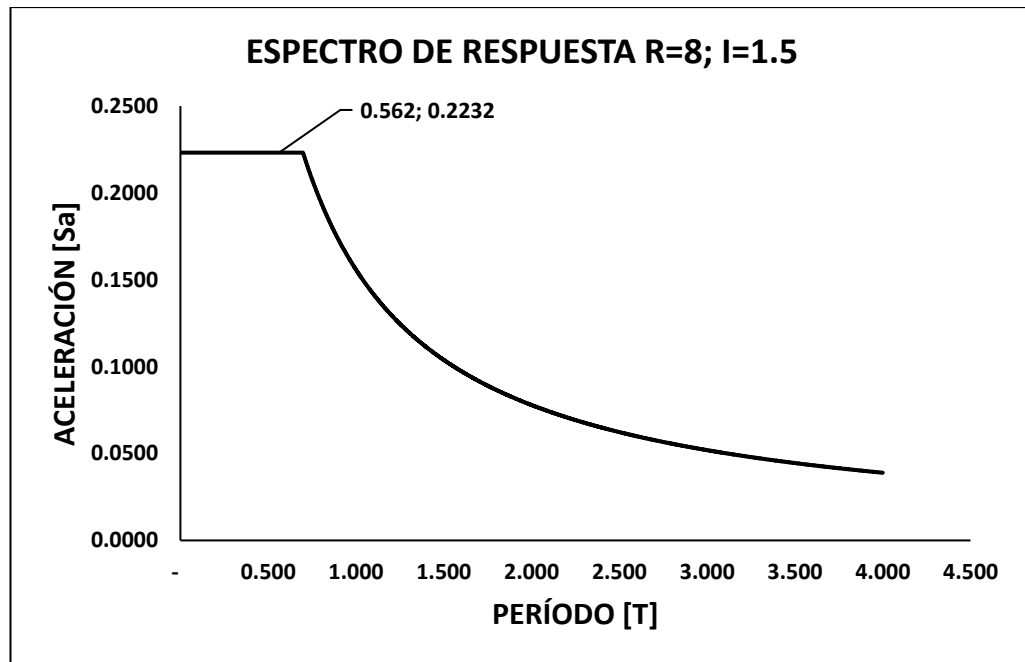


Figura 4. 1 Espectro de diseño

Fuente: Elaboración propia

4.1.3 Cálculo del período de vibración

Método 1

Para el cálculo del período usaremos el Método 1 que sugiere NEC-SE-DS sección 6.3.3a, el cual permitirá determinar el valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la estructura para su dimensionamiento, así como el valor de S_a .

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (4-1)$$

Donde:

T: Período de vibración

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n: Altura máxima de la edificación de **n** pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

α: Coeficiente en referencia al tipo de estructura

Tabla 4. 2 Período de vibración**Fuente:** Elaboración propia

Período Aproximado		
Parámetro	Valor	Descripción
h =	7.0	m
Ct =	0.055	Sec. 6.3.3a
α =	0.9	Sec. 6.3.3a
T =	0.317	seg

Los valores de **Ct** y **α** son referidos para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.

Método 2

Para el cálculo del período usaremos el Método 2 que sugiere NEC-SE-DS sección 6.3.3b, a través de la siguiente ecuación:

$$T_{a\text{ met}2} = 1.3T_{a\text{ met}1} \quad (4-2)$$

Donde:

Ta met1: Período de vibración determinado por método 1

Ta met2: Período de vibración determinado por método 2

Con los períodos calculados se determina el intervalo en el cual se encuentra inicialmente la estructura de análisis, con lo cual se tiene una idea inicial de si la misma requiere reforzamiento.

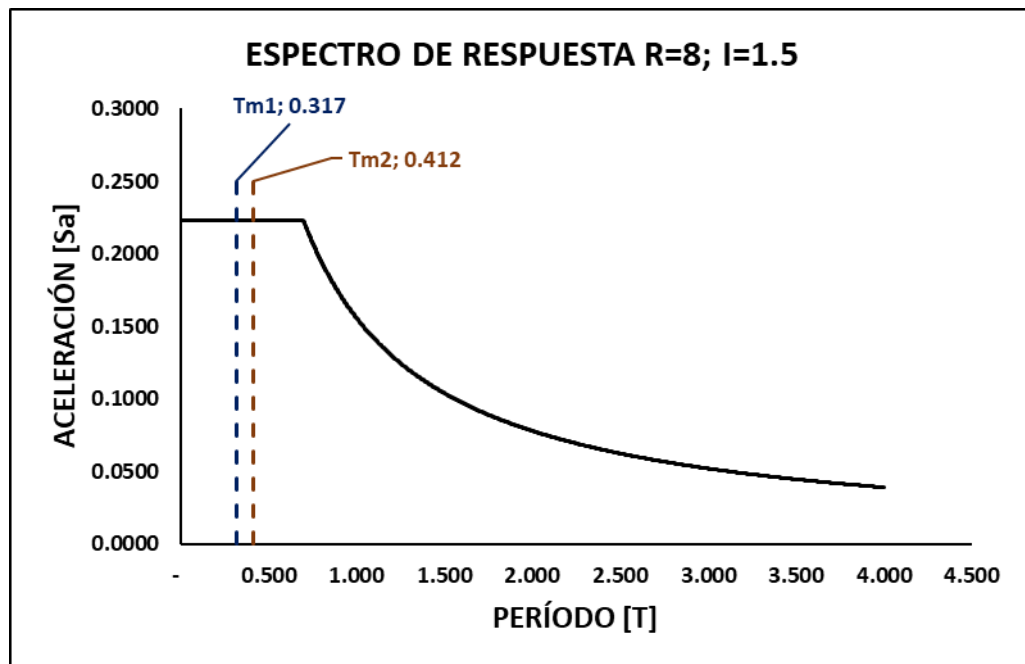


Figura 4. 2 Intervalo de períodos para la estructura

Fuente: Elaboración propia

4.1.4 Cálculo del coeficiente de corte basal

Para determinar el coeficiente **C**, el cual será ingresado al programa, usaremos la siguiente ecuación:

$$C_v = \frac{S_a I}{\phi_P \phi_E R} \quad (4-3)$$

Donde:

Cv: Coeficiente de corte basal

Sa: Pseudo aceleración en **g** en función del valor aproximado **T** calculado

I: Factor de Importancia

ØP: Coeficiente de irregularidad en planta

ØE: Coeficiente de irregularidad en elevación

R: Coeficiente de Reducción

Tabla 4. 3 Coeficiente de corte basal**Fuente:** Elaboración propia

Coeficiente de Corte Basal		
Parámetro	Valor	Descripción
$S_a(T) =$	0.2232	g
$R =$	8	Factor de Red.
$S_a =$	0.0279	Pseudo Aceler.
$\phi_p =$	1	Irreg. Planta
$\phi_E =$	1	Irreg. Elev.
$I =$	1.5	Coef. Import.
$C_v =$	0.0279	Coef. Basal

4.1.5 Cálculo del coeficiente (k) relacionado con el período de vibración de la estructura

Para determinar el coeficiente **k**, el cual será ingresado al programa, usaremos la siguiente relación de acuerdo a NEC-SE-DS sección 6.3.5.

Tabla 4. 4 Valor de k**Fuente:** Elaboración propia

Valores de T (s)		k
≤ 0.5		1
$0.5 < T \leq 2.5$		$0.75 + 0.50 T$
> 2.5		2
Tsoft	0.6	1.05

4.1.6 Cargas

Para realizar el análisis inicial, se usarán en cuenta los siguientes valores de carga.

Tabla 4. 5 Valores de carga viva**Fuente:** (Calle & Feijoo, 2017)

Descripción	Carga (kN/m ²)
Cubiertas	0.70
Sala de quirófanos	2.90
Sala de pacientes	2.0
Corredores en piso	4.0
Circulación para oficinas	2.4

Tabla 4. 6 Valores de carga muerta**Fuente:** (Calle & Feijoo, 2017)

Losa de cubierta	Carga (kN/m ²)
Losa espesor = 15 cm	3.60
Materiales	
Baldosa de cerámica	0.2
Paredes	1.0
Instalaciones	0.5

4.2. Análisis de resultados

Una vez realizado el análisis preliminar, se obtienen los siguientes resultados:

4.2.1 Análisis del período

Se compara el valor del período calculado de acuerdo a la NEC y del primer modo, se observa que el período del primer modo es superior al calculado por el Método 1, lo cual indica que la estructura es muy flexible.

Tabla 4. 7 Comparativa de períodos**Fuente:** Elaboración propia

Comparación de Períodos			
T_{m1} =	0.317	seg	Calculado
T_{soft}=	0.6	seg	ETABS

4.2.2 Participación de masas

A continuación, de acuerdo a NEC-SE-DS sección 6.2.2e, se muestra las masas participativas, las cuales alcanzan el 90% en el modo 2.

Tabla 4. 8 Participación de masa**Fuente:** Elaboración propia

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	SumUX	SumUY
		sec		
Modal	1	0.572	0.0001	0.9386
Modal	2	0.548	0.9531	0.9388
Modal	3	0.483	0.9539	0.953
Modal	4	0.207	0.9543	0.9988
Modal	5	0.205	0.9998	0.9992
Modal	6	0.187	1	1

4.2.3 Análisis de derivas

A continuación, se realiza el análisis de derivas inelásticas permisibles Δ_M según NEC-SE-DS sección 4.2.2.

Tabla 4. 9 Valores de deriva inelástica Δ_M máximos

Fuente: Elaboración propia

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

4.2.3.1 Deriva inelástica

Para determinar la deriva inelástica usaremos la siguiente ecuación:

$$\Delta_{inelastica} < \Delta_M máxima \quad (4-4)$$

$$\Delta_{inelastica} = 0.75 R \Delta_{elástica} \quad (4-5)$$

Donde:

R: Factor de Reducción de Resistencia

$\Delta_{elástica}$: Deriva Elástica (ETABS)

4.2.3.2 Análisis para el sismo dinámico en la dirección X

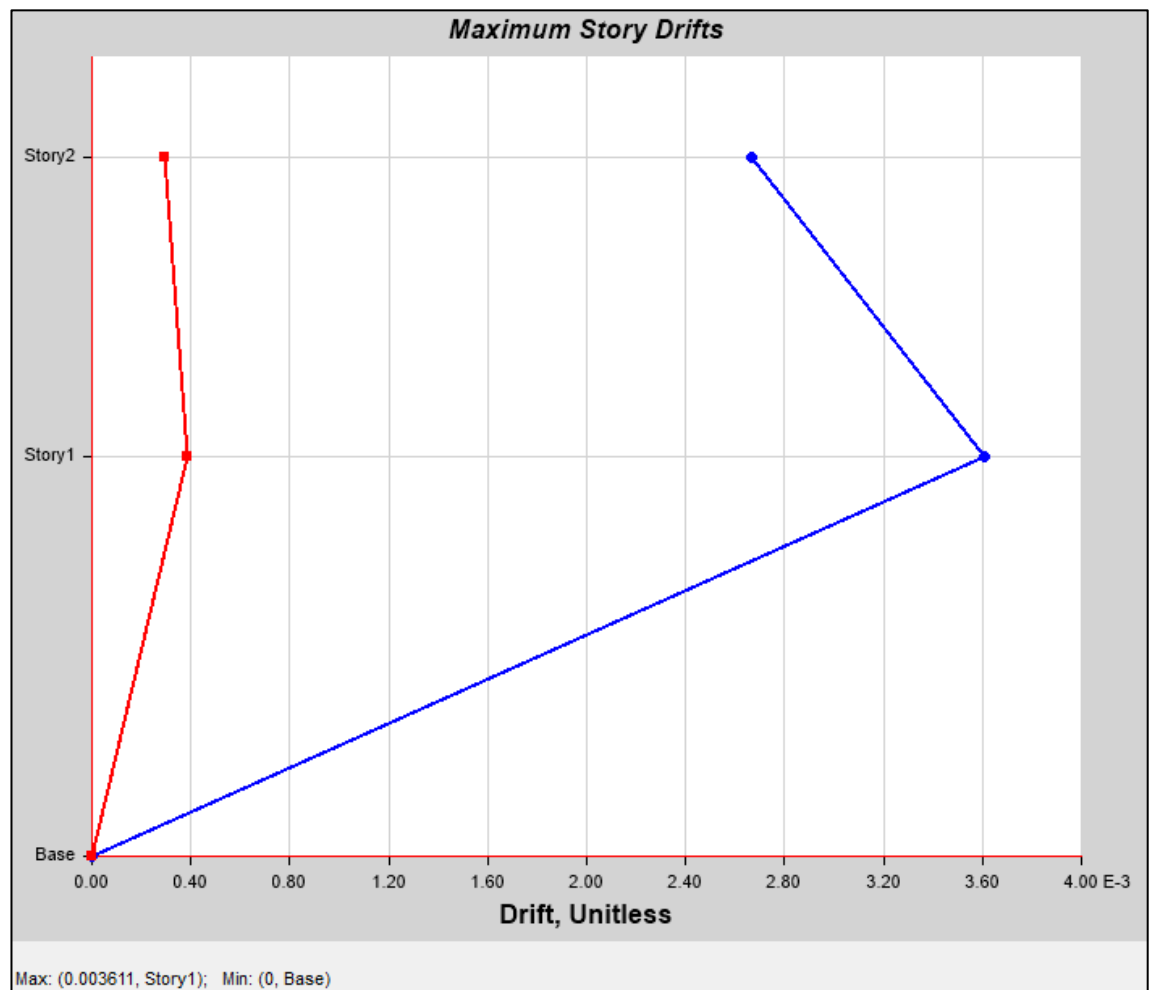


Figura 4. 3 Deriva para el sismo dinámico en X

Fuente: Elaboración propia

4.2.3.2.1 Cálculo de derivas

$\Delta_{elástica} = 0.003611$ deriva elástica en el sentido X

$$\Delta_{inelástica} = 0.75 R \Delta_{elástica} = 0.75 \times 8 \times 0.003611$$

$$\Delta_{inelástica} = 0.022$$

4.2.3.2.1.1 Comprobación

$$\Delta_{inelástica} < \Delta_M \text{ máxima}$$

$$0.022 < 0.02 \rightarrow \text{No Cumple}$$

4.2.3.3 Análisis para el sismo dinámico en la dirección Y

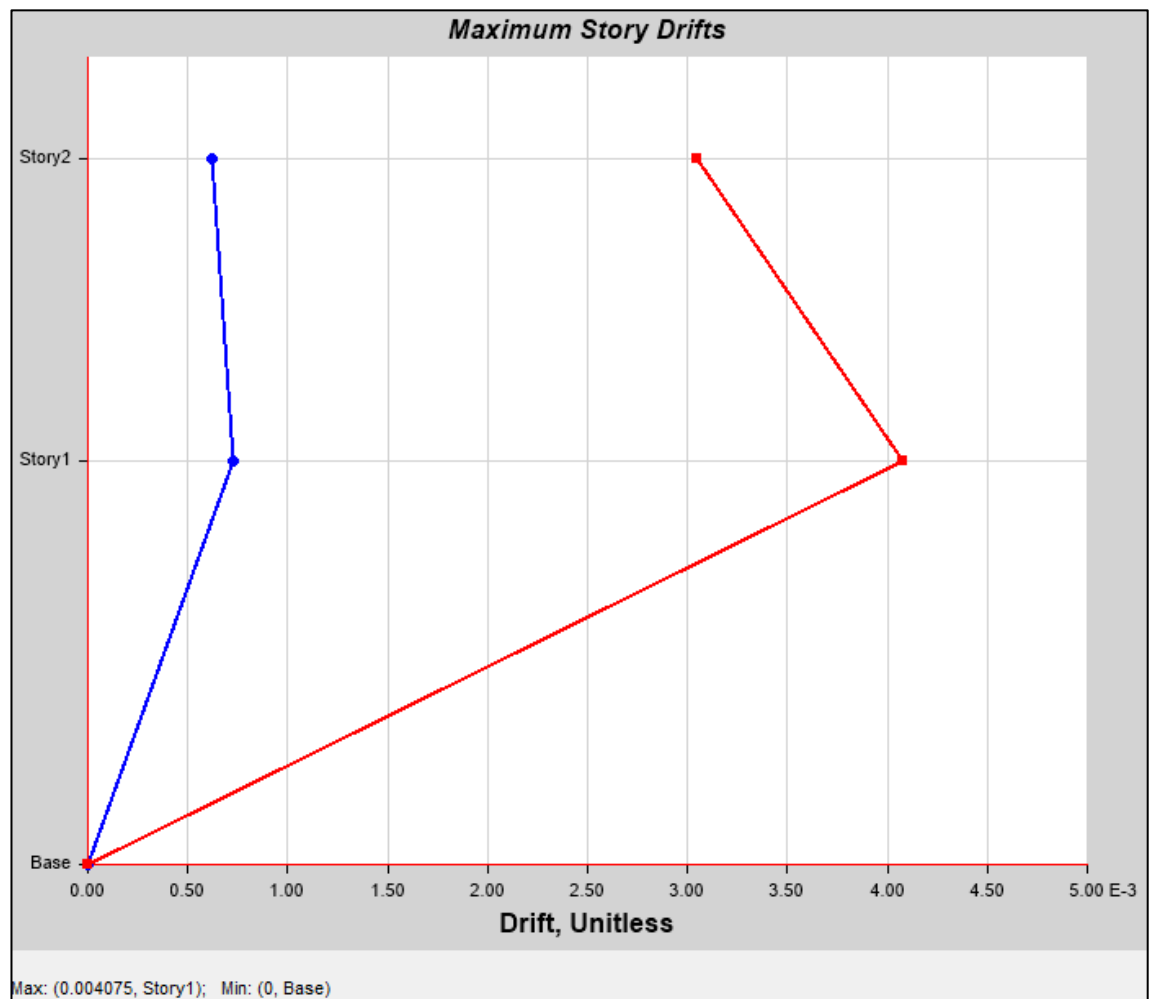


Figura 4. 4 Deriva para el sismo dinámico en Y

Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.1 Cálculo de derivas

$\Delta_{elástica} = 0.004075$ deriva elástica en el sentido Y

$$\Delta_{inelástica} = 0.75 R \Delta_{elástica} = 0.75 \times 8 \times 0.004075$$

$$\Delta_{inelástica} = 0.024$$

4.2.3.3.1.1 Comprobación

$$\Delta_{inelástica} < \Delta_M \text{ máxima}$$

$$0.024 < 0.02 \rightarrow \text{No Cumple}$$

4.2.4 Masa reactiva

El valor lo determinamos a través de la combinación de carga denominada Masa Reactiva en ETABS.

Tabla 4. 10 Carga reactiva**Fuente:** Elaboración propia

Carga Reactiva		
W=	269.655	tonf

4.2.5 Cortante basal estático

El valor lo determinamos a través de la siguiente ecuación:

$$V_b = C_v W \quad (4-6)$$

Donde:

Cv: Coeficiente de corte basal

W: Masa Reactiva

Tabla 4. 11 Corte basal**Fuente:** Elaboración propia

Corte Basal		
Vb=	60.187	tonf

4.2.6 Cortante basal dinámico

De acuerdo a NEC-SE-DS sección 6.2.2b, el cortante dinámico en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Determinamos los valores de cortante basal dinámico a través de ETABS, los cuales se indican en las siguientes tablas.

Tabla 4. 12 Valores de cortante basal estático**Fuente:** Elaboración propia

Cotante Basal Estático			
Vex =	58.642	tonf	ETABS
Vey =	58.642	tonf	ETABS

Tabla 4. 13 Valores de cortante basal dinámico**Fuente:** Elaboración propia

Cotante Basal Dinámico			
Vdx =	56.022	tonf	ETABS
Vdy =	55.392	tonf	ETABS

A continuación, se realiza la comprobación entre los cortantes basales estáticos y dinámicos.

Tabla 4. 14 Verificación de cortante basal dinámico**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación		
Vdix =	Cumple	tonf
Vdiy =	Cumple	tonf

En este caso, notamos que, los cortantes basales dinámicos cumplen lo especificado de acuerdo a la normativa.

4.2.7 Comparación de períodos

A continuación, determinado el período de la estructura a través del programa ETABS, procedemos a identificar si dicho período está dentro del intervalo determinado anteriormente.

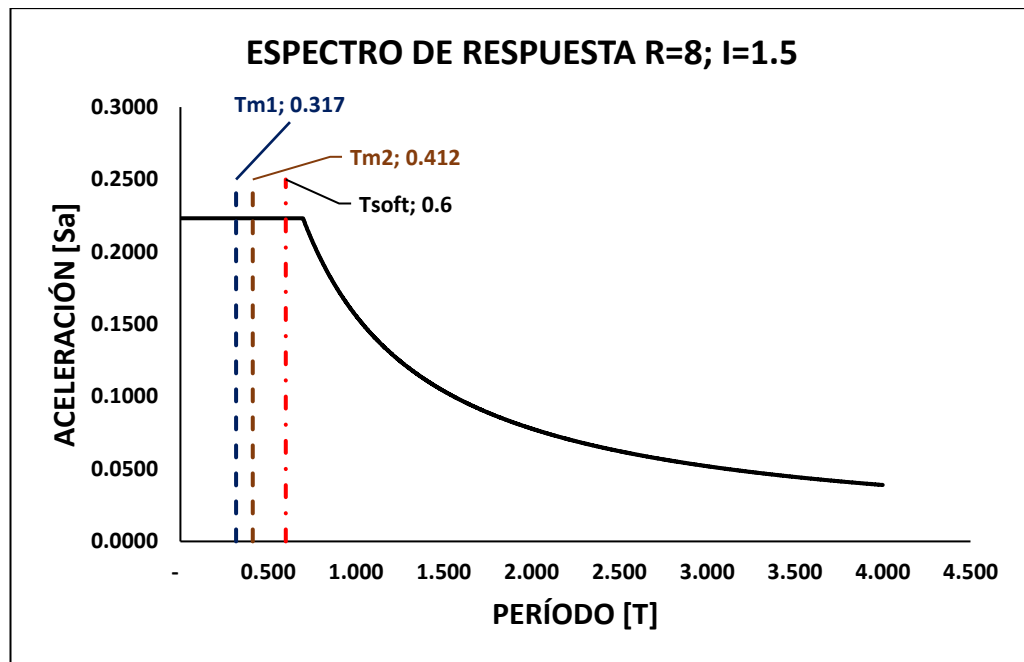


Figura 4. 5 Comparación de períodos para la estructura

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el período de la estructura determinado por el software está fuera del intervalo de los períodos calculados por los métodos 1 y 2 de la NEC, lo cual es un indicativo inicial de que la estructura requiere reforzamiento.

4.3 Curva de capacidad

Para obtener una predicción precisa y realista de la respuesta sísmica de una estructura es necesario disponer de herramientas de análisis que permitan comprender su comportamiento no lineal y su evolución en el tiempo.

Una alternativa recientemente introducida en los análisis, es el uso de procedimientos de análisis estático no lineal que, manteniendo la notable simplicidad de uso e interpretación de los resultados propios de los análisis estáticos lineales, permiten estimaciones más realistas y fiables de la respuesta estructural, incluso en el campo no lineal.

Este tipo de análisis incluye esencialmente dos aspectos:

1. La determinación de un vínculo fuerza-desplazamiento (curva de capacidad o curva pushover), representativo del comportamiento monotónico real de la estructura.

2. La evaluación del desplazamiento máximo o punto de desempeño desarrollado por la estructura ante un evento sísmico definido a través de un espectro de respuesta de aceleración elástica.

Por lo tanto, el análisis pushover permite describir el comportamiento de la estructura a través de una relación fuerza- desplazamiento a través de la curva de capacidad. De esta manera se lleva el análisis de la respuesta de la estructura al de un sistema con un solo grado de libertad (SDOF) equivalente a la estructura inicial.

El análisis pushover consiste en "empujar" la estructura hasta que colapse o un parámetro de control de deformación alcance un valor límite predeterminado; el "empuje" se obtiene aplicando un perfil preestablecido de fuerzas o desplazamientos de forma incremental y monotonía.

En esencia, el análisis pushover es una técnica para la solución incremental-iterativa de las ecuaciones de equilibrio estático de la estructura en la que el "empuje" está representado por el sistema de desplazamientos o fuerzas aplicadas.

Normalmente, como parámetros de fuerza y deformación se eligen el cortante en la base y el desplazamiento del centro de gravedad del último piso del edificio, aunque en realidad esta elección no tiene una base teórica precisa, sino que es más bien un legado de las aplicaciones originales de esta técnica a pilares de puentes en los que, por razones obvias, se controlaba el desplazamiento en la parte superior. De hecho, el desplazamiento en el tope no siempre parece ser un parámetro fiable.

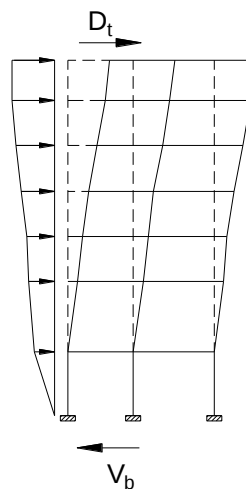


Figura 4. 6 Representación del análisis Pushover

Fuente: Elaboración propia

Considerando que el objetivo es simular la respuesta dinámica de la estructura, surge la pregunta de si el análisis pushover debe realizarse aplicando un sistema de desplazamientos o fuerzas. Si la estructura tuviera un comportamiento elástico lineal, los dos enfoques conducirían a los mismos resultados, pero la presencia de efectos inelásticos conduce a una diferencia significativa entre las dos alternativas.

Conceptualmente, el análisis dinámico se realiza con fuerzas inerciales para las cuales el análisis pushover con fuerzas impuestas parecería más apropiado pero, en un análisis dinámico, la tendencia de las fuerzas de piso no permanece sin cambios, por lo que aplicar una distribución de fuerzas constante no es exacta en ningún caso, además, pueden surgir dificultades al realizar análisis inelásticos estables con control de fuerza, ya que estos no son capaces de capturar ningún comportamiento de ablandamiento de la estructura ni de seguir con precisión las respuestas asociadas con rigideces muy pequeñas, por lo que puede ser preferible realizar análisis con desplazamientos controlados.

Por otro lado, al trabajar con desplazamientos impuestos, la deformación de la estructura se ve limitada, por lo que se corre el riesgo de obtener campos de fuerzas completamente incorrectos en comparación con los esperados en una estructura "libre" de deformarse ante los movimientos sísmicos y por lo tanto obtener resultados seriamente engañosos.

Sin embargo, el enfoque basado en fuerzas es el que ha despertado el mayor interés entre investigadores e ingenieros profesionales, también porque es fácil de implementar en todos los programas de cálculo más comunes. La capacidad de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales.

La curva de capacidad define la capacidad de la estructura independientemente de cualquier solicitud sísmica específica (de hecho, no se hace referencia a la acción sísmica) y por tanto describe las características intrínsecas del sistema resistente; en otras palabras, es una especie de vínculo constitutivo simplificado de la estructura.

Cuando un sismo induce un desplazamiento lateral sobre la estructura, su respuesta está representada por un punto en esta curva y, dado que la deformación de todos sus componentes está correlacionada con el desplazamiento global de la estructura misma, cada punto en esta curva también define un estado de daño estructural (Albanesi & Nuti, 2007).

4.3.1 Configuración de casos de carga

Se procede a realizar la configuración de los casos de carga en el programa ETABS, para el análisis Pushover en el sentido X e Y.

Realizamos el siguiente procedimiento:

Define → Load Cases → Add New Case → Load Case Data

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH_X

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Fuente de Masa

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sismo_EstaticoX	980.6

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Modify/Show..., OK, Cancel

Figura 4. 7 Configuración para Pushover en el sentido X

Fuente: Elaboración propia

Se selecciona como nodo de control, el nodo 37.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of cm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Figura 4. 8 Configuración para el nodo de control en el sentido X

Fuente: Elaboración propia

E Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sismo_EstaticoY	980.6

i Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 4. 9 Configuración para Pushover en el sentido Y

Fuente: Elaboración propia

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of cm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint

☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Figura 4. 10 Configuración para el nodo de control en el sentido Y

Fuente: Elaboración propia

4.3.2 Cálculo de rótulas plásticas para vigas

A continuación, se presenta el procedimiento usado para la viga 2 del piso 1, usando el código ASCE 41-13 capítulo 10:

1. Determinar los valores de áreas de acero mínimo, superior, inferior y estribos
2. Determinar los valores de cuantías superior, inferior y balanceada
3. Determinar el valor del corte por gravedad
4. Determinar el valor de momentos probables

5. Determinar el valor del corte probable

6. Determinar el corte de diseño

7. Usar la Tabla 10-7 de ASCE 41

Tabla 4. 15 Criterios de aceptación para vigas

Fuente: (ASCE 41, 2014)

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
						IO	LS	CP
			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
$\rho_{\min}$								
≤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 ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > <i>d</i> /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 ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > <i>d</i> /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

8. Determinar las condiciones de la viga, a través de la Tabla C7-1 de ASCE 41, para poder usar la Tabla 10-7.

Tabla 4. 16 Criterios para deformaciones y acciones de control

Fuente: (ASCE 41, 2014)

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M , V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P , M
Connections	P , V , M^b	P , V , M
Diaphragms	M , V^c	P , V , M

9. Determinar si la sección es Conforme o No Conforme de acuerdo a las notas de la Tabla 10-7 y de la comparación de acero mínimo.

Tabla 4. 17 Comprobación acero inferior y mínimo

Fuente: Elaboración propia

Comprobación de Acero Mínimo a Flexión		
$A_i > A_{smin}$	No Cumple	Comprobación

Debido a que el área del acero inferior es menor que el área mínima de acero, la rótula plástica será controlada por corte.

Tabla 4. 18 Condiciones para la viga 2

Fuente: Elaboración propia

Condiciones				
Cond ii-1	Cumple	adim.	Tabla 10-7_ASCE 41	$S_{st} \leq d/2$
Cond ii-2	No Cumple	adim.	Tabla 10-7_ASCE 41	$S_{st} > d/2$

10. Determinar los valores de **a,b,c, IO, LS** y **CP** de la Tabla 10-7

Tabla 4. 19 Valores de rotación y criterios de aceptación para la viga 2

Fuente: Elaboración propia

Condi- ciones	Ángulo de Rotación Plástica (rad)		Relación Resistencia Residual	Criterio de Aceptación			Referencias
				Ángulo de Rotación Plástica (rad)			
	Niveles de Desempeño						
	a	b		c	IO	LS	CP
Cond ii-1	0.003	0.020	0.200	0.00150	0.010	0.020	Tabla 10-7_ASCE 41

11. Determinar los valores de momentos y rotaciones

Tabla 4. 20 Valores de rotación y momentos para la viga 2

Fuente: Elaboración propia

Rotaciones y Momentos			
My	13.61	tonf-m	Momento de Fluencia
θy	0.000454	rad	Rotación de Fluencia
θu	0.00345	rad	Rotación Última
θr	0.02045	rad	Rotación Residual
Mu	13.82	tonf-m	Momento Último
Mr	2.72	tonf-m	Momento Residual

12. Generar la curva Momento-Rotación, las cuales serán ingresadas al programa.

Tabla 4. 21 Valores para la curva momento-rotación para la viga 2

Fuente: Elaboración propia

Curva Momento-Rotación		
Puntos	θ	M
A	0.00000	0.00
B	0.00045	13.61
C	0.00345	13.82
D	0.00770	2.72
E	0.02045	2.72
IO	0.00150	0.00
	0.00150	15.20
LS	0.01000	0.00
	0.01000	15.20
CP	0.02000	0.00
	0.02000	15.20

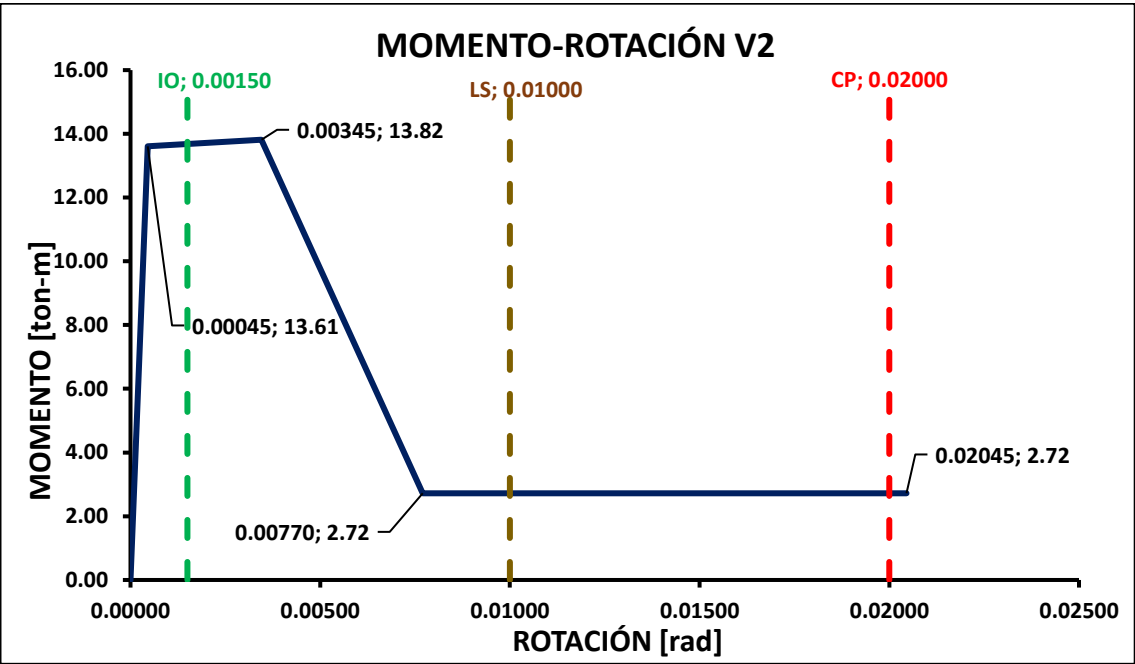


Figura 4. 11 Curva momento-rotación para la viga 2

Fuente: Elaboración propia

13. Ingresar los valores de la curva al programa de análisis.

Hinge Property Data for V2_RP1 - Moment M3

Force Control Parameters

Maximum Allowed Moment

☒ Specified Proportion of Yield Moment

	Positive	Negative
Specified Proportion of Yield Moment	1.02	

☐ User Specified Moment, tonf-cm

	Positive	Negative
User Specified Moment, tonf-cm		

☐ Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Maximum Moment Is Reached

Acceptance Criteria (Moment/Maximum Allowed Moment)

	Positive	Negative
☒ Immediate Occupancy	0.0015	
☐ Life Safety	0.01	
☐ Collapse Prevention	0.02	

Figura 4. 12 Parámetros para viga 2 en ETABS

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra el procedimiento para a viga V6, en la cual, la rótula plástica está controlada por flexión.

1. Determinar los valores de áreas de acero mínimo, superior, inferior y estribos
2. Determinar los valores de cuantías superior, inferior y balanceada
3. Determinar el valor del corte por gravedad
4. Determinar el valor de momentos probables
5. Determinar el valor del corte probable
6. Determinar el corte de diseño
7. Usar la Tabla 10-7 de ASCE 41

Tabla 4.15 Criterios de aceptación para vigas (repetida)**Fuente:** (ASCE 41, 2014)

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
						IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 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 $\leq d/2$			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 $\leq d/2$			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

8. Determinar las condiciones de la viga, a través de la Tabla C7-1 de ASCE 41, para poder usar la Tabla 10-7.

Tabla 4.16 Criterios para deformaciones y acciones de control (repetida)**Fuente:** (ASCE 41, 2014)

Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions		
Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M , V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P , M
Connections	P , V , M^b	P , V , M
Diaphragms	M , V^c	P , V , M

9. Determinar si la sección es Conforme o No Conforme de acuerdo a las notas de la Tabla 10-7 y de la comparación de acero mínimo.

Tabla 4. 22 Comprobación acero inferior y mínimo**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación de Acero Mínimo a Flexión		
$A_i > A_{smin}$	Cumple	Comprobación

Debido a que el área del acero inferior es superior que el área mínima de acero, la rótula plástica será controlada por flexión

Tabla 4. 23 Condiciones para la viga 6**Fuente:** Elaboración propia

Condiciones				
Cond i-1	0.0396	adim.	Tabla 10-7_ASCE 41	$(\rho - \rho') / \rho_{bal}$
Cond i-2	15.33	C	Tabla 10-7_ASCE 41	CONFORME / NO CONFORME
Cond i-2	6.86	C	Tabla 10-7_ASCE 41	
Cond. i-3	0.195	adim.	Tabla 10-7_ASCE 41	$V / (b.d.\sqrt{f'_c})$

Para la condición **i-1**, se usa la ecuación:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (4-7)$$

Para la condición **i-2**, se usan la **nota c** del pie de la figura 10-7, para determinar si la sección es Conforme o No Conforme.

Para la condición **i-3**, se usa la ecuación:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \quad (4-8)$$

10. Determinar los valores de **a,b,c, IO, LS y CP** de la Tabla 10-7

Tabla 4. 24 Valores de rotación y criterios de aceptación para la viga 6**Fuente:** Elaboración propia

Condi- ciones	Ángulo de Rotación Plástica (rad)		Relación Resistencia Residual	Criterio de Aceptación			Referencias
				Ángulo de Rotación Plástica (rad)			
				Niveles de Desempeño			
Cond. i-3	a	b	c	IO	LS	CP	Parámetros
0.25	0.025	0.050	0.200	0.0100	0.025	0.050	Tabla 10-7_ASCE 41
0.50	0.025	0.050	0.200	0.0100	0.025	0.050	Tabla 10-7_ASCE 41
0.1955	0.025	0.050	0.200	0.01000	0.025	0.050	Valores Interpolados

11. Determinar los valores de Momentos y Rotaciones

Tabla 4. 25 Valores de rotación y momentos para la viga 6

Fuente: Elaboración propia

Rotaciones y Momentos			
My	5.54	tonf-m	Momento de Fluencia
θ_y	0.000773	rad	Rotación de Fluencia
θ_u	0.02577	rad	Rotación Última
θ_r	0.05077	rad	Rotación Residual
Mu	8.99	tonf-m	Momento Último
Mr	1.11	tonf-m	Momento Residual

12. Generar la curva Momento-Rotación, las cuales serán ingresadas al programa.

Tabla 4. 26 Valores para la curva momento-rotación para la viga 6

Fuente: Elaboración propia

Curva Momento-Rotación		
Puntos	θ	M
A	0.00000	0.00
B	0.00077	5.54
C	0.02577	8.99
D	0.03202	1.11
E	0.05077	1.11
IO	0.01000	0.00
	0.01000	9.88
LS	0.02500	0.00
	0.02500	9.88
CP	0.05000	0.00
	0.05000	9.88

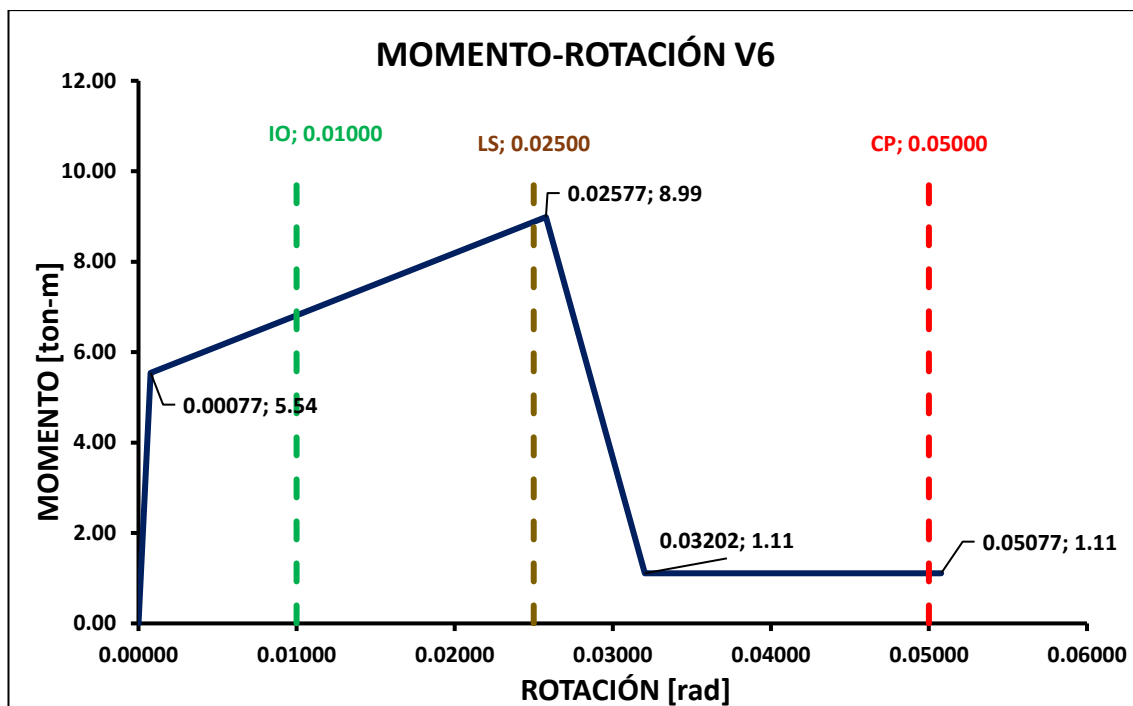


Figura 4. 13 Curva momento-rotación para la viga 6

Fuente: Elaboración propia

13. Ingresar los valores de la curva al programa de análisis.

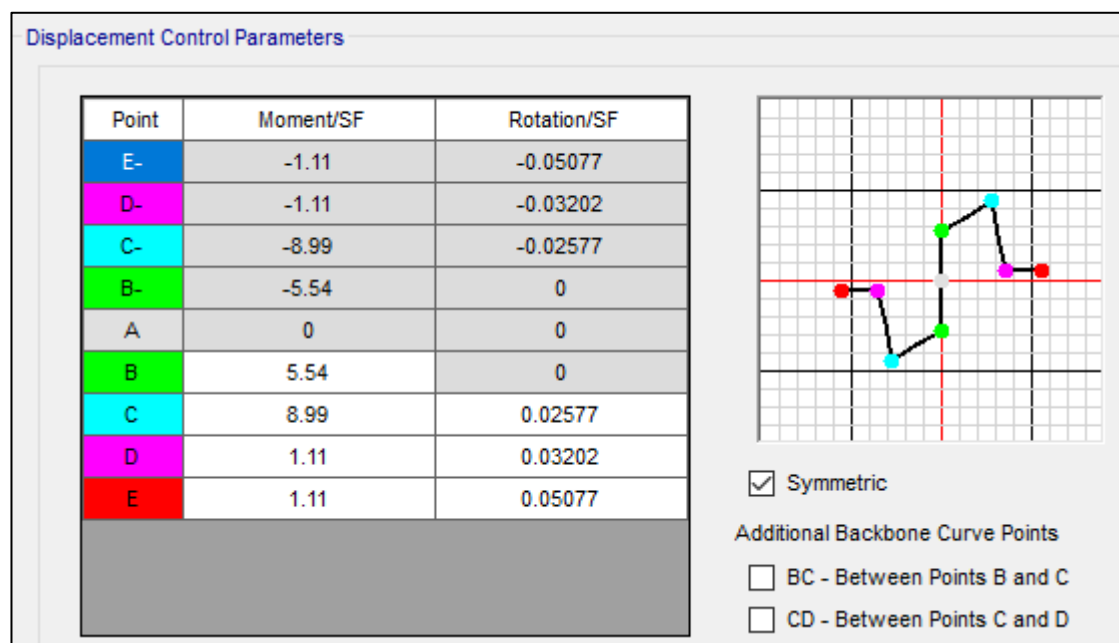


Figura 4. 14 Parámetros para viga 6 en ETABS

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo el procedimiento anterior, a continuación, se muestran las curvas Momento-Rotación para todas vigas del piso 1 de la estructura, las cuales serán ingresadas al modelo en ETABS.

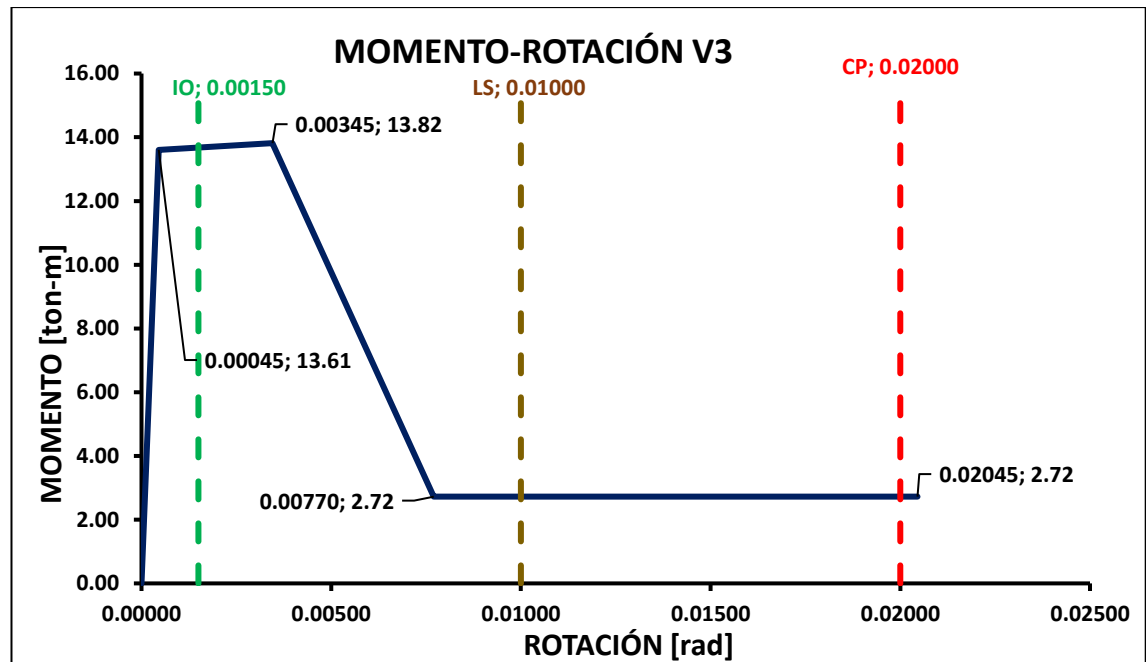


Figura 4. 15 Curva momento-rotación para la viga 3

Fuente: Elaboración propia

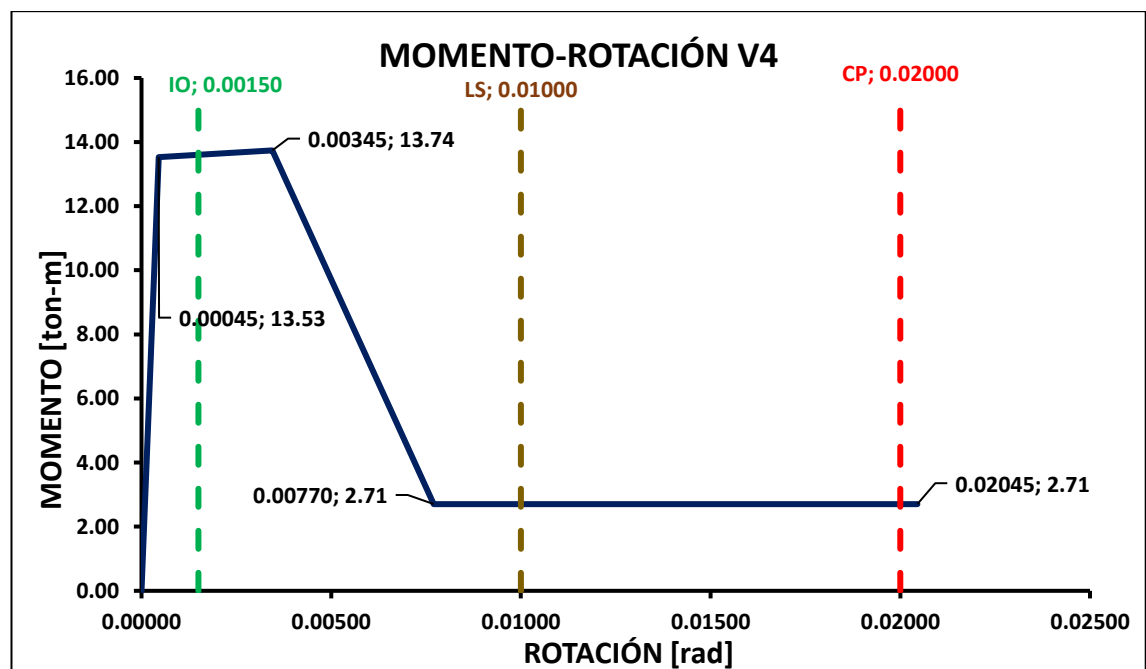


Figura 4. 16 Curva momento-rotación para la viga 4

Fuente: Elaboración propia

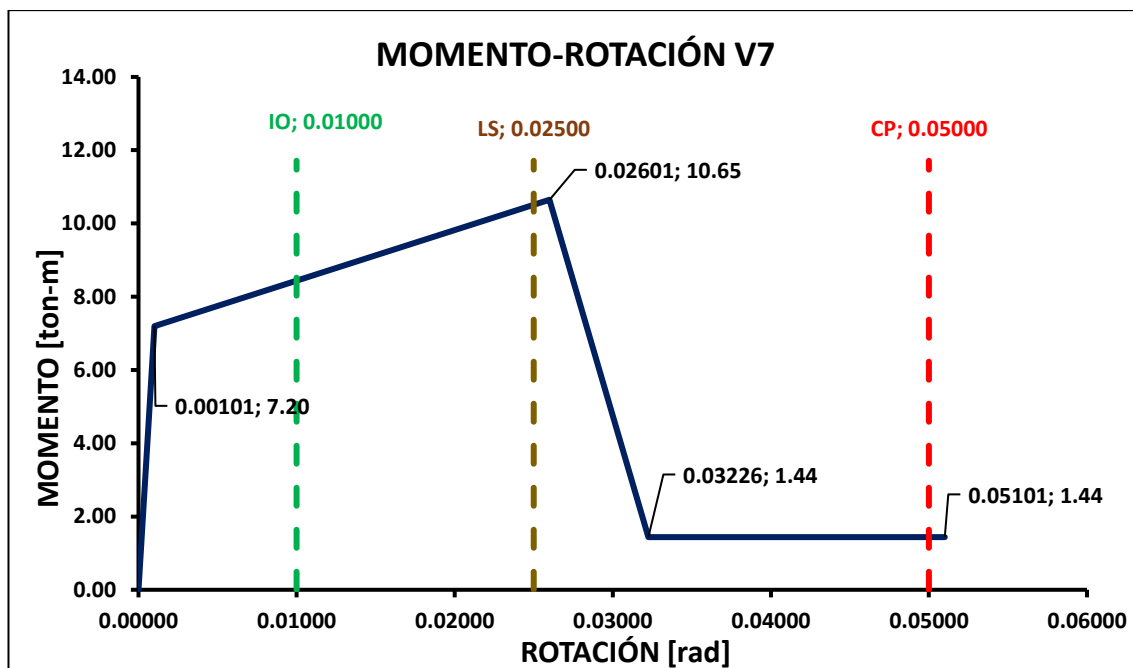


Figura 4. 17 Curva momento-rotación para la viga 7

Fuente: Elaboración propia

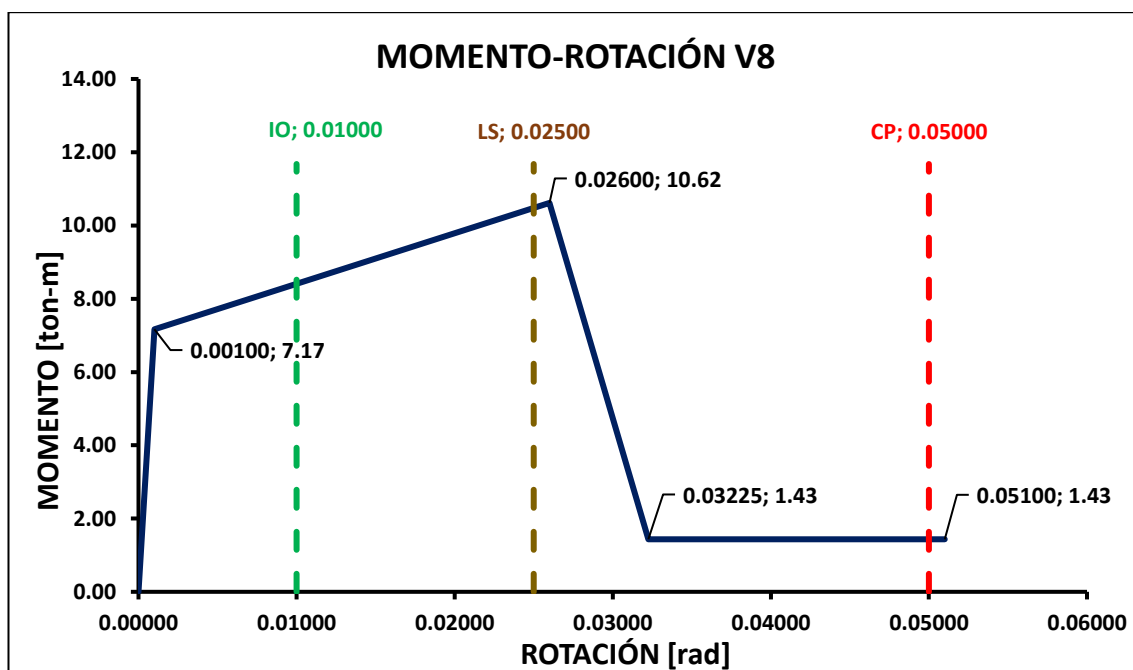


Figura 4. 18 Curva momento-rotación para la viga 8

Fuente: Elaboración propia

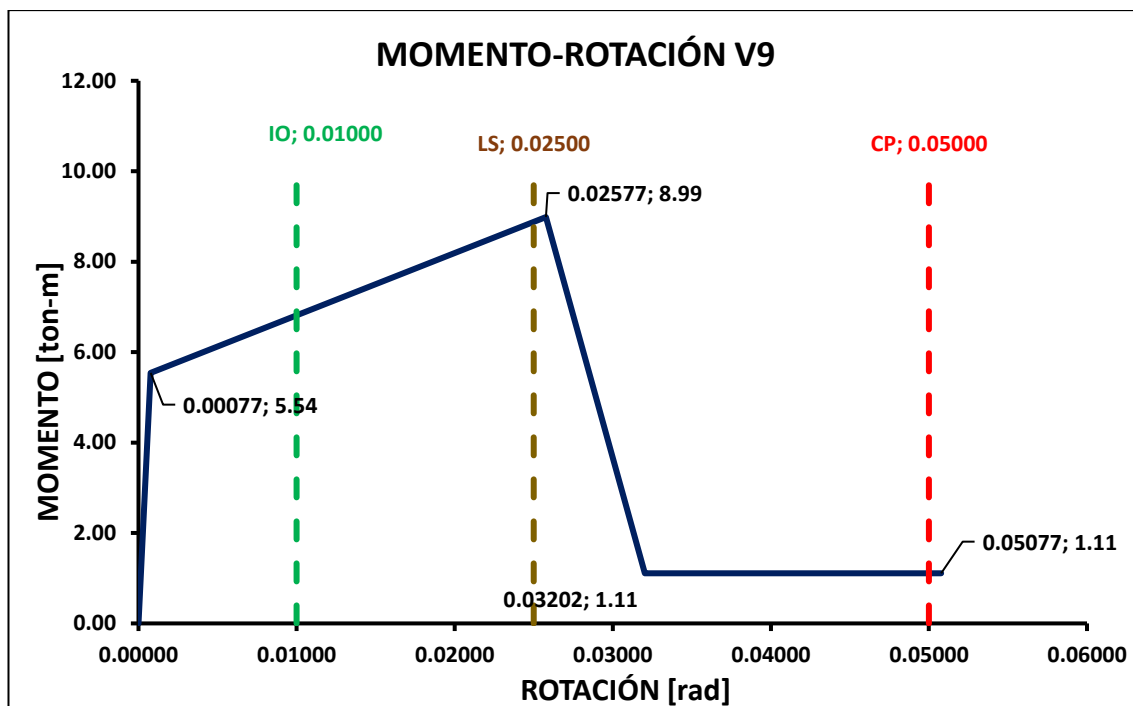


Figura 4. 19 Curva momento-rotación para la viga 9

Fuente: Elaboración propia

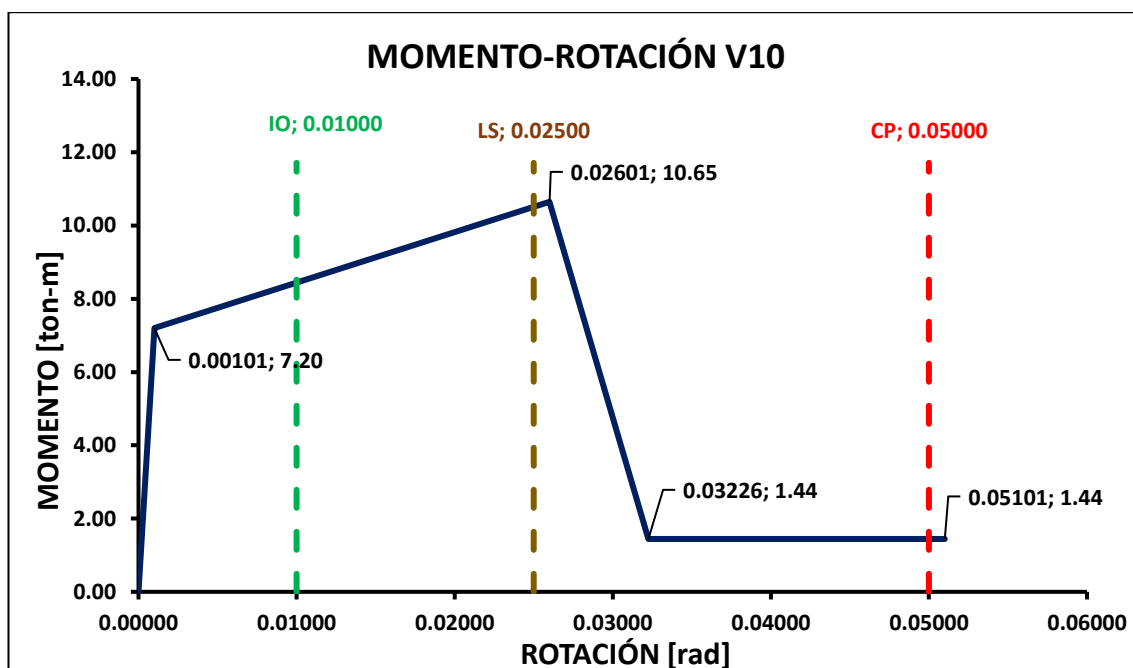


Figura 4. 20 Curva momento-rotación para la viga 10

Fuente: Elaboración propia

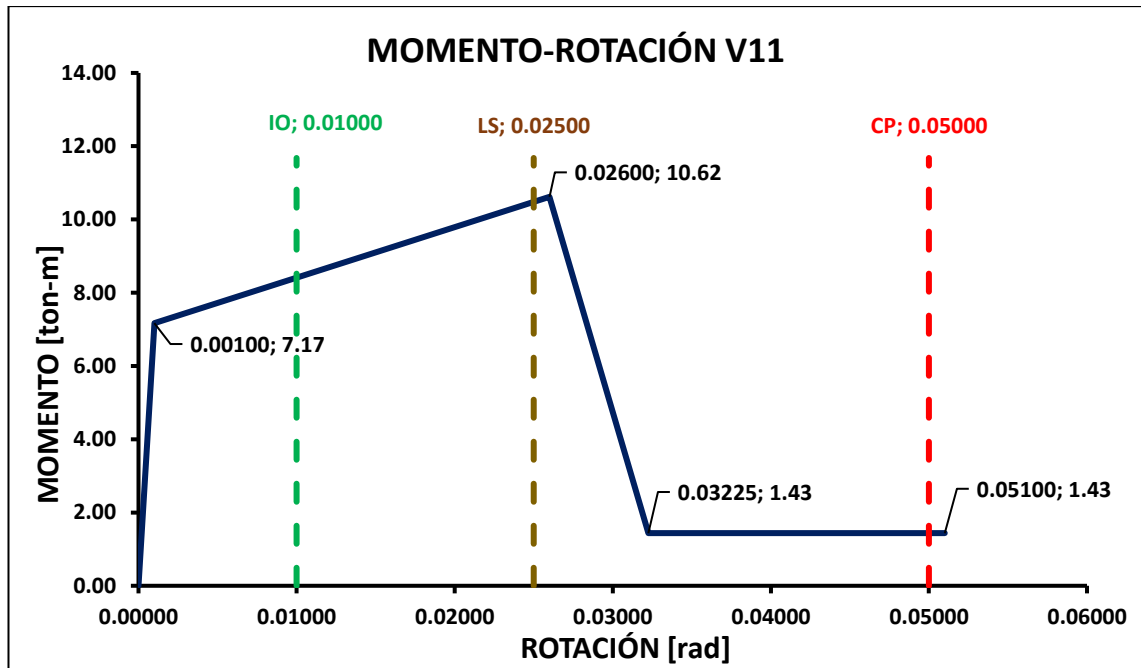


Figura 4. 21 Curva momento-rotación para la viga 11

Fuente: Elaboración propia

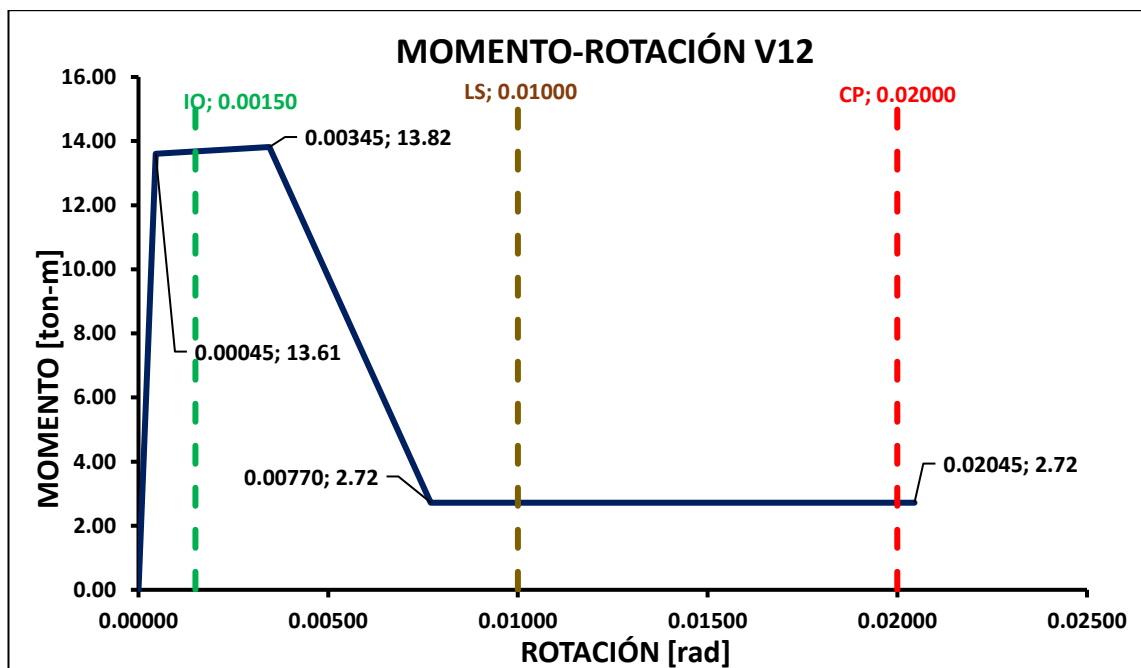


Figura 4. 22 Curva momento-rotación para la viga 12

Fuente: Elaboración propia

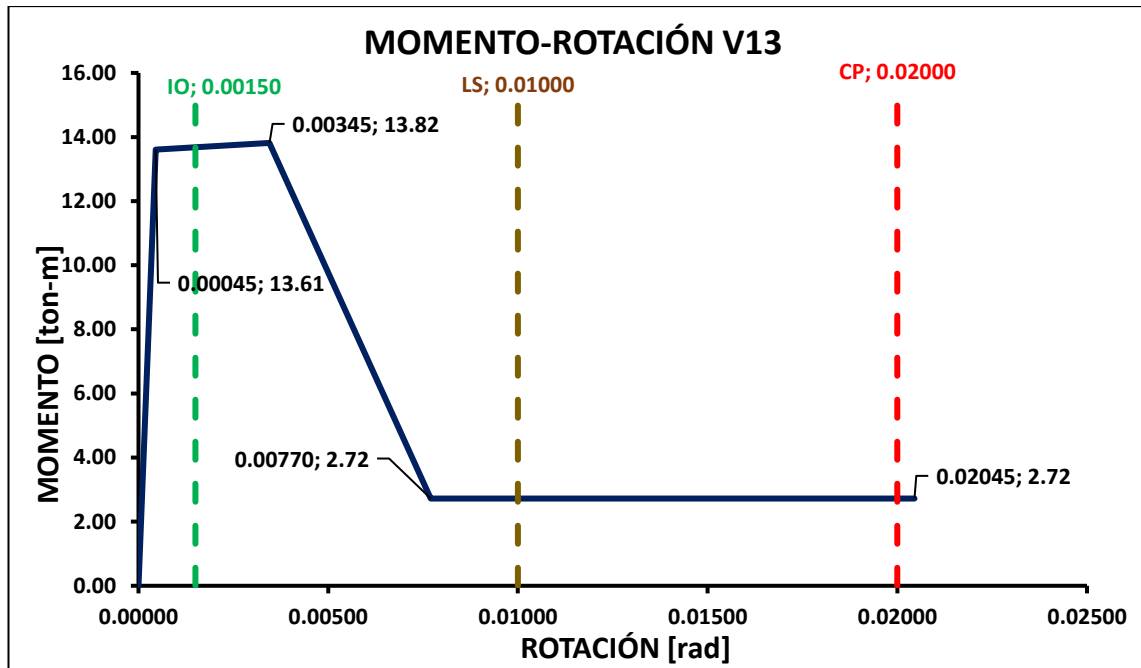


Figura 4. 23 Curva momento-rotación para la viga 13

Fuente: Elaboración propia

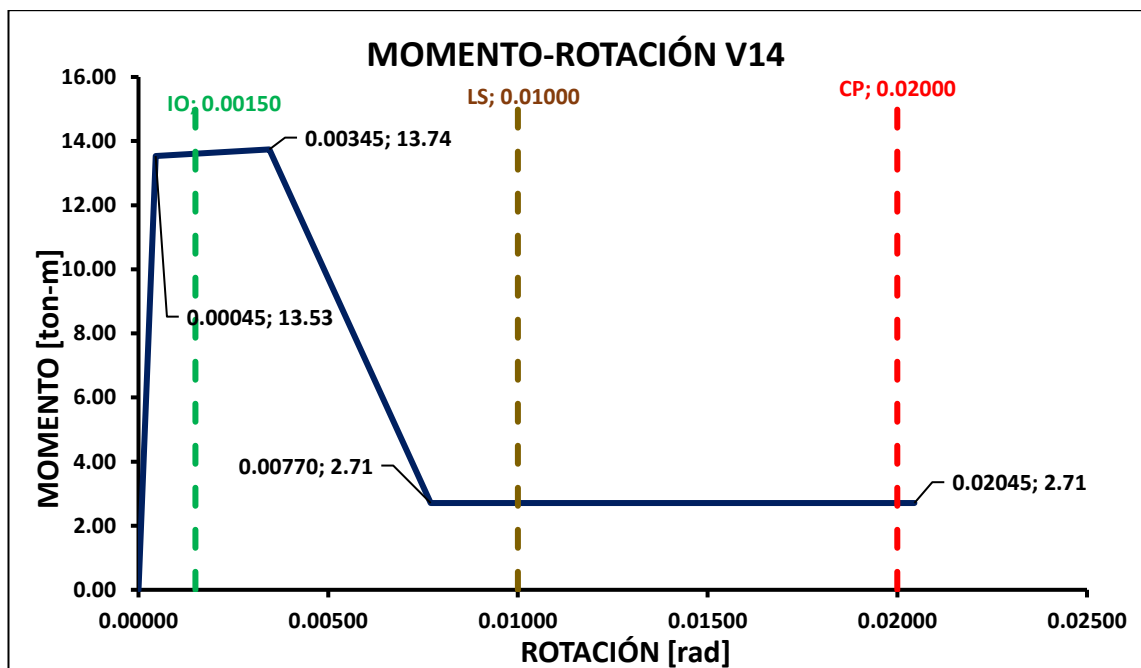


Figura 4. 24 Curva momento-rotación para la viga 14

Fuente: Elaboración propia

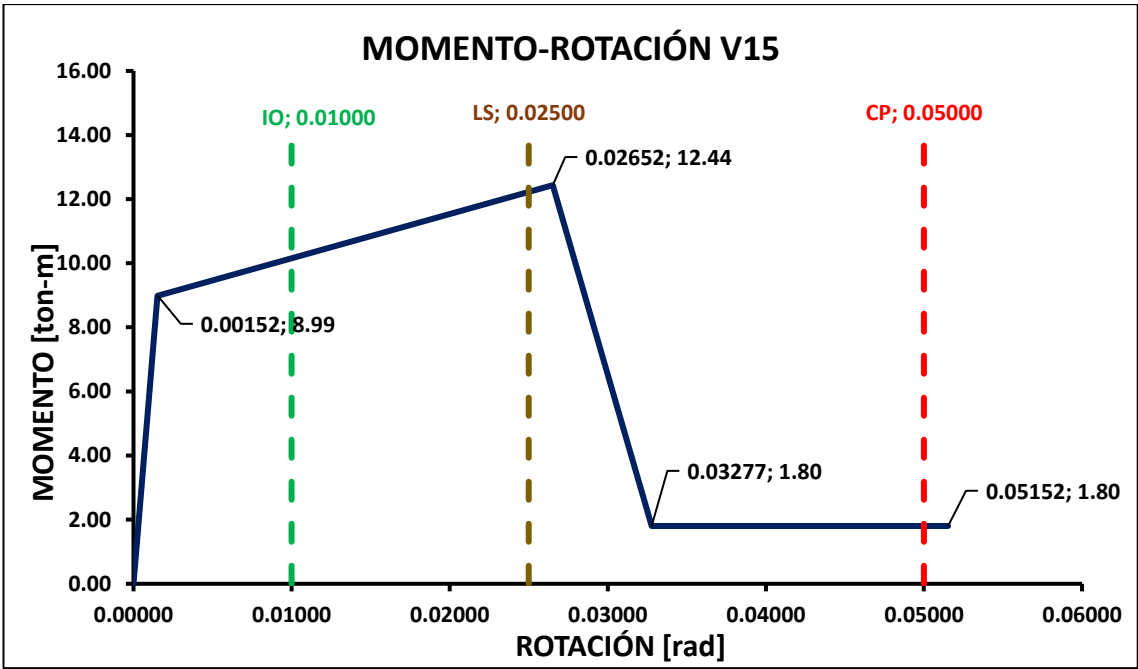


Figura 4. 25 Curva momento-rotación para la viga 15

Fuente: Elaboración propia

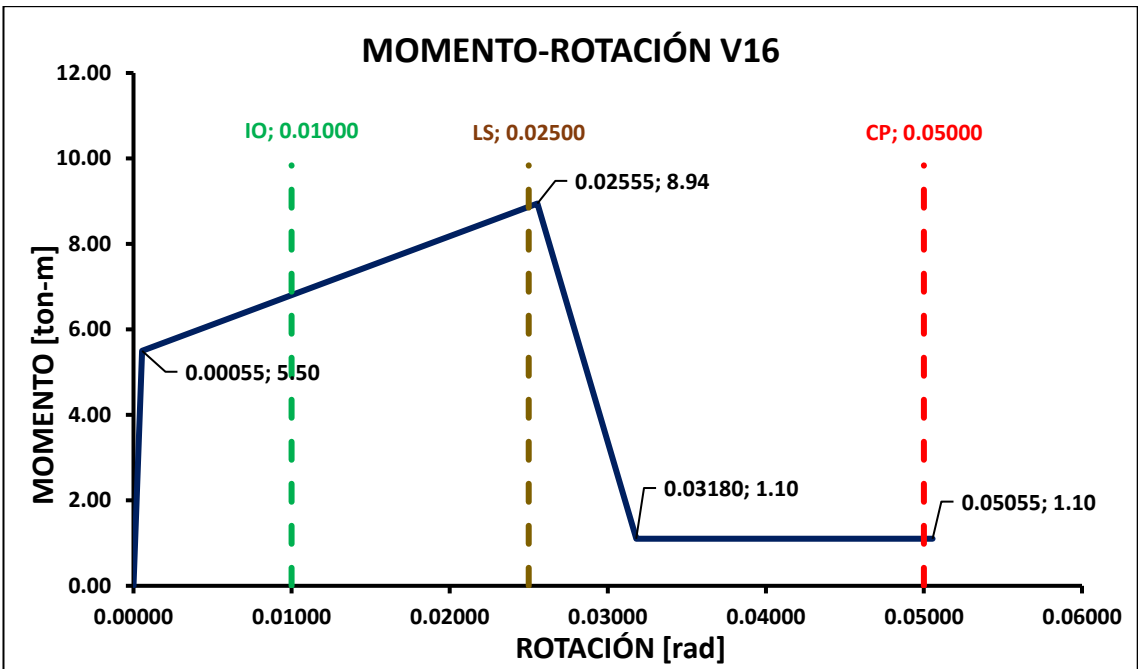


Figura 4. 26 Curva momento-rotación para la viga 16

Fuente: Elaboración propia

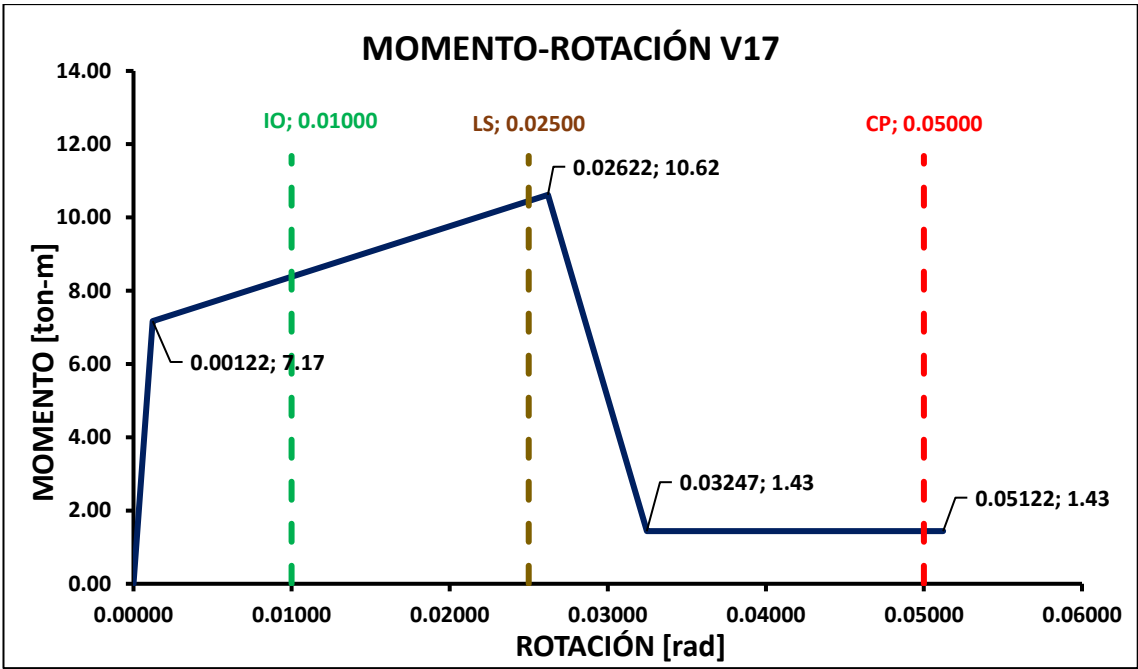


Figura 4. 27 Curva momento-rotación para la viga 17

Fuente: Elaboración propia

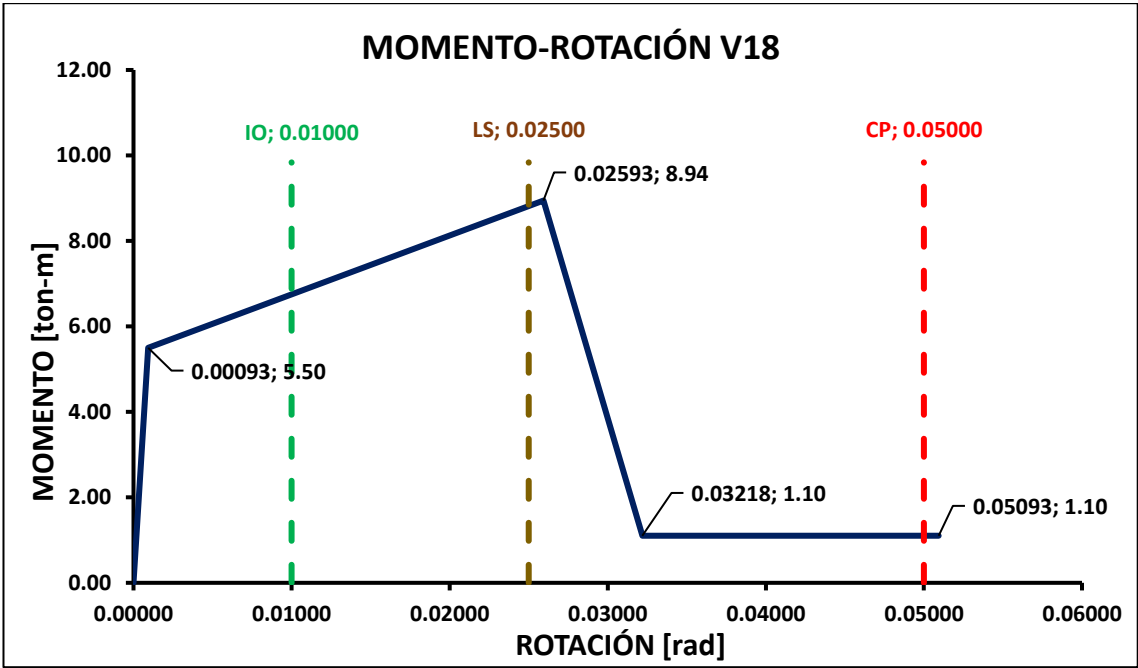


Figura 4. 28 Curva momento-rotación para la viga 18

Fuente: Elaboración propia

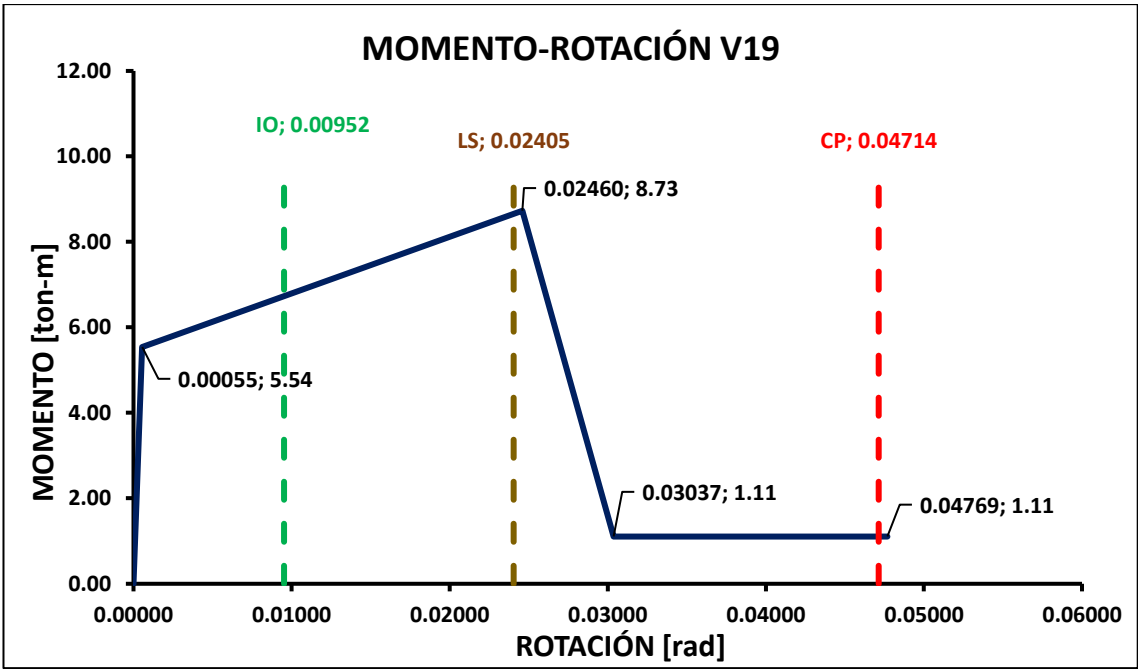


Figura 4. 29 Curva momento-rotación para la viga 19

Fuente: Elaboración propia

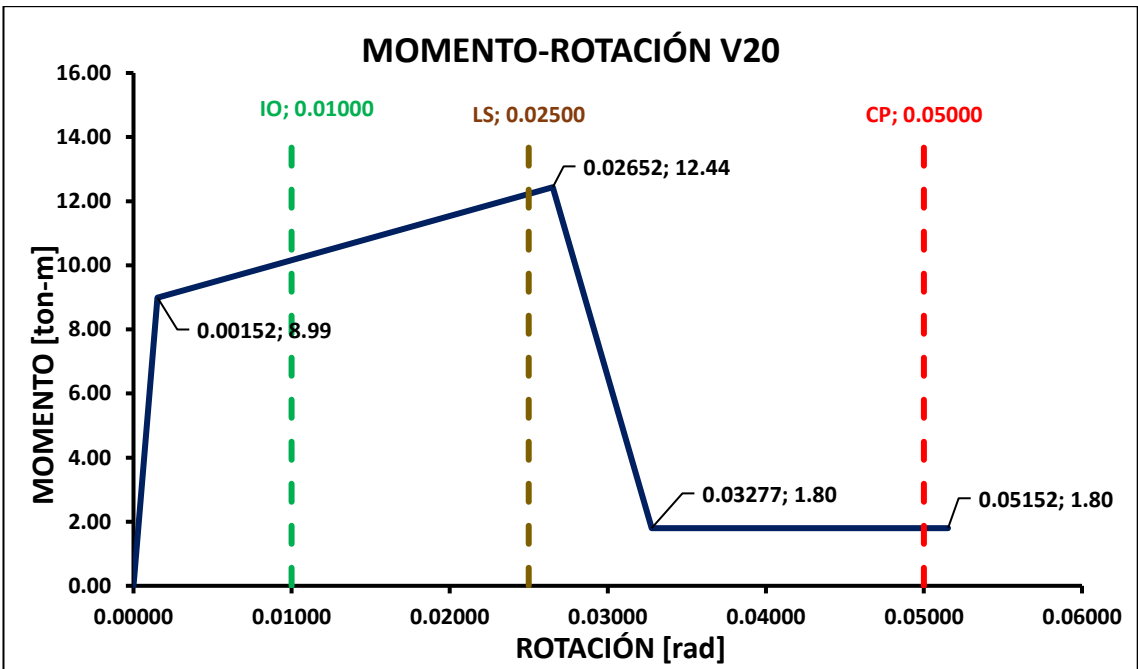


Figura 4. 30 Curva momento-rotación para la viga 20

Fuente: Elaboración propia

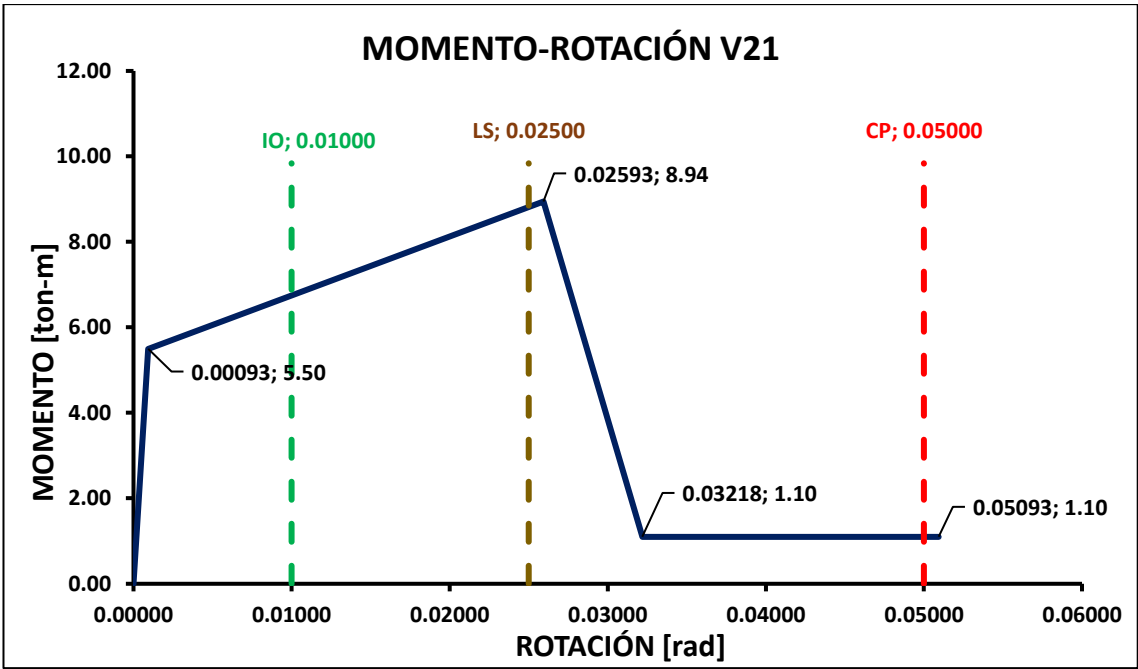


Figura 4. 31 Curva momento-rotación para la viga 21

Fuente: Elaboración propia

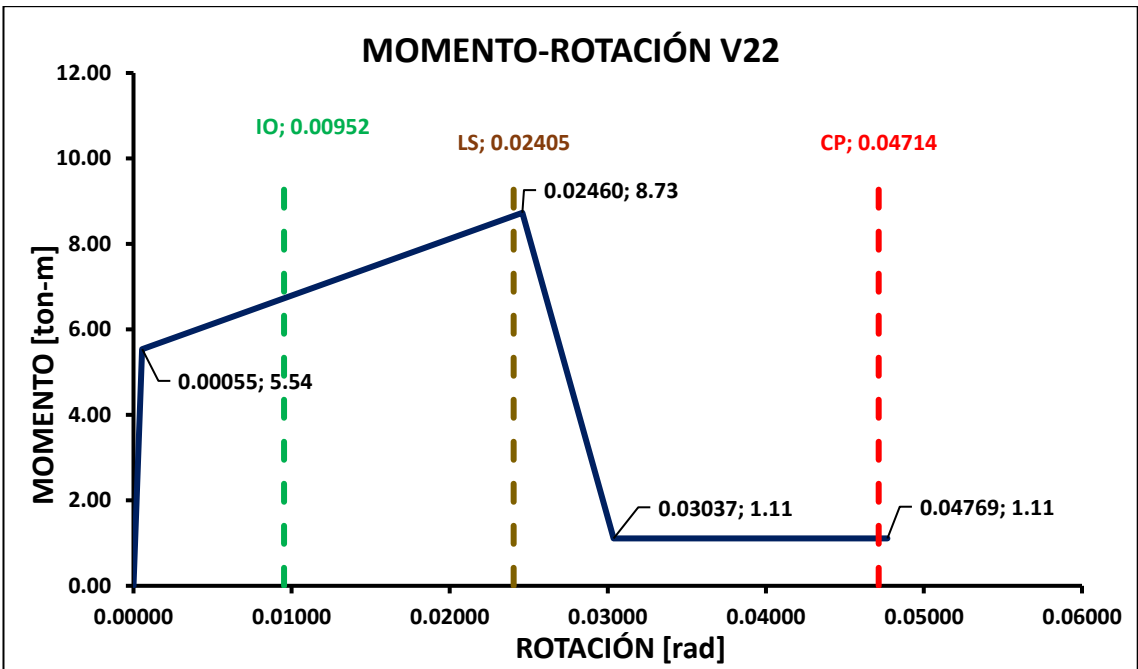


Figura 4. 32 Curva momento-rotación para la viga 22

Fuente: Elaboración propia

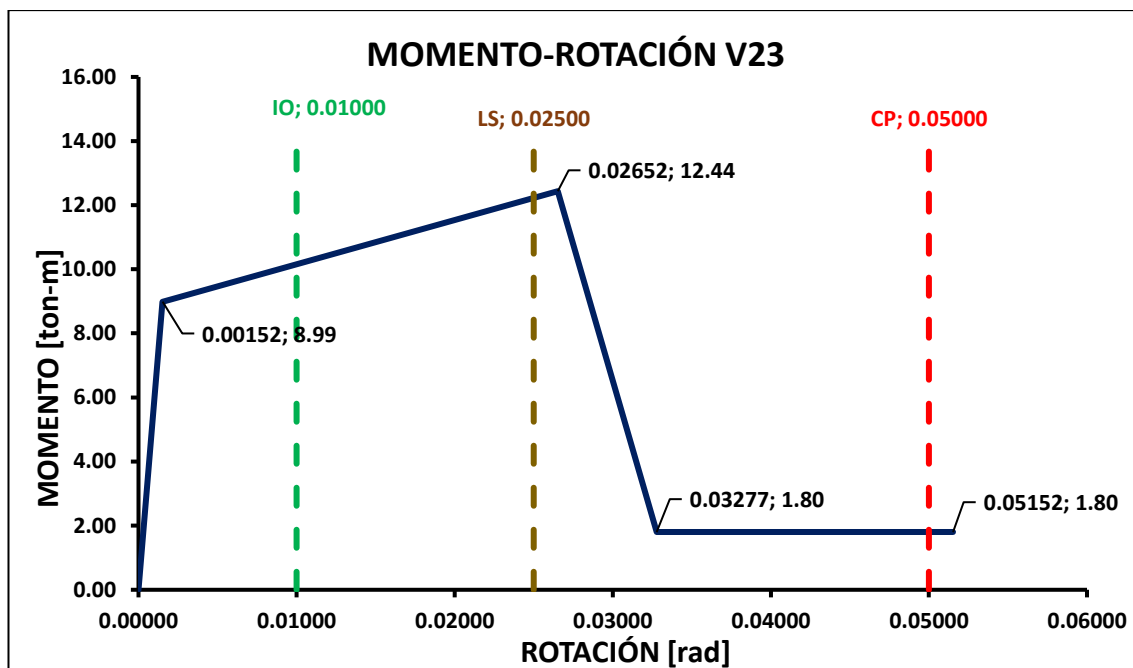


Figura 4. 33 Curva momento-rotación para la viga 23

Fuente: Elaboración propia

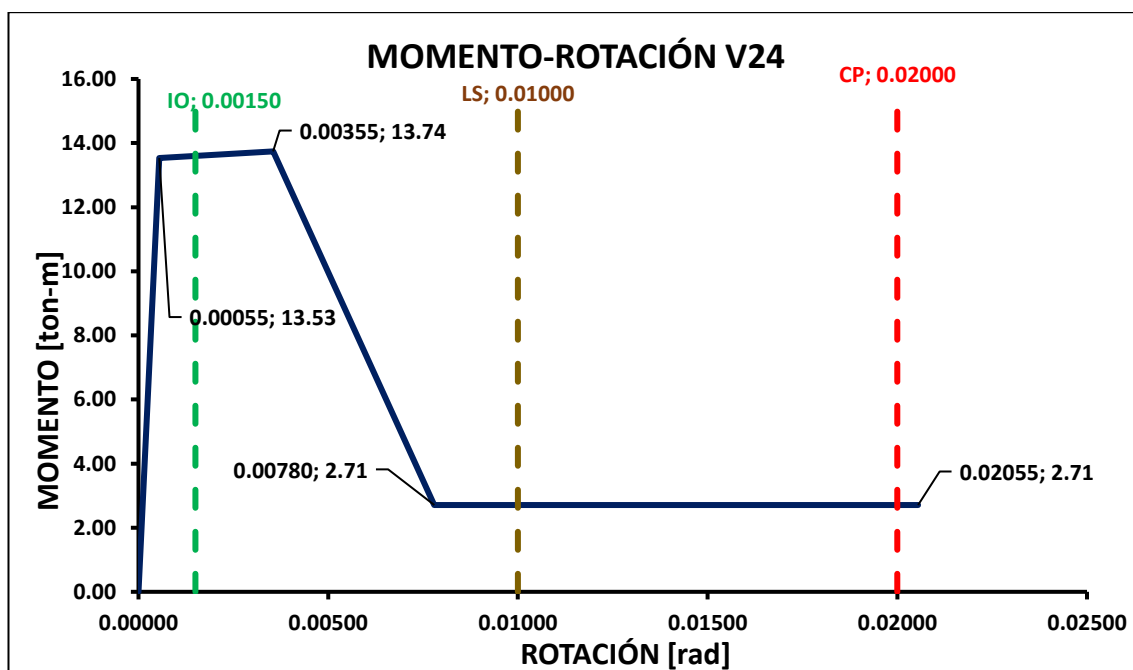


Figura 4. 34 Curva momento-rotación para la viga 24

Fuente: Elaboración propia

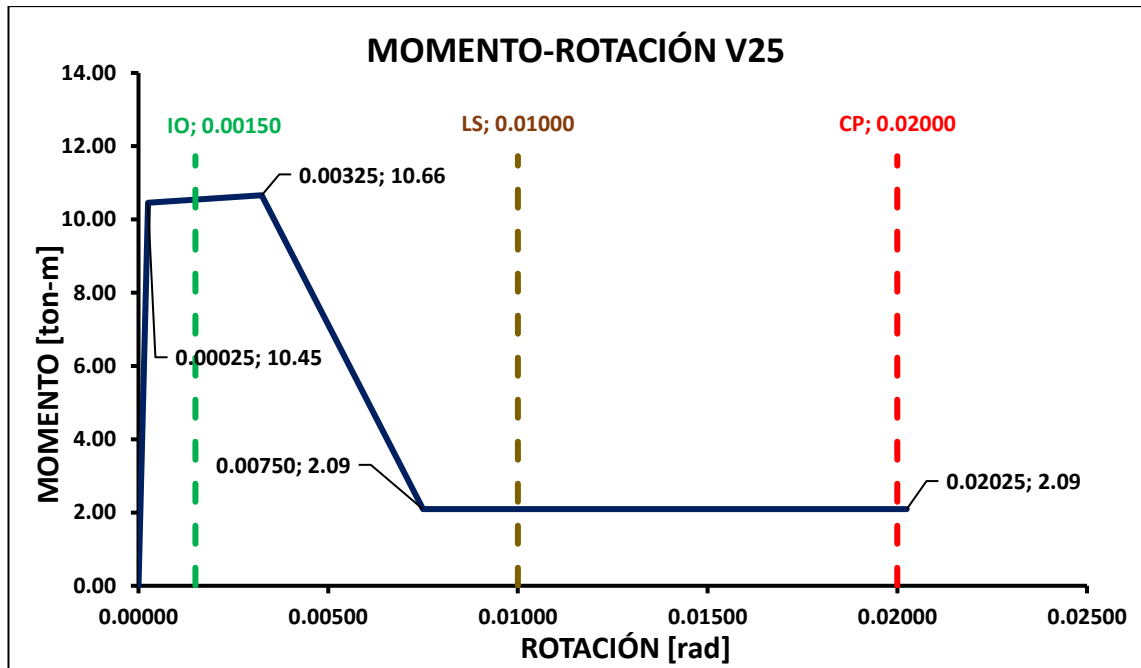


Figura 4. 35 Curva momento-rotación para la viga 25

Fuente: Elaboración propia

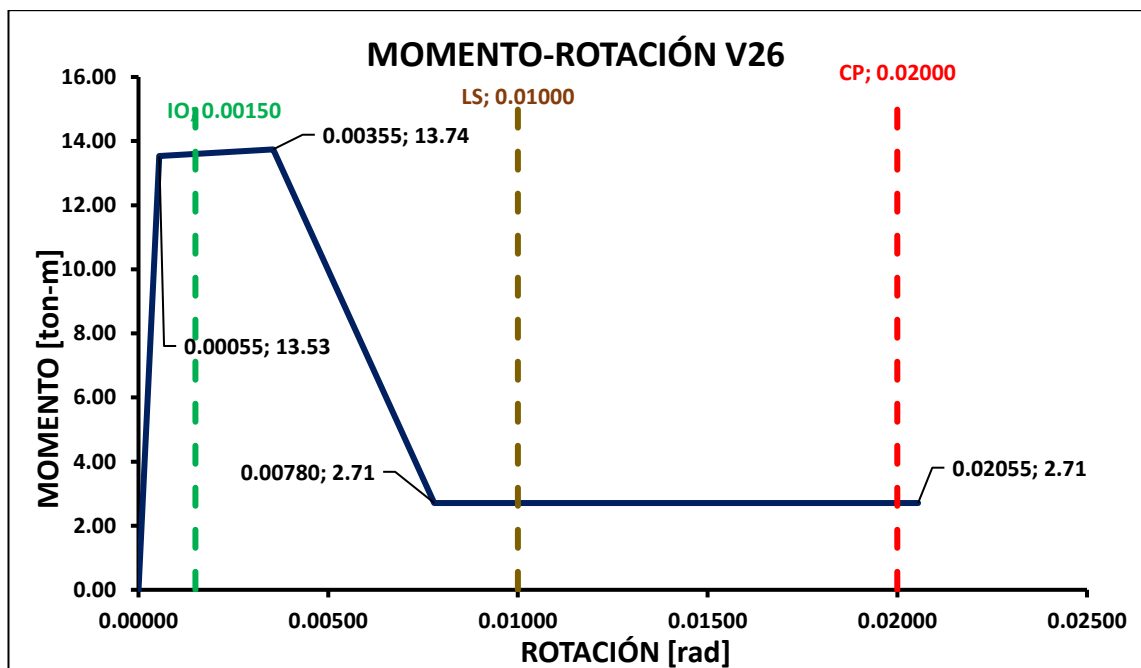


Figura 4. 36 Curva momento-rotación para la viga 26

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran las curvas Momento-Rotación para todas vigas del piso 2 de la estructura, manteniendo la nomenclatura de los planos de ingeniería.

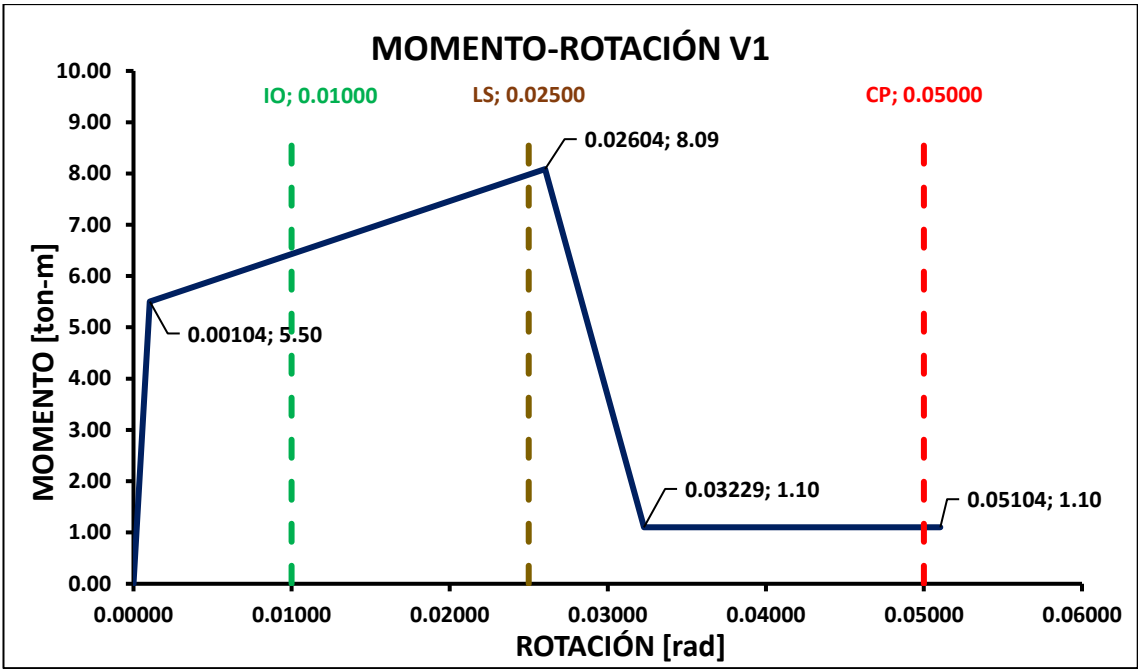


Figura 4. 37 Curva momento-rotación para la viga 1

Fuente: Elaboración propia

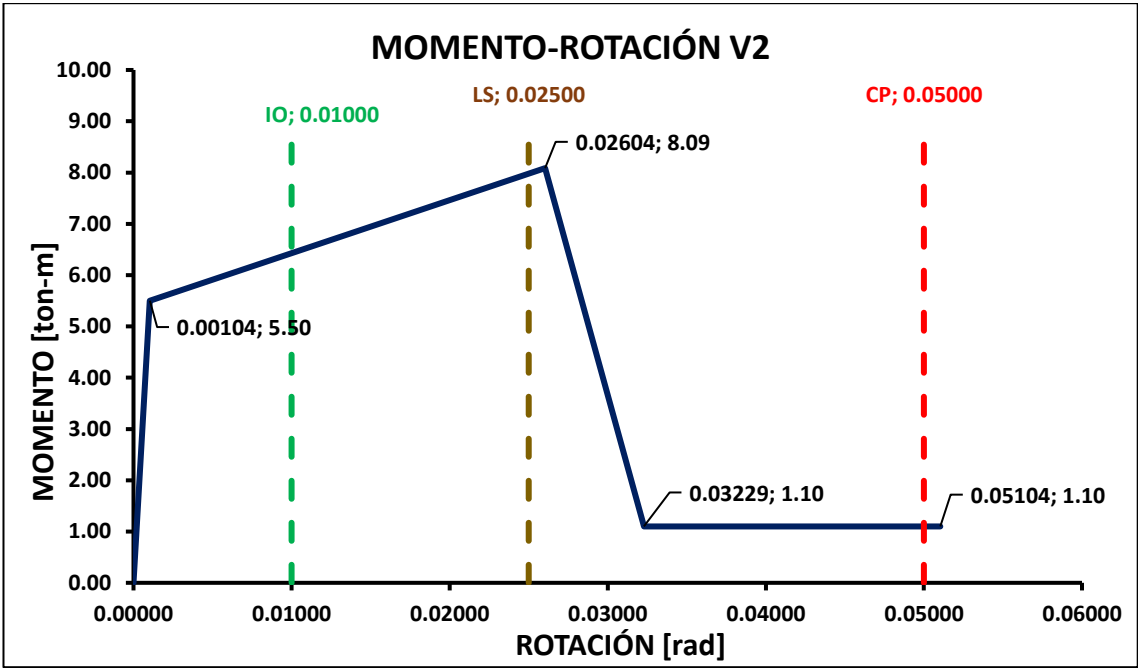


Figura 4. 38 Curva momento-rotación para la viga 2

Fuente: Elaboración propia

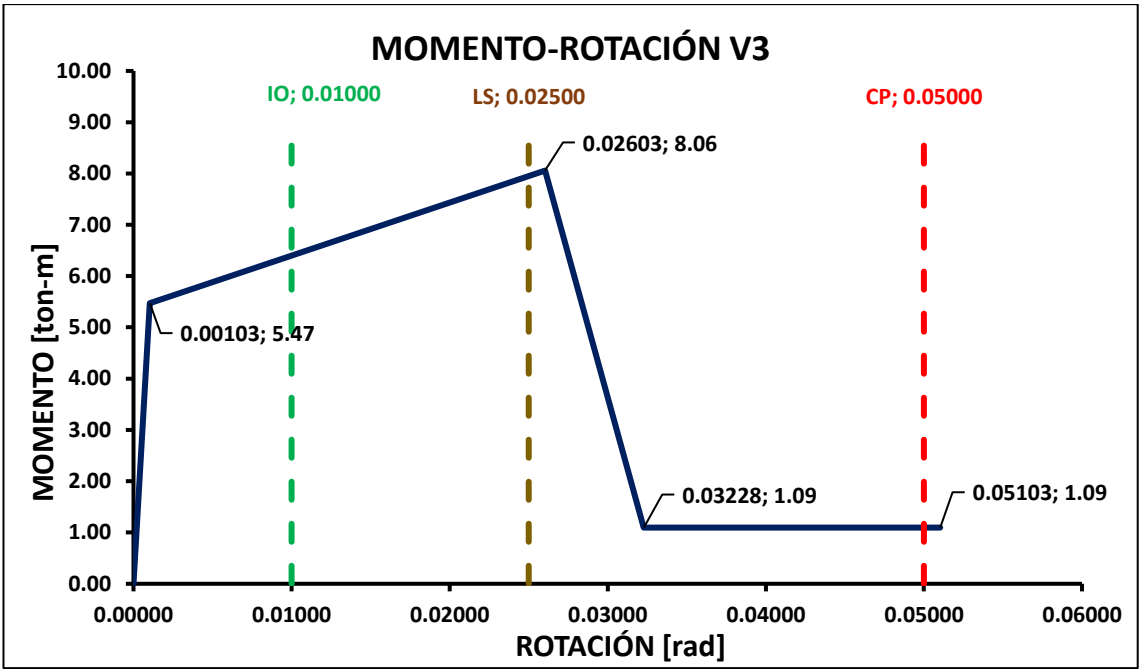


Figura 4. 39 Curva momento-rotación para la viga 3

Fuente: Elaboración propia

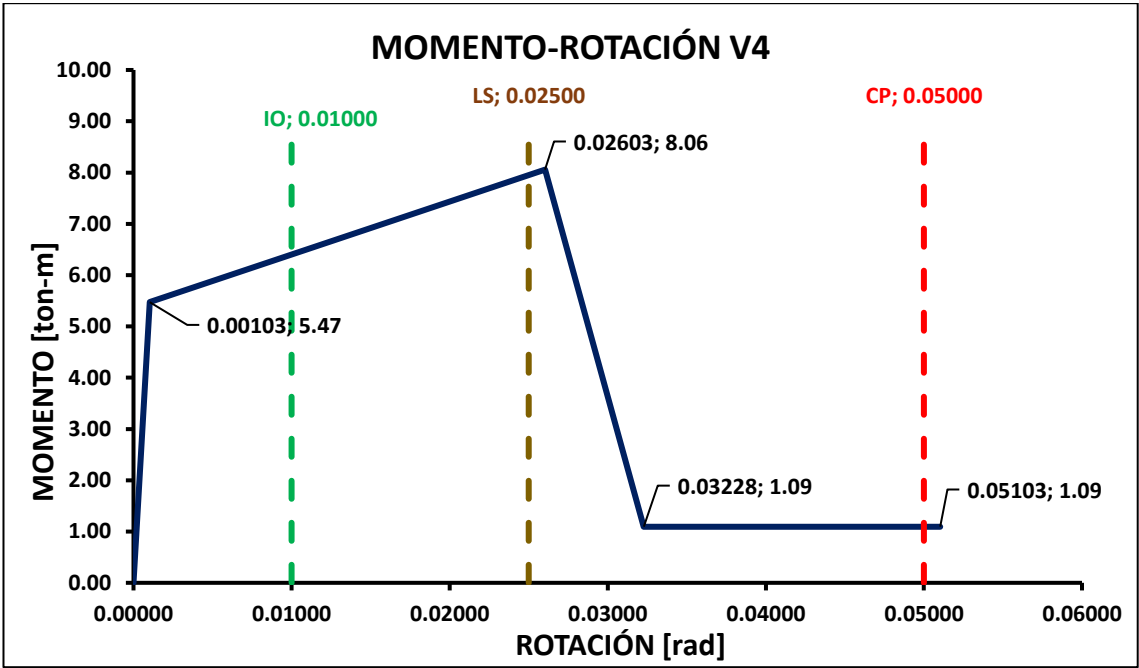


Figura 4. 40 Curva momento-rotación para la viga 4

Fuente: Elaboración propia

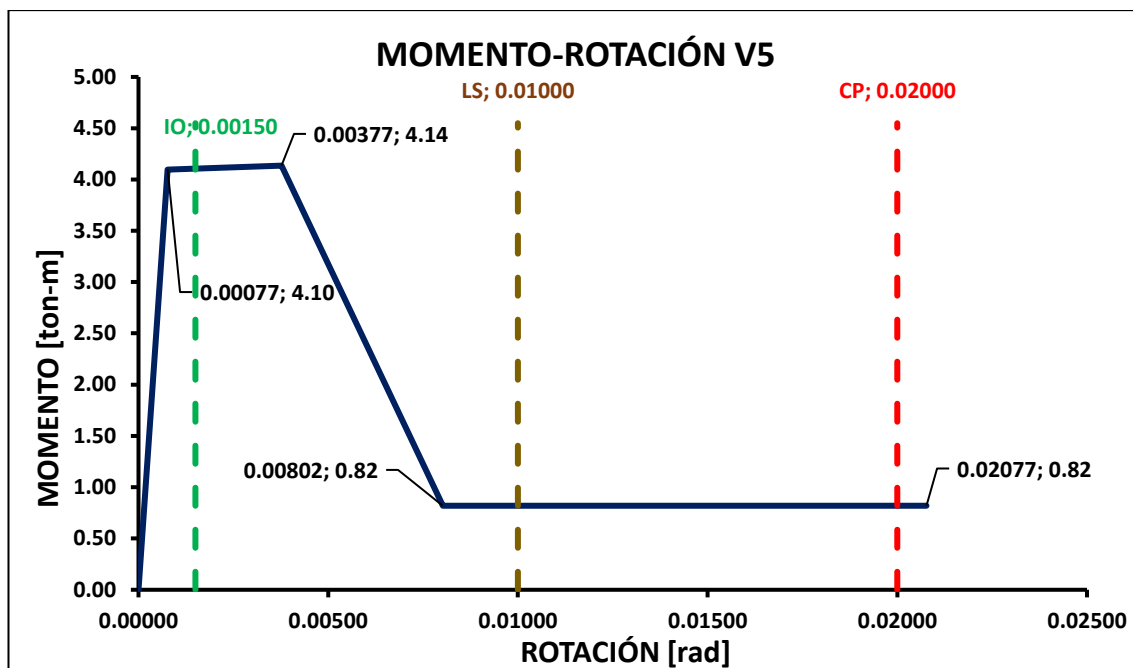


Figura 4. 41 Curva momento-rotación para la viga 5

Fuente: Elaboración propia

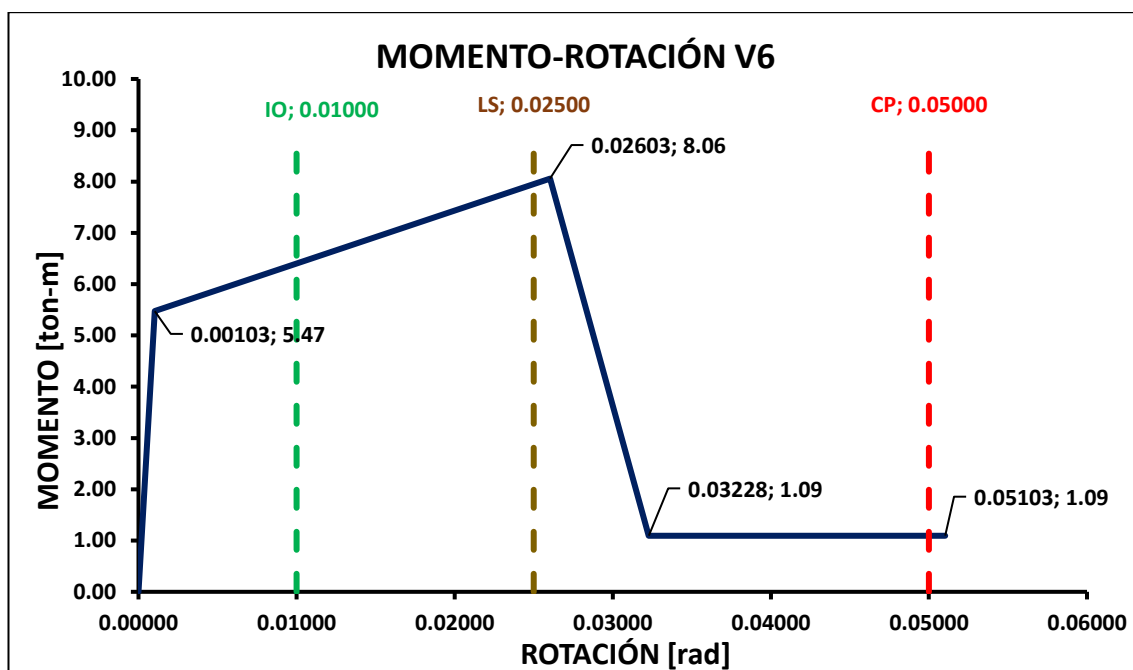


Figura 4. 42 Curva momento-rotación para la viga 6

Fuente: Elaboración propia

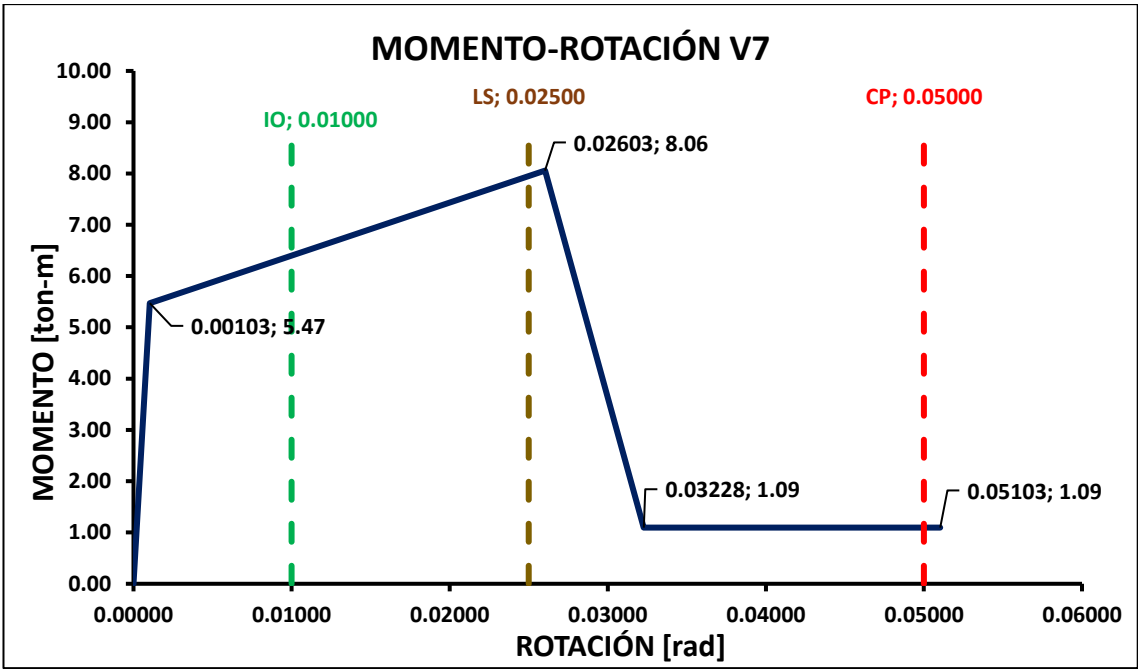


Figura 4. 43 Curva momento-rotación para la viga 7

Fuente: Elaboración propia

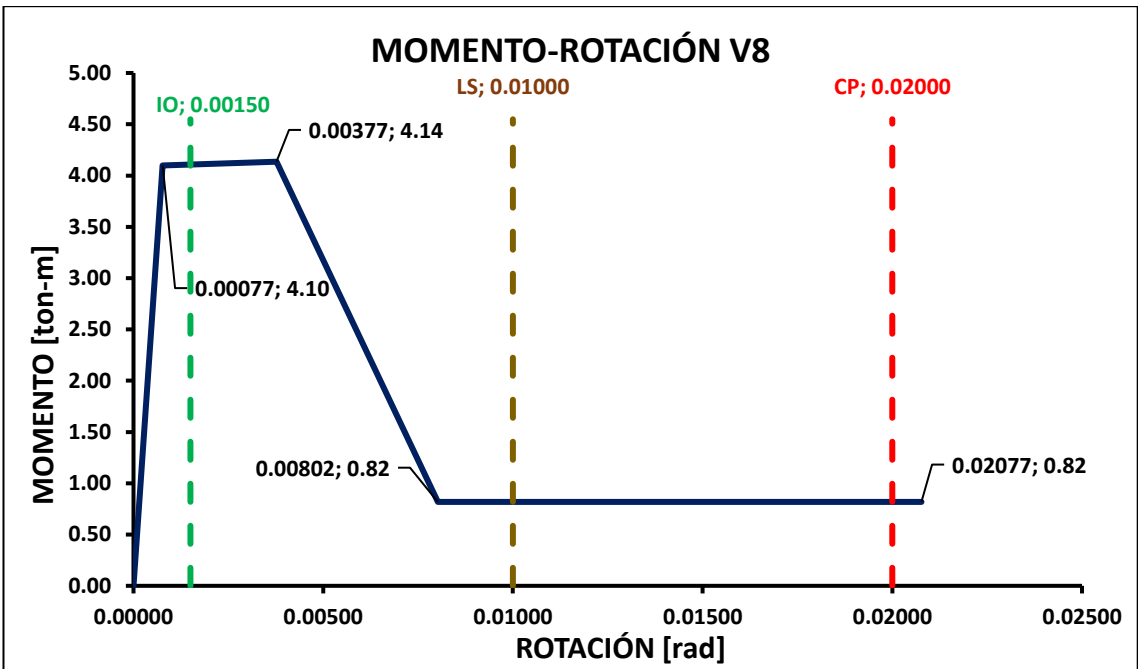


Figura 4. 44 Curva momento-rotación para la viga 8

Fuente: Elaboración propia

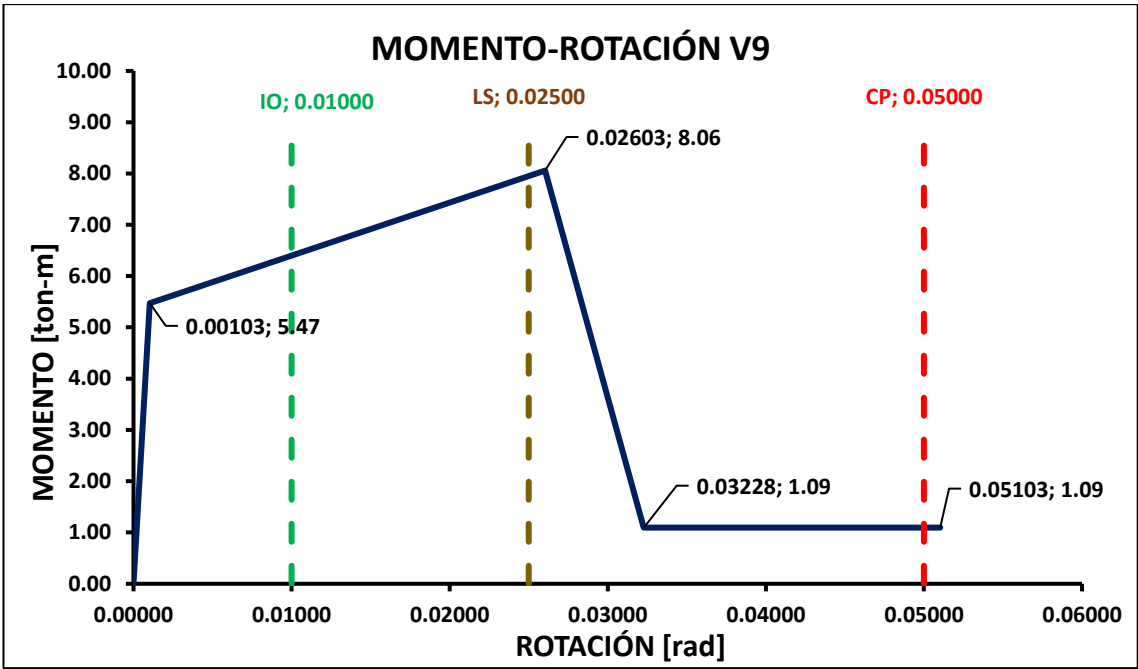


Figura 4. 45 Curva momento-rotación para la viga 9

Fuente: Elaboración propia

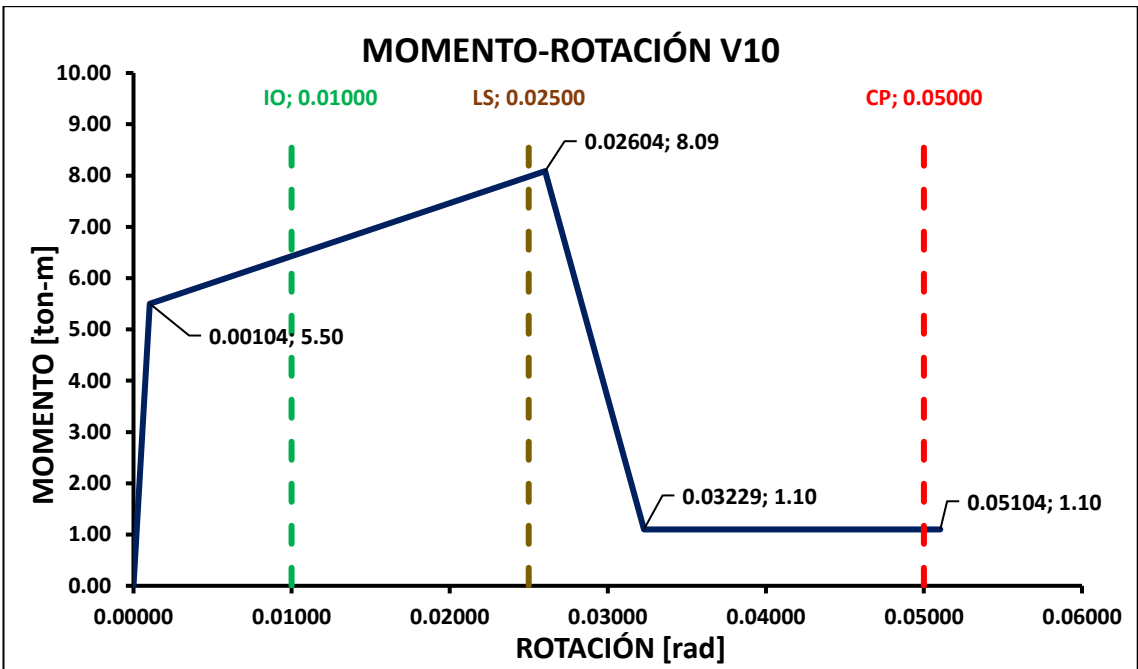


Figura 4. 46 Curva momento-rotación para la viga 10

Fuente: Elaboración propia

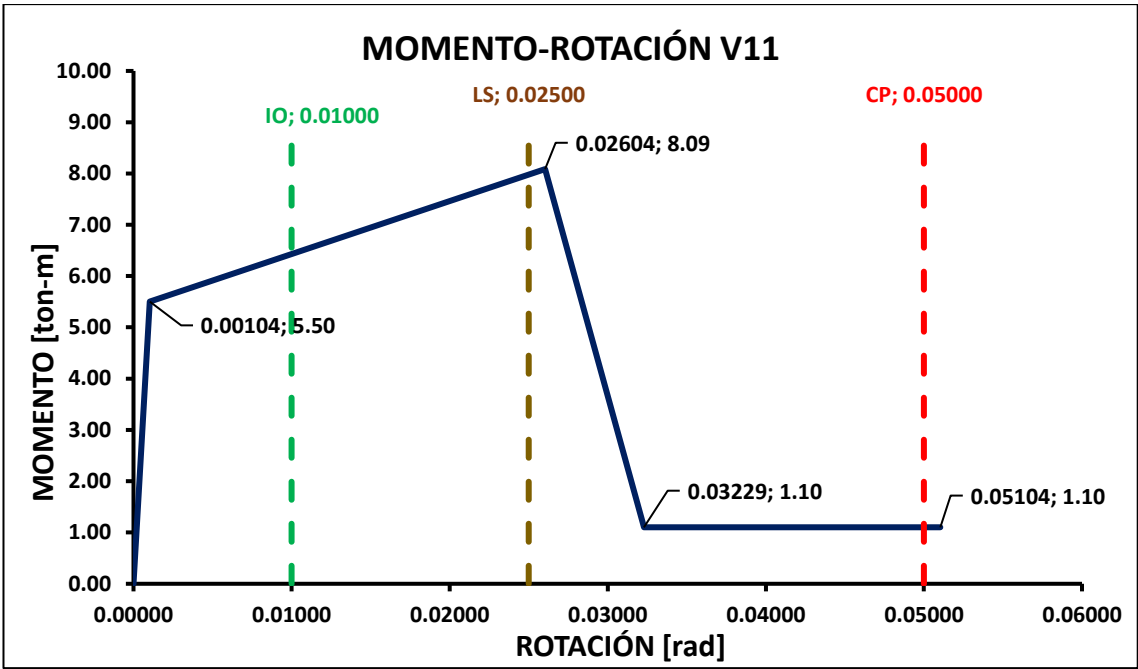


Figura 4. 47 Curva momento-rotación para la viga 11

Fuente: Elaboración propia

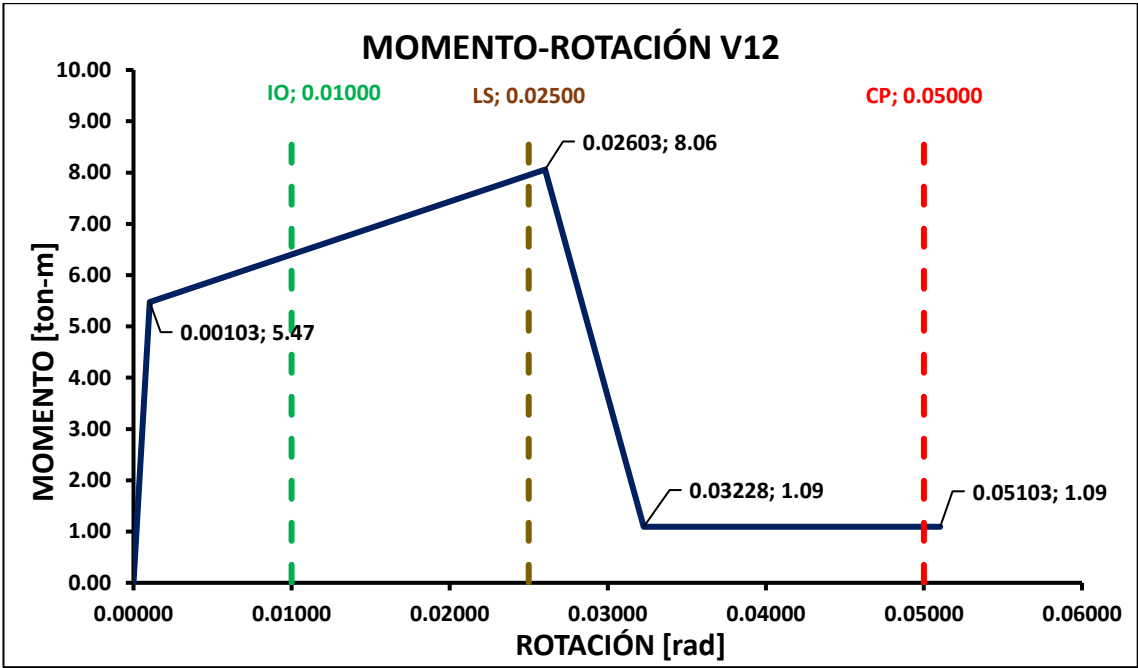


Figura 4. 48 Curva momento-rotación para la viga 12

Fuente: Elaboración propia

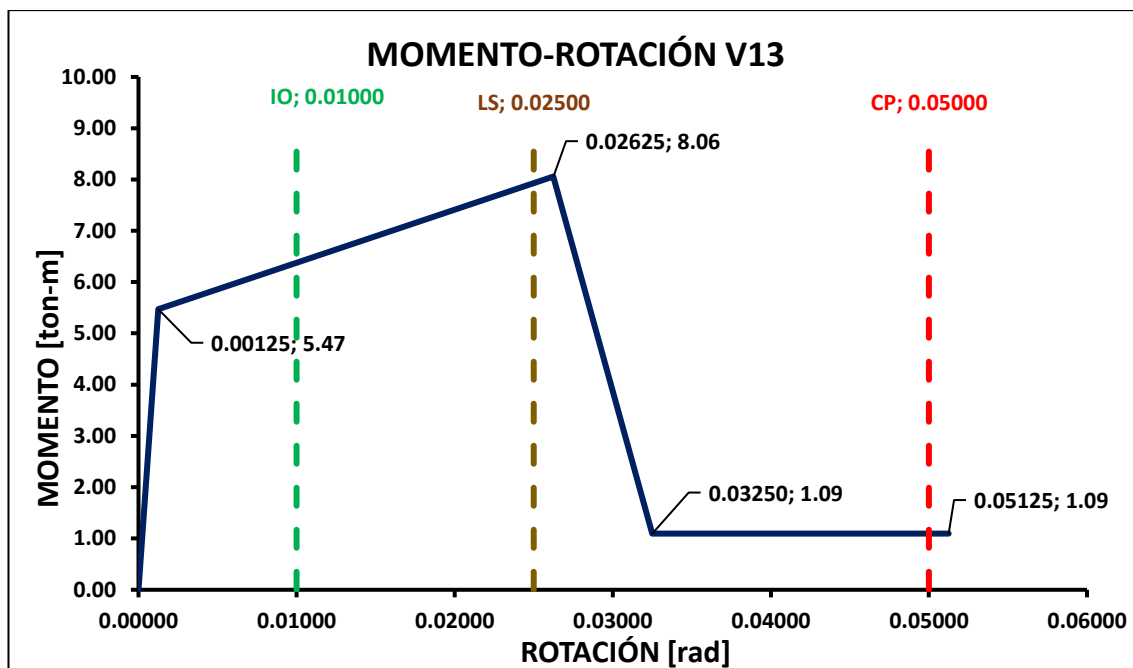


Figura 4. 49 Curva momento-rotación para la viga 13

Fuente: Elaboración propia

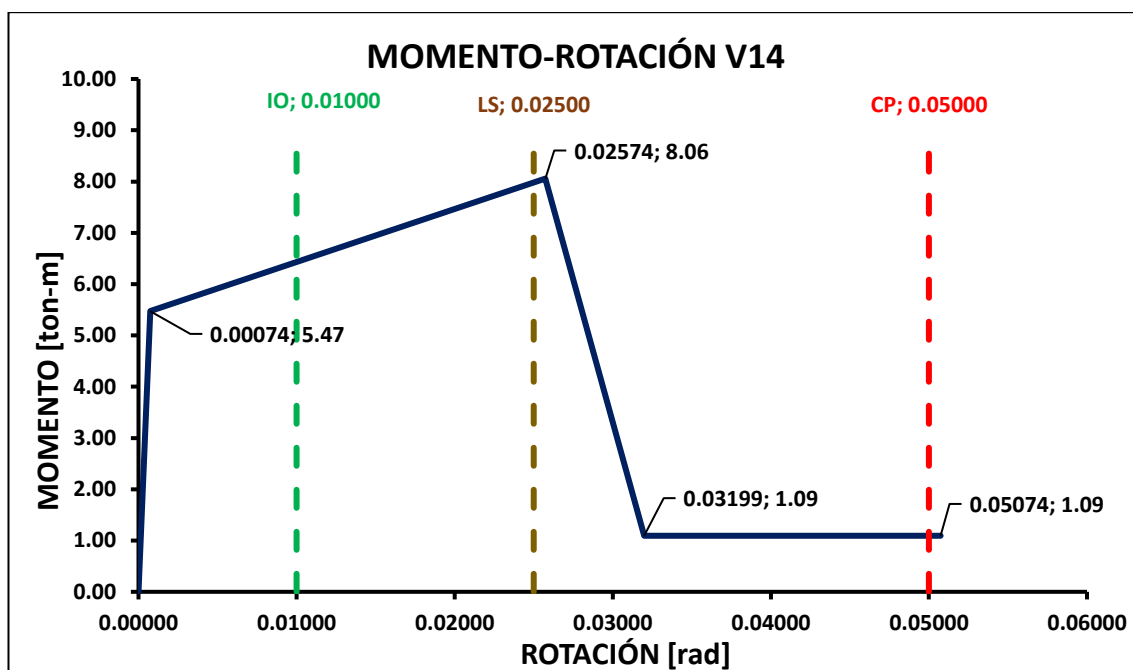


Figura 4. 50 Curva momento-rotación para la viga 14

Fuente: Elaboración propia

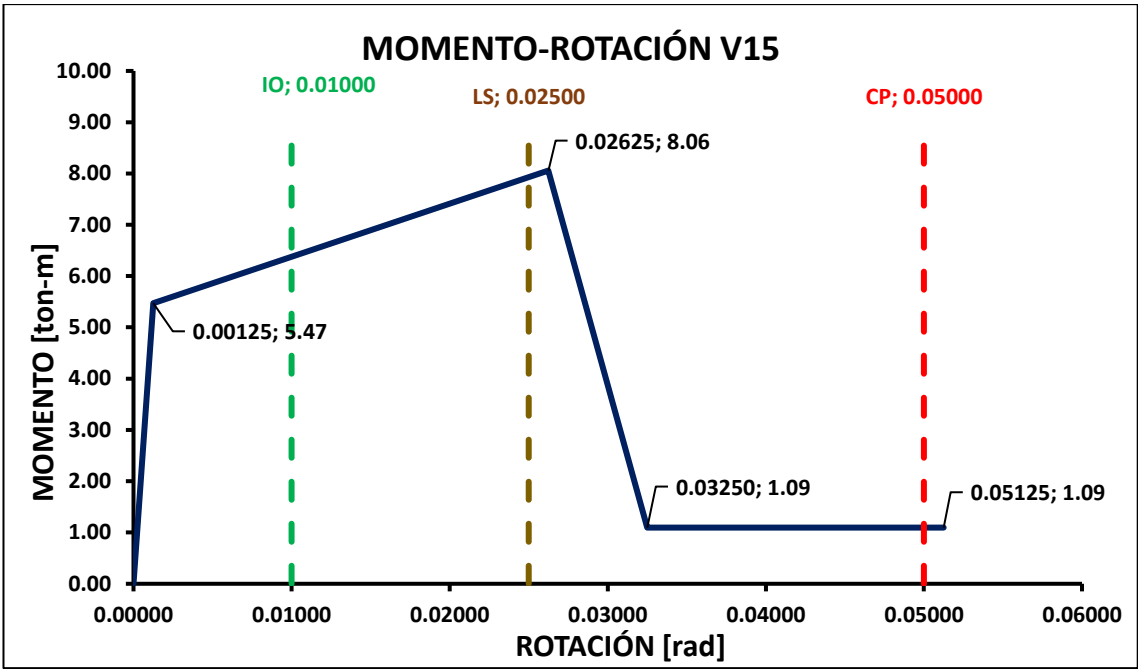


Figura 4. 51 Curva momento-rotación para la viga 15

Fuente: Elaboración propia

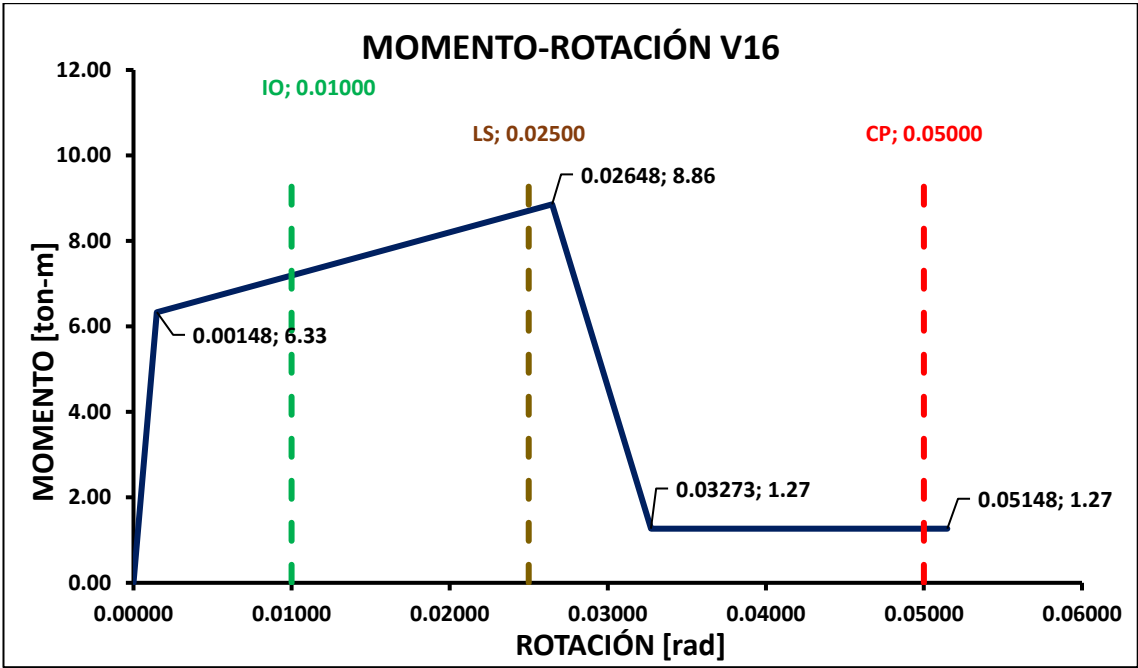


Figura 4. 52 Curva momento-rotación para la viga 16

Fuente: Elaboración propia

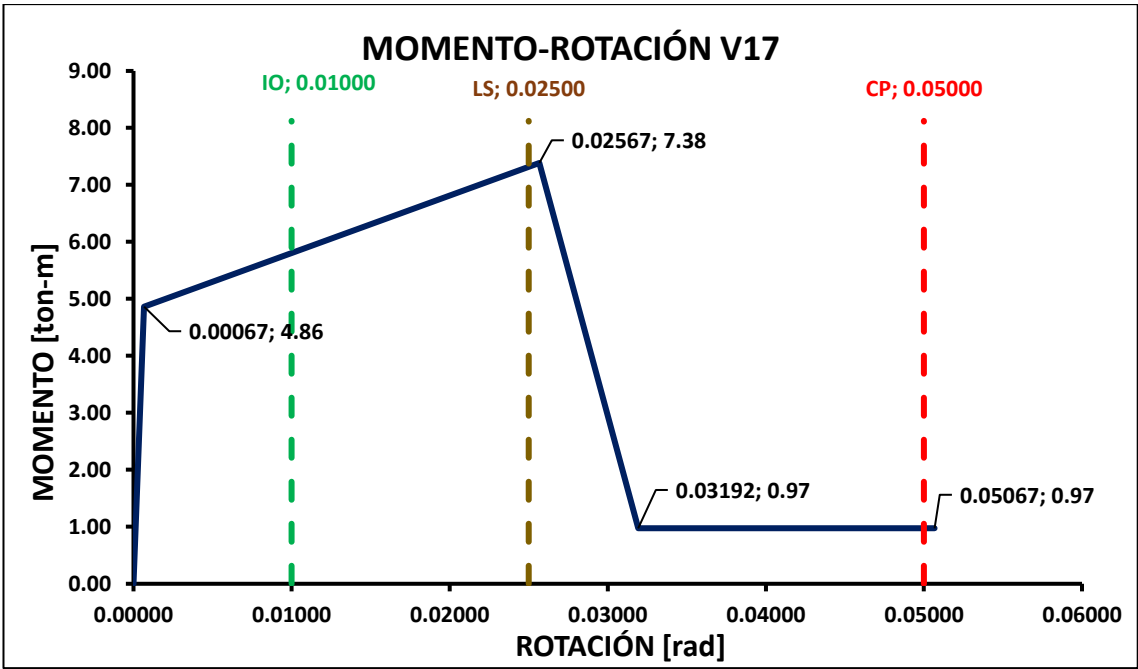


Figura 4. 53 Curva momento-rotación para la viga 17

Fuente: Elaboración propia

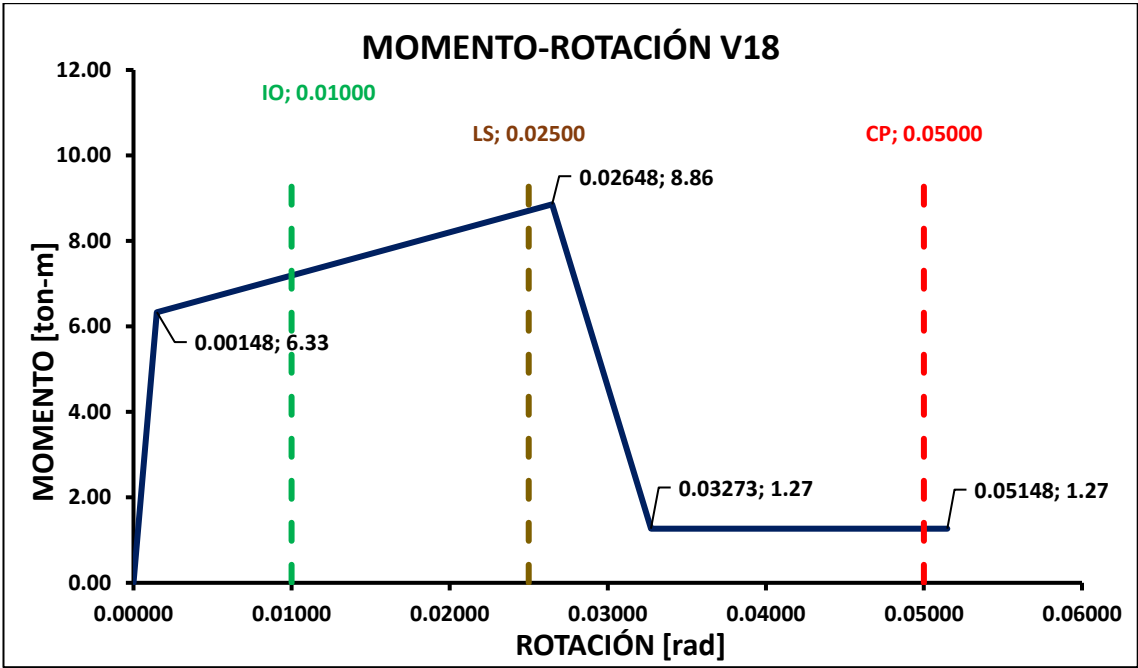


Figura 4. 54 Curva momento-rotación para la viga 18

Fuente: Elaboración propia

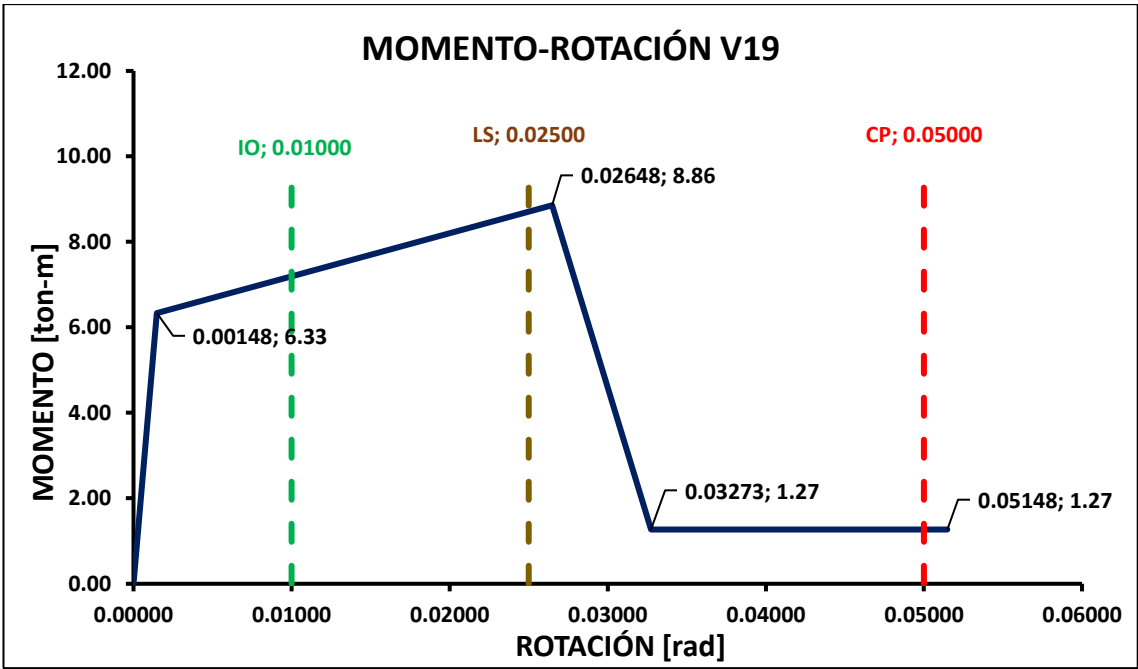


Figura 4. 55 Curva momento-rotación para la viga 19

Fuente: Elaboración propia

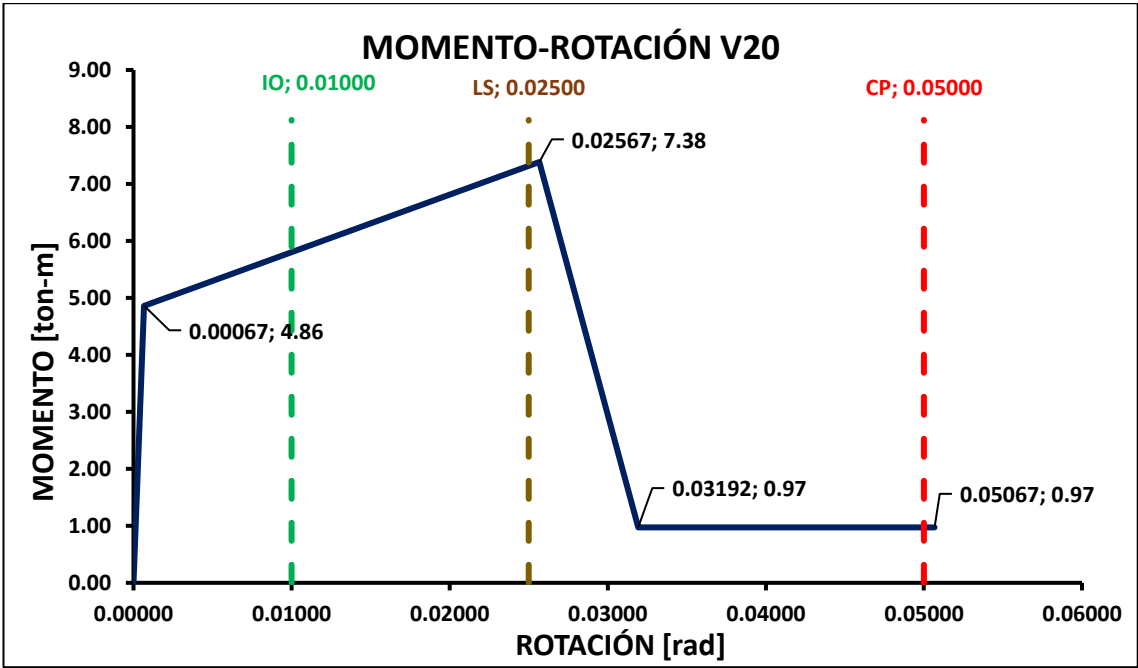


Figura 4. 56 Curva momento-rotación para la viga 20

Fuente: Elaboración propia

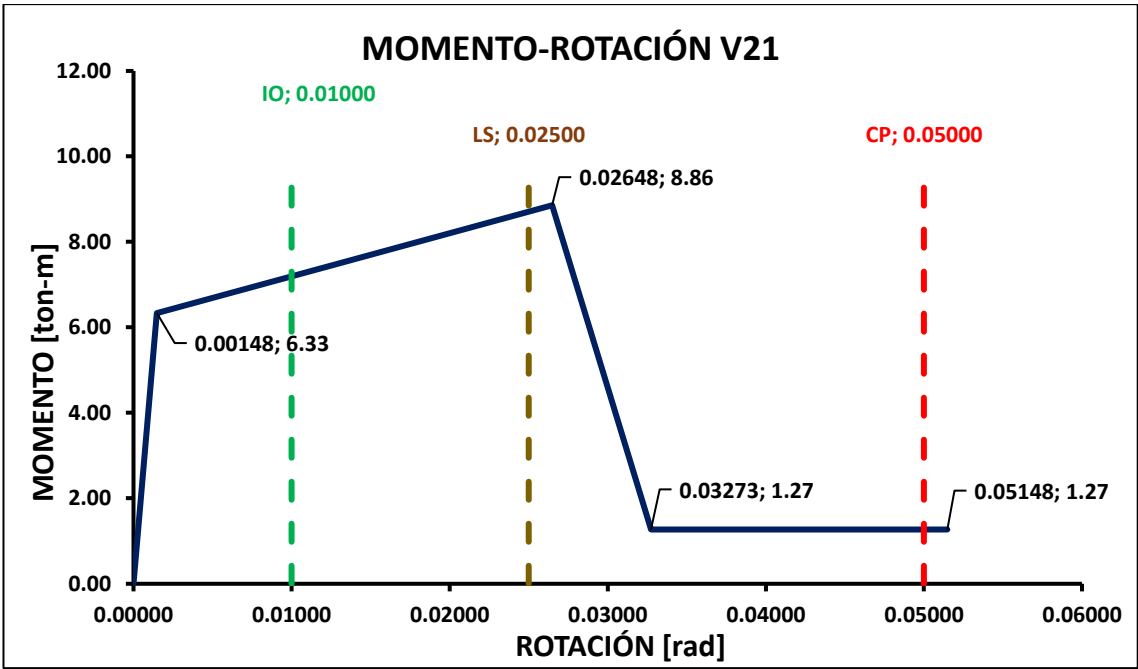


Figura 4. 57 Curva momento-rotación para la viga 21

Fuente: Elaboración propia

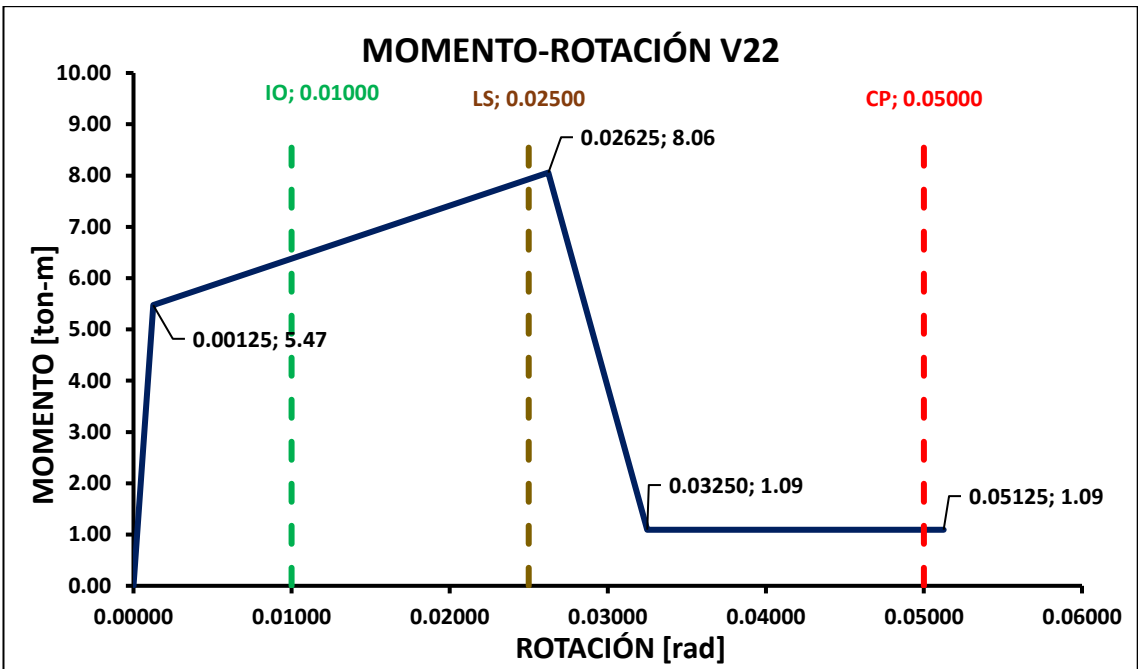


Figura 4. 58 Curva momento-rotación para la viga 22

Fuente: Elaboración propia

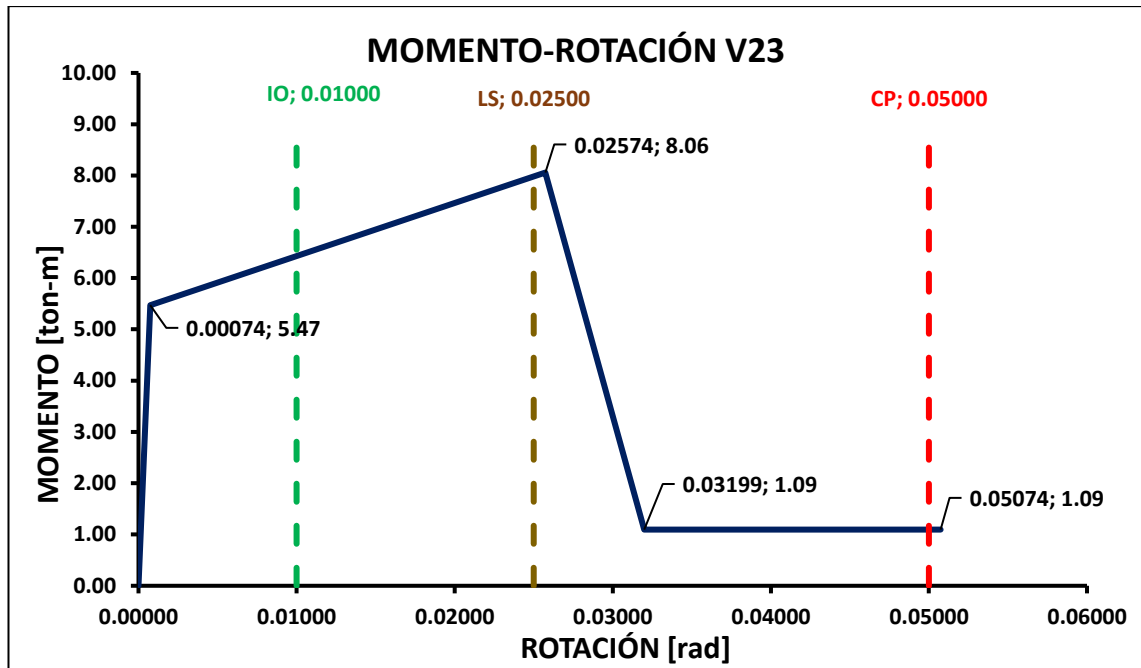


Figura 4. 59 Curva momento-rotación para la viga 23

Fuente: Elaboración propia

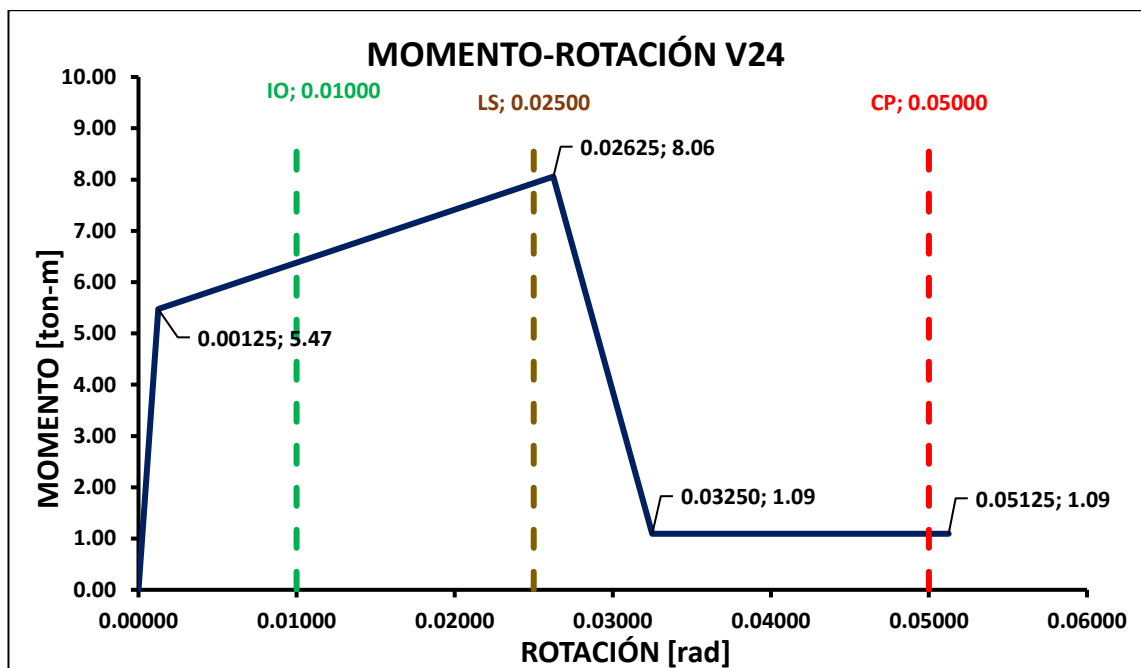


Figura 4. 60 Curva momento-rotación para la viga 24

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se indica el resumen del control para las rótulas plásticas de las vigas del piso 1 y 2.

Tabla 4. 27 Control de rótulas plásticas vigas piso 1**Fuente:** Elaboración propia

PISO 1					
Viga	Área Ref. Inf.	Área mínima acero	Comprobación $A_i > A_{smin}$	RP Flexión	RP Corte
	[cm ²]	[cm ²]			
V2	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V3	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V4	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V6	3.079	3.067	Cumple	X	---
V7	4.021	3.060	Cumple	X	---
V8	4.021	3.060	Cumple	X	---
V9	3.079	3.067	Cumple	X	---
V10	4.021	3.060	Cumple	X	---
V11	4.021	3.060	Cumple	X	---
V12	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V13	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V14	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V15	5.089	3.053	Cumple	X	---
V16	3.079	3.067	Cumple	X	---
V17	4.021	3.060	Cumple	X	---
V18	3.079	3.067	Cumple	X	---
V19	3.079	3.067	Cumple	X	---
V20	5.089	3.053	Cumple	X	---
V21	3.079	3.067	Cumple	X	---
V22	3.079	3.067	Cumple	X	---
V23	5.089	3.053	Cumple	X	---
V24	4.021	4.295	No Cumple	---	X
V25	3.079	4.300	No Cumple	---	X
V26	4.021	4.295	No Cumple	---	X

Tabla 4. 28 Control de rótulas plásticas vigas piso 2**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2					
Viga	Área Ref. Inf.	Área mínima acero	Comprobación $A_i > A_{smin}$	RP Flexión	RP Corte
	[cm²]	[cm²]			
V1	3.079	2.300	Cumple	X	---
V2	3.079	2.300	Cumple	X	---
V3	3.079	2.300	Cumple	X	---
V4	3.079	2.300	Cumple	X	---
V5	2.262	2.305	No Cumple	---	X
V6	3.079	2.300	Cumple	X	---
V7	3.079	2.300	Cumple	X	---
V8	2.262	2.305	No Cumple	---	X
V9	3.079	2.300	Cumple	X	---
V10	3.079	2.300	Cumple	X	---
V11	3.079	2.300	Cumple	X	---
V12	3.079	2.300	Cumple	X	---
V13	3.079	2.300	Cumple	X	---
V14	3.079	2.300	Cumple	X	---
V15	3.079	2.300	Cumple	X	---
V16	4.021	2.727	Cumple	X	---
V17	3.079	2.733	Cumple	X	---
V18	4.021	2.727	Cumple	X	---
V19	4.021	2.727	Cumple	X	---
V20	3.079	2.733	Cumple	X	---
V21	4.021	2.727	Cumple	X	---
V22	3.079	2.300	Cumple	X	---
V23	3.079	2.300	Cumple	X	---
V24	3.079	2.300	Cumple	X	---

4.3.3 Cálculo de rótulas plásticas para columnas

A continuación, se presenta el procedimiento para la columna 1 del piso 1, usando el código ASCE 41-13 capítulo 10:

1. Determinar los valores de áreas de acero superior, inferior, estribos y tributaria
2. Determinar los valores de cuantías balanceada y máxima
3. Determinar el valor carga última a compresión
4. Determinar el valor de **V_o**

Para V_o , se usa la ecuación de ASCE 41:

$$V_o = \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (4-8)$$

5. Determinar el valor de V_n

$$V_n = k V_o \quad (4-9)$$

6. Determinar el valor de V_p

$$V_p = \frac{M}{H_e - b_w} \quad (4-10)$$

7. Usar la Tabla 10-8 de ASCE 41

Tabla 4. 29 Criterios de aceptación para columnas

Fuente: (ASCE 41, 2014)

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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤ 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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤ 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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤ 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

8. Determinar las condiciones en la cual está la columna, a través de la Tabla 10-11 de ASCE 41.

Tabla 4. 30 Criterios para condiciones de columnas

Fuente: (ASCE 41, 2014)

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8			
Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii
^a To qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.			

9. Determinar la condición de la columna de acuerdo al pie de **nota a** de la Tabla 10-11 de ASCE 41.

Tabla 4. 31 Condiciones para la columna

Fuente: Elaboración propia

Condiciones de la Tabla 10-11 para la Tabla 10-8			
Cond. a.1	0.00254	Cond. ii	Cond. literal a de la Tabla 10-11
Cond. a.2	0.51563		

Para la condición **a.1**, se usa la ecuación:

$$\frac{A_v}{b_w s} \geq 0.002 \quad (4-11)$$

Para la condición **a2**, se usa la ecuación:

$$\frac{s}{d} \leq 0.5 \quad (4-12)$$

10. Determinar las condiciones de detalle del refuerzo de acuerdo a la Tabla 10-11 del ASCE 41.

Tabla 4. 32 Condiciones de detalle del refuerzo para la columna

Fuente: Elaboración propia

Condiciones Tabla 10-11		
Rel. Gener.	0.5000	Relación V_p/V_o
Rel. 1	-	Revisar condiciones de refuerzo
Rel. 2	-	N/A
Rel. 3	-	N/A

11. Determinar los valores de acuerdo a las condiciones según el paso 9

Tabla 4. 33 Condiciones para la columna

Fuente: Elaboración propia

Condiciones Tabla 10-8				
Cond i-1	0.1496	adim.	Tabla 10-8_ASCE 41	$P / (A_g f'_c)$
Cond i-2	0.00254	adim.	Tabla 10-8_ASCE 41	$\rho = A_v / (b.s)$
Cond. i-3	0.05684	adim.	Tabla 10-8_ASCE 41	$V / (b.d.\sqrt{f'_c})$

Para la condición **i-1**, se usa la ecuación:

$$\frac{P}{A_g f'_c} \quad (4-13)$$

Para la condición **i-2**, se usa la ecuación:

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} \quad (4-14)$$

Para la condición **i-3**, se usa la ecuación:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \quad (4-15)$$

12. Determinar los valores de **a,b,c, IO, LS** y **CP** de la Tabla 10-8 de ASCE 41.

Tabla 4. 34 Valores de rotación y criterios de aceptación para columnas

Fuente: Elaboración propia

Condi- ciones	Ángulo de Rotación Plástica (rad)		Relación Resistencia Residual	Criterio de Aceptación			Referencias
				Ángulo de Rotación Plástica (rad)			
				Niveles de Desempeño			
Cond. i	a	b	c	IO	LS	CP	Parámetros
0.25	0.032	0.060	0.200	0.0050	0.045	0.060	Tabla 10-8_ASCE 41
0.50	0.008	0.008	0.000	0.0030	0.007	0.008	Tabla 10-8_ASCE 41
0.0568	0.051	0.100	0.355	0.0065	0.074	0.100	Valores Interpolados

13. Determinar el diagrama de Interacción de la columna afectado por el valor de ϕ a través del programa ETABS.

Tabla 4. 35 Valores para el diagrama de interacción para columna C1

Fuente: Elaboración propia

Puntos	P tonf	M tonf-m
1	132.54	0.00
2	132.54	3.53
3	119.02	5.23
4	99.71	6.68
5	78.33	7.85
6	53.25	8.93
7	47.53	9.77
8	36.54	10.20
9	11.38	7.85
10	-32.51	3.11
11	-57.48	0.00

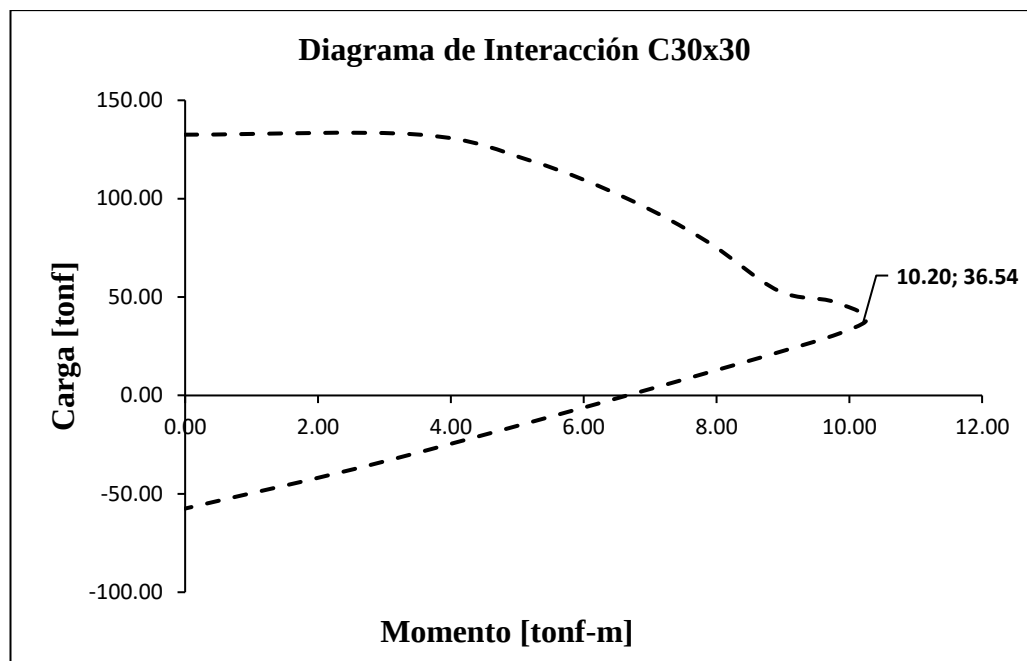


Figura 4. 61 Diagrama de interacción para C30x30

Fuente: Elaboración propia

14. Se realiza el análisis de la estructura para determinar el valor de la carga máxima a compresión que actúa en cada columna para cada combinación de carga y se determina el valor del momento para dicha carga.

Tabla 4. 36 Cargas en columnas C1-C8 del piso 1

Fuente: Elaboración propia

PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
1	0.9D-Ex	9.4	16.71	21.46	6.73	15.56	14.85	20.21	11.19
	0.9D-Ey	9.35	17.29	21.71	9.76	14.16	15.19	20.16	11.86
	0.9D+Ex	6.09	17.22	20.96	10.02	13.59	15.13	19.87	12.24
	0.9D+Ey	8.14	16.64	20.71	8.99	14	14.79	19.92	11.57
	0.9D+SDx	13.88	19.36	23.64	14.61	17.69	16.15	21.41	15.6
	0.9D+SDy	13.29	19.56	25.06	12.36	14.68	16.48	20.95	12.76
	1.2D-Ex+L	14.27	27.07	35.35	14.25	22.7	23.05	32.52	18.12
	1.2D-Ey+L	14.22	27.66	35.59	15.28	22.34	23.38	32.47	18.78
	1.2D+1.6L	14.79	30.15	39.16	16.34	24.36	25.11	35.72	20.45
	1.2D+Ex+L	12.96	27.59	34.64	15.55	21.78	23.33	32.18	19.17
	1.2D+Ey+L	13.01	27	34.6	14.52	22.18	22.99	32.23	18.5
	1.2D+SDx+L	18.75	29.72	37.53	20.13	25.87	24.35	33.72	22.52
	1.2D+SDy+L	18.16	29.94	38.95	17.9	22.86	24.68	33.26	19.68
	1.4D	13.61	26.4	33	14.59	21.9	23.32	31.17	18.22
	P max	18.75	30.15	39.16	20.13	25.87	25.11	35.72	22.52

Tabla 4. 37 Cargas en columnas C9-C16 del piso 1**Fuente:** Elaboración propia

PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
1	0.9D-Ex	19.37	21.38	22.75	11.34	11.23	15.24	16.96	8.23
	0.9D-Ey	18.71	21.51	22.45	11.72	9.94	15.15	15.11	8.55
	0.9D+Ex	18.22	21.86	22.35	12.39	9.84	15.89	15.31	9.62
	0.9D+Ey	18.88	21.74	22.65	12.01	11.12	15.98	16.16	9.29
	0.9D+SDx	23.04	23.39	24.03	15.76	15.67	17.94	18.01	14
	0.9D+SDy	19.42	22.51	23.34	12.94	15	18.89	19.73	11.81
	1.2D-Ex+L	31.48	35.4	37.39	18.39	17.64	24.79	25.54	13.4
	1.2D-Ey+L	30.83	35.53	37.08	18.76	16.36	24.71	24.69	13.72
	1.2D+1.6L	34.41	39.73	41.46	20.76	18.69	27.74	27.84	15.41
	1.2D+Ex+L	30.33	35.88	36.98	19.43	16.26	25.45	24.89	14.79
	1.2D+Ey+L	30.99	35.76	37.29	19.05	17.54	25.54	25.74	14.46
	1.2D+SDx+L	35.15	37.41	38.67	22.8	22.09	27.5	27.59	19.2
	1.2D+SDy+L	31.53	36.53	37.97	19.98	21.42	28.45	29.32	16.98
	1.4D	29.24	33.64	35.08	18.46	16.38	24.22	24.32	13.88
	P max	35.15	39.73	41.46	22.8	22.09	28.45	29.32	19.2

Del análisis de cargas, para la columna C1, se determina el valor de carga y momento probable.

Tabla 4. 38 Carga y momento para la columna C1**Fuente:** Elaboración propia

P prob	18.75	tonf	Carga Probable
M prob	8.54	tonf - m	Momento Probable

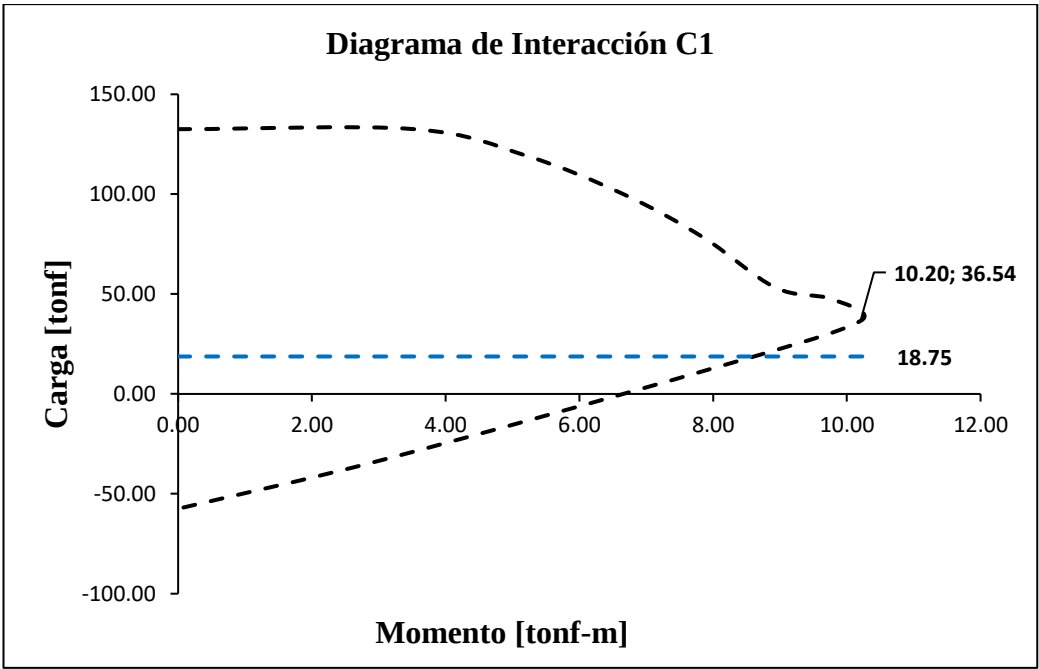


Figura 4. 62 Diagrama de interacción para C1

Fuente: Elaboración propia

14. Se comprueba, si se cumple el criterio Columna Fuerte-Viga Débil

Tabla 4. 39 Comprobación columna fuerte- viga débil C1

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	8.54	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	17.38	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.491	NO CUMPLE	Comprobación

15. Determinar los valores de Momentos y Rotaciones

Tabla 4. 40 Valores de rotación y momentos para la columna C1

Fuente: Elaboración propia

Rotaciones y Momentos			
My	8.54	tonf-m	Momento de Fluencia
θ_y	0.003066	rad	Rotación de Fluencia
θ_u	0.05361	rad	Rotación Última
θ_r	0.10324	rad	Rotación Residual
Mu	13.10	tonf-m	Momento Último
Mr	3.03	tonf-m	Momento Residual

16. Generar la curva Momento-Rotación, las cuales serán ingresadas al programa.

Tabla 4. 41 Valores para la curva momento-rotación para C1

Fuente: Elaboración propia

Curva Momento-Rotación		
Puntos	θ	M
A	0.00000	0.00
B	0.00307	8.54
C	0.05361	13.10
D	0.06602	3.03
E	0.10324	3.03
IO	0.00655	0.00
	0.00655	14.41
LS	0.07436	0.00
	0.07436	14.41
CP	0.10018	0.00
	0.10018	14.41

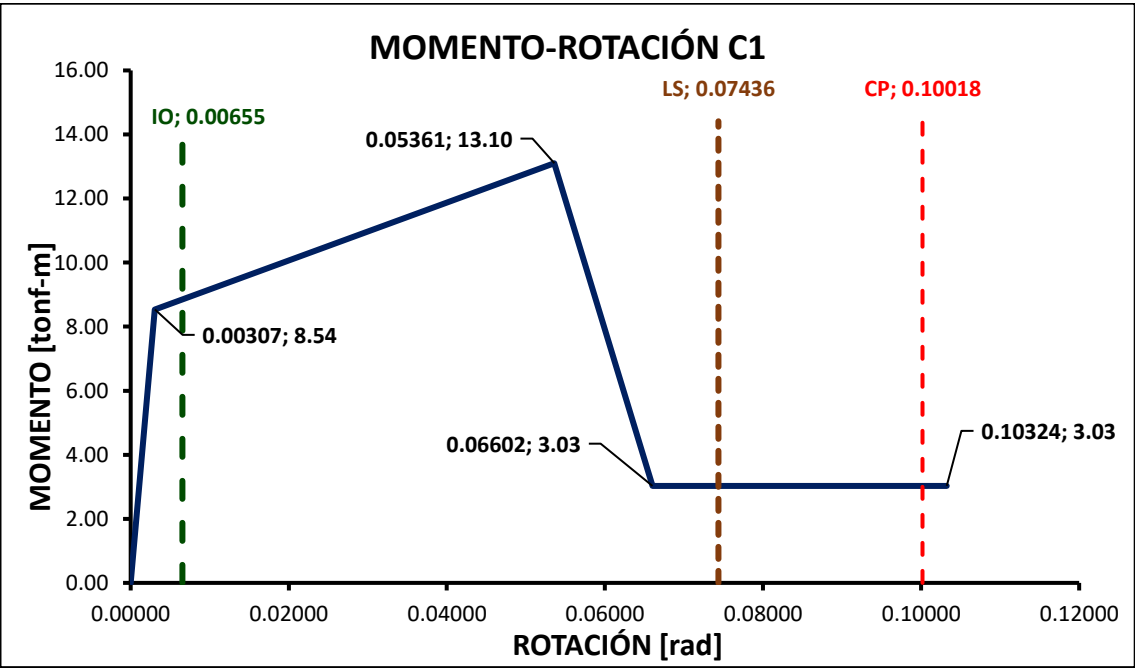


Figura 4. 63 Curva momento-rotación para C1

Fuente: Elaboración propia

17. Ingresar los valores de la curva al programa de análisis.

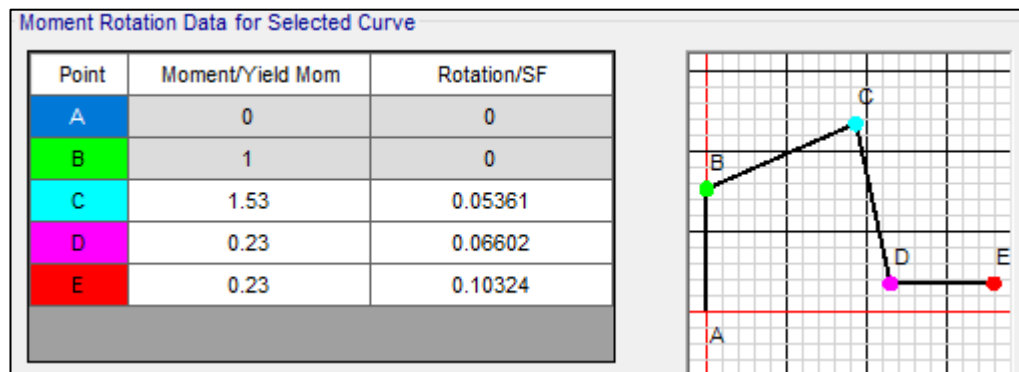


Figura 4. 64 Curva momento-rotación para C1 en ETABS

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra la comprobación de Columna Fuerte - Viga Débil, así como las curvas Momento-Rotación para las columnas restantes del piso 1.

Tabla 4. 42 Comprobación columna fuerte - viga débil C2

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	9.61	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	34.76	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.276	NO CUMPLE	Comprobación

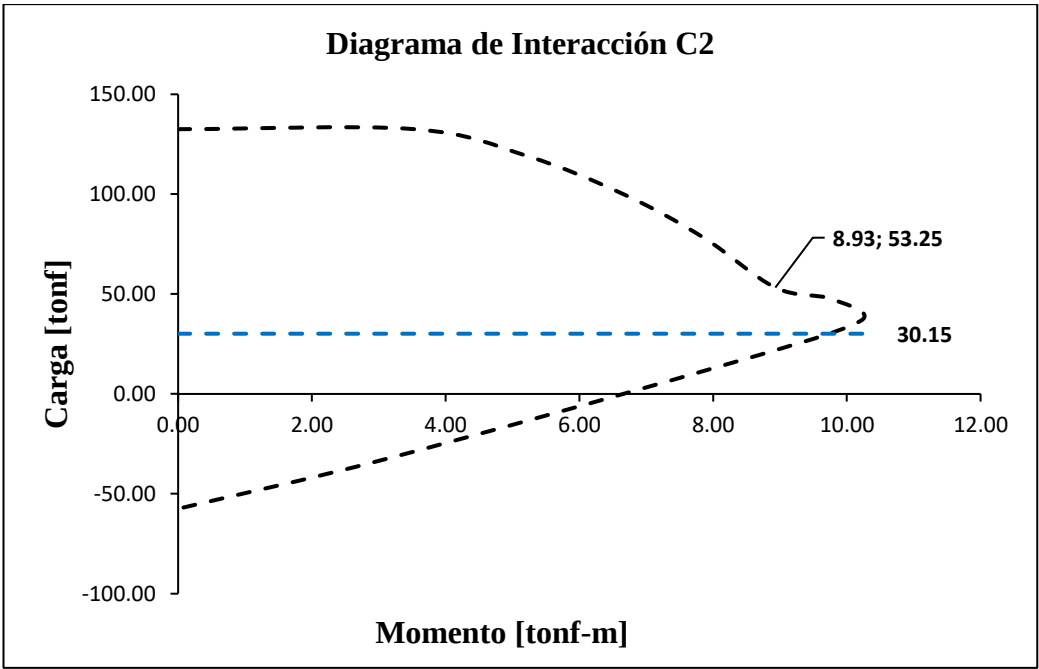


Figura 4. 65 Diagrama de interacción para C2

Fuente: Elaboración propia

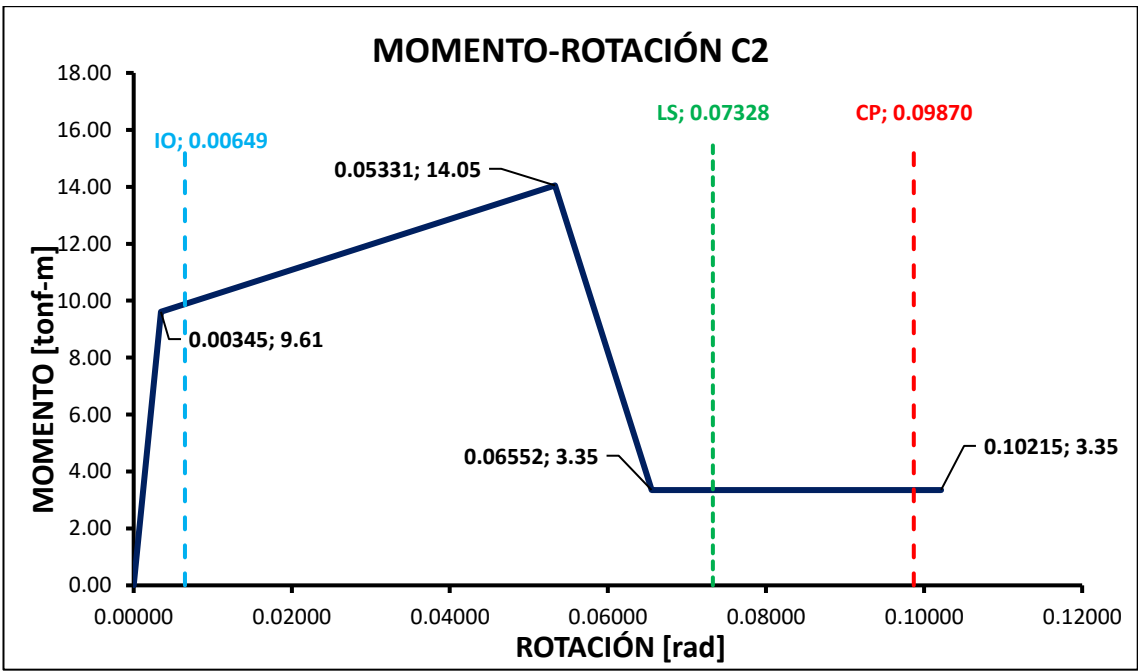


Figura 4. 66 Curva momento-rotación para C2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 43 Comprobación columna fuerte - viga débil C3

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	10.10	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	30.82	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig} \geq 1.2}$	0.328	NO CUMPLE	Comprobación

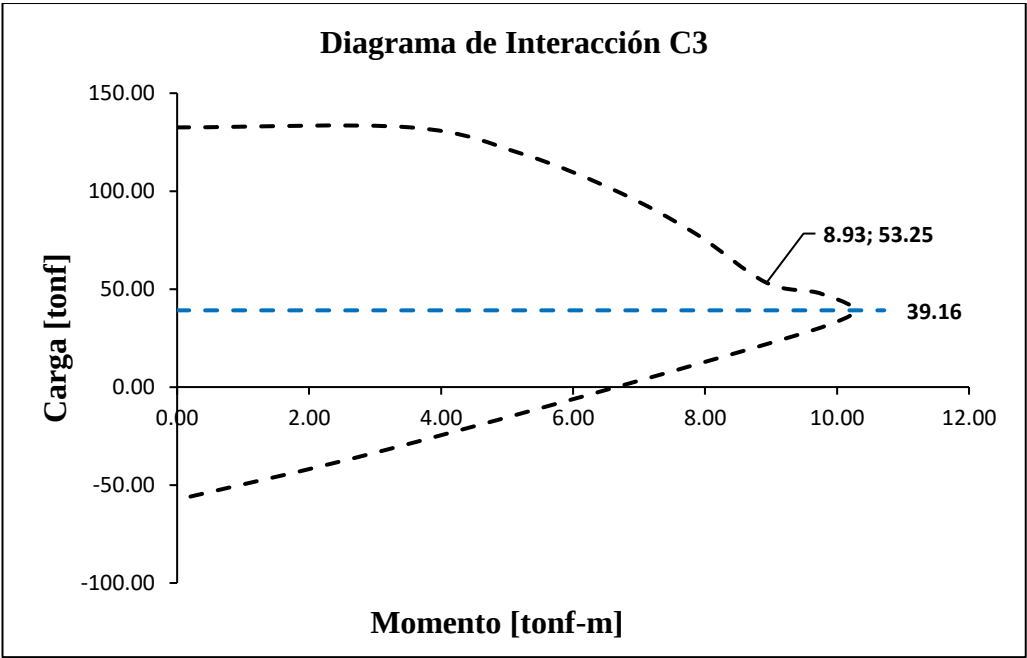


Figura 4. 67 Diagrama de interacción para C3

Fuente: Elaboración propia

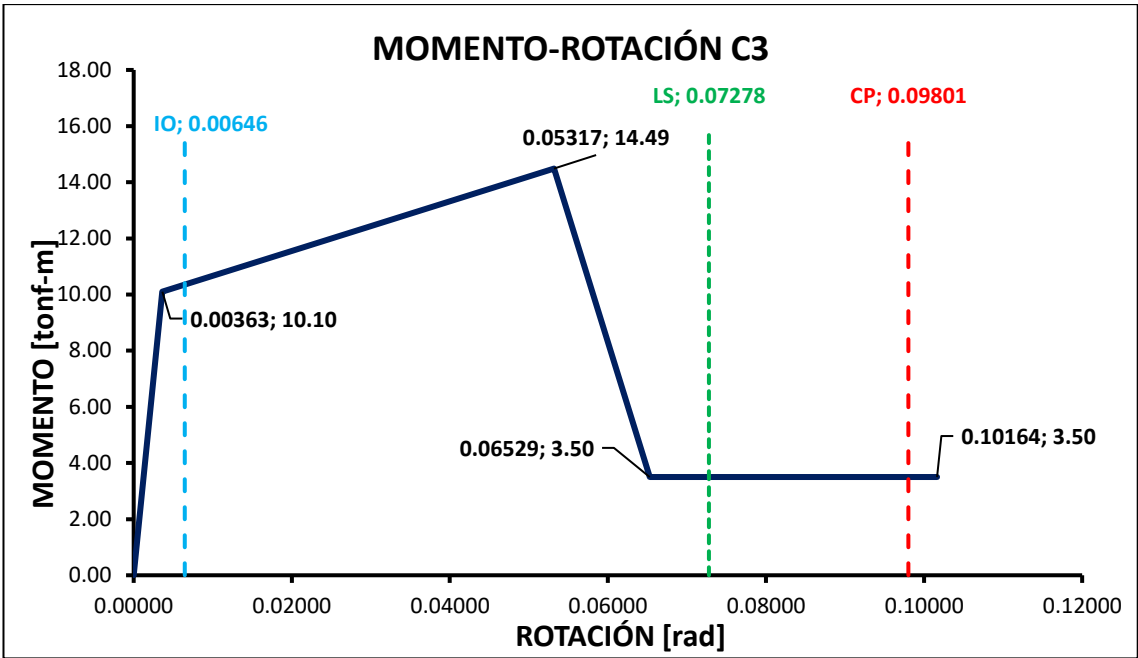


Figura 4. 68 Curva momento-rotación para C3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 44 Comprobación columna fuerte - viga débil C4

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	8.67	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	17.38	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.499	NO CUMPLE	Comprobación

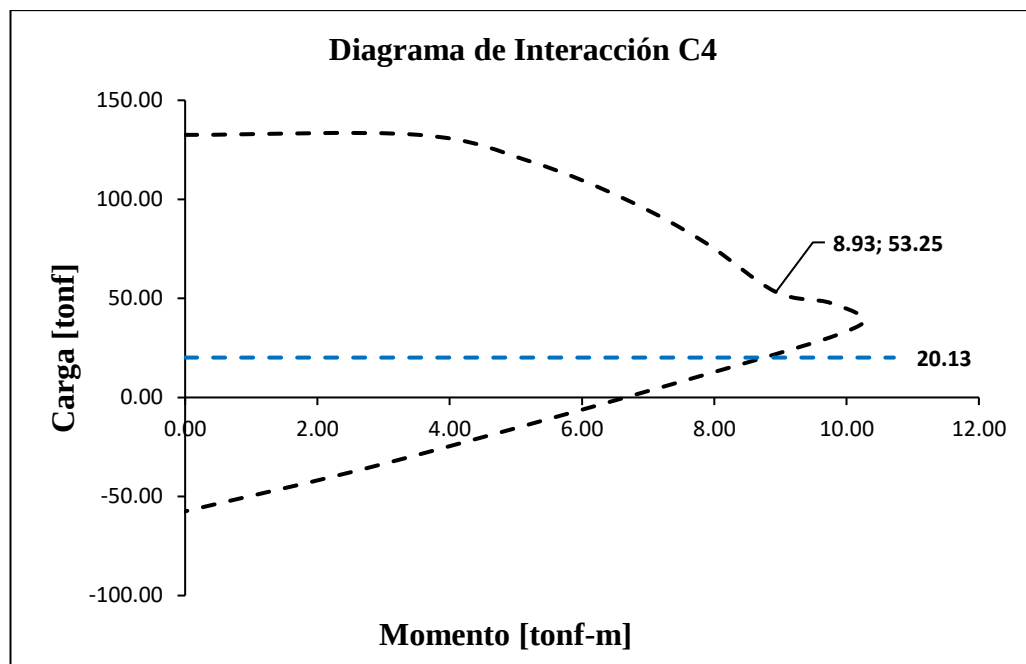


Figura 4. 69 Diagrama de interacción para C4

Fuente: Elaboración propia

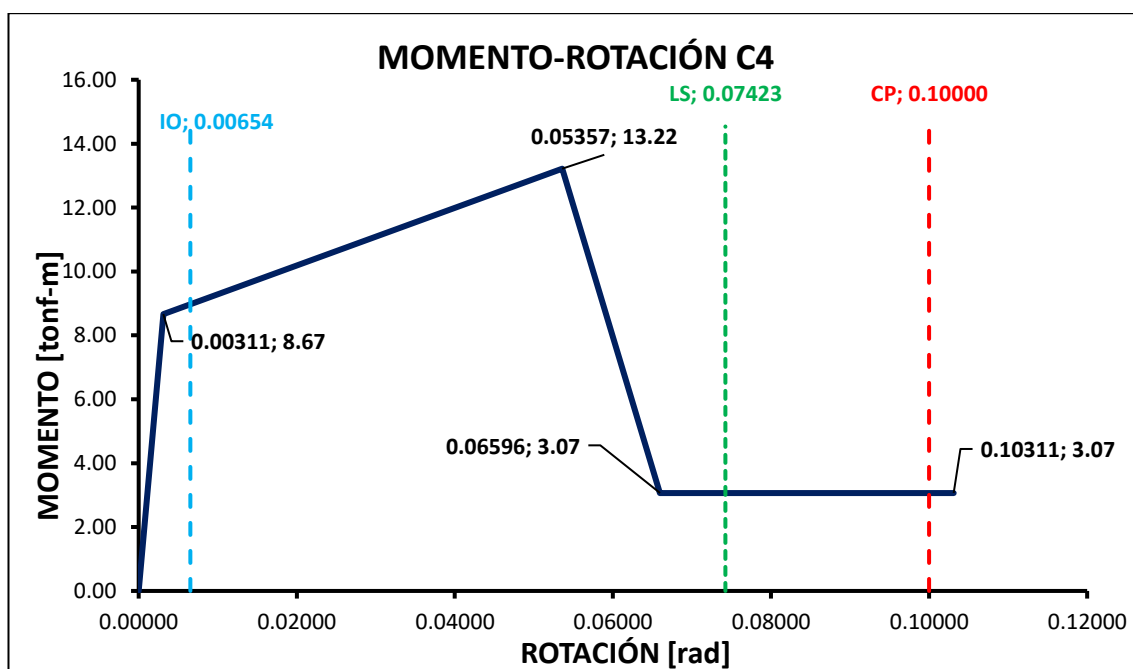
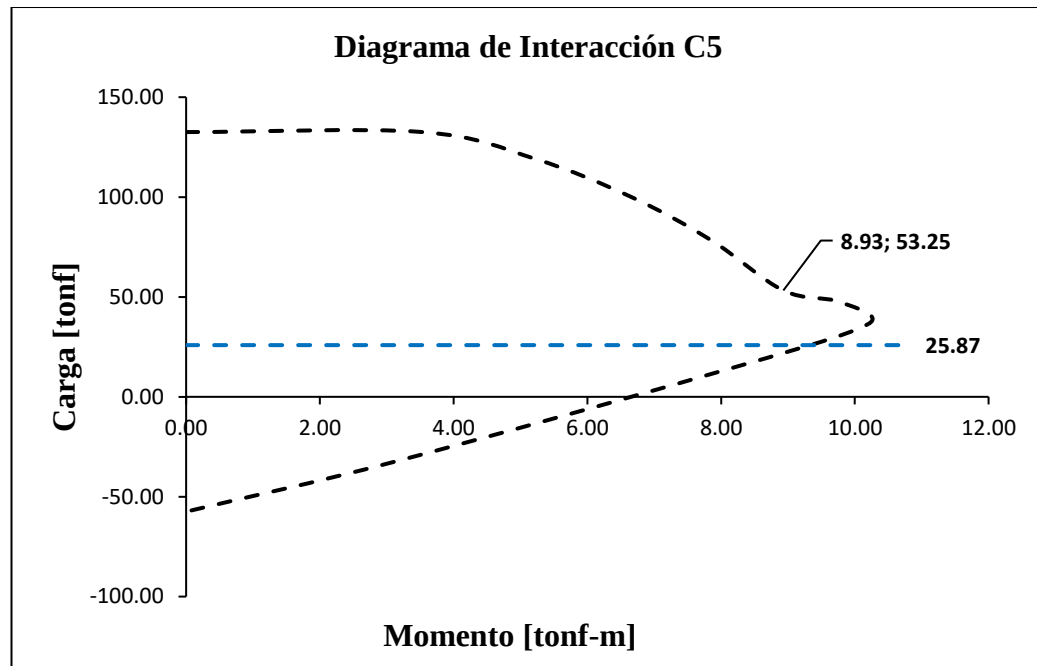


Figura 4. 70 Curva momento-rotación para C4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 45 Comprobación columna fuerte - viga débil C5**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	9.20	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	16.33	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.564	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 71** Diagrama de interacción para C5**Fuente:** Elaboración propia

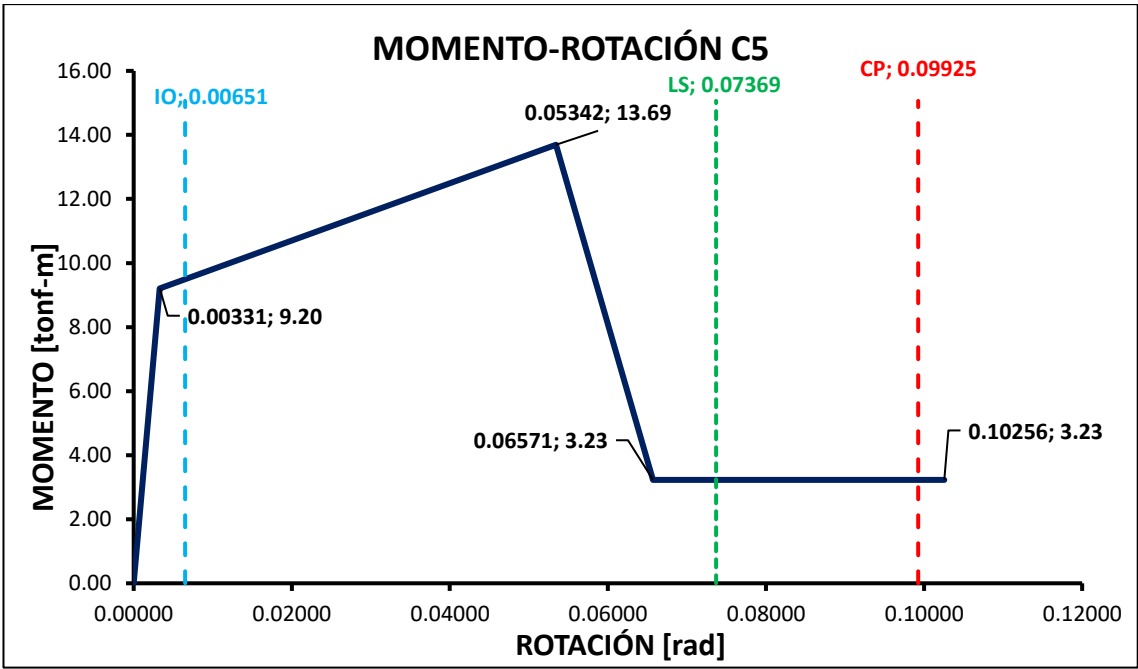


Figura 4. 72 Curva momento-rotación para C5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 46 Comprobación columna fuerte - viga débil C6

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	9.13	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	18.57	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.492	NO CUMPLE	Comprobación

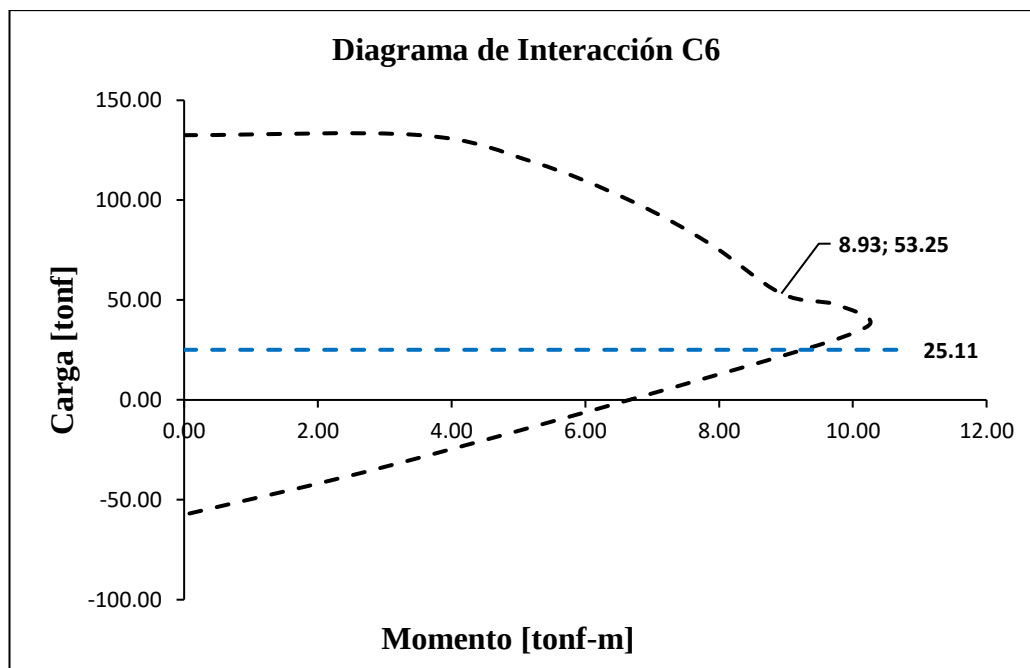


Figura 4. 73 Diagrama de interacción para C6

Fuente: Elaboración propia

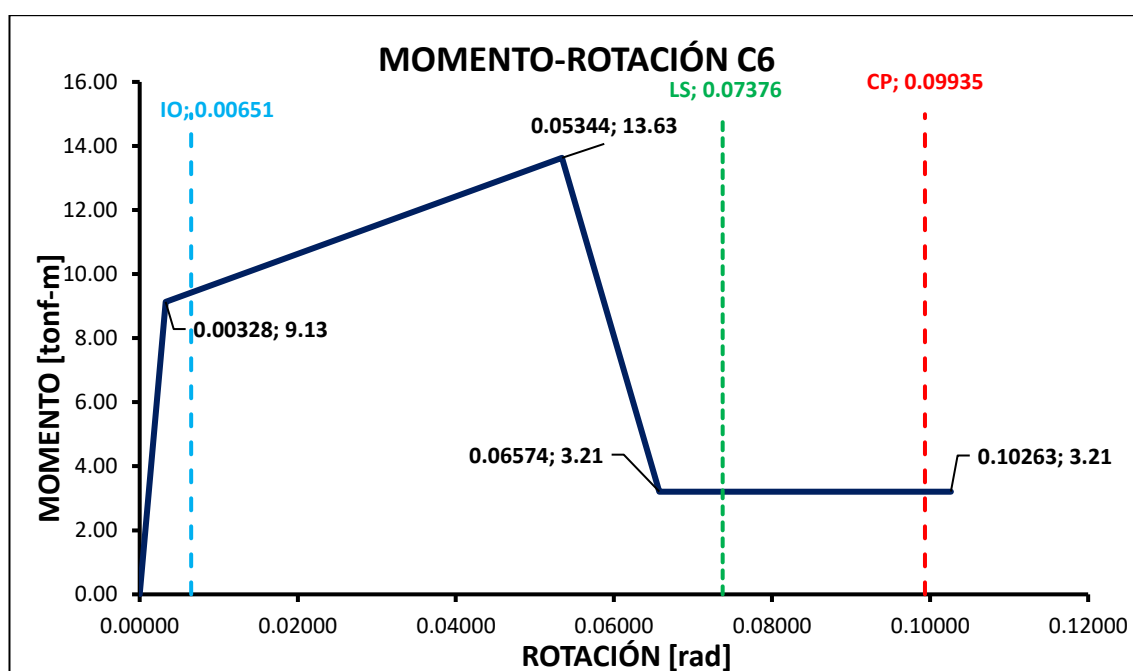
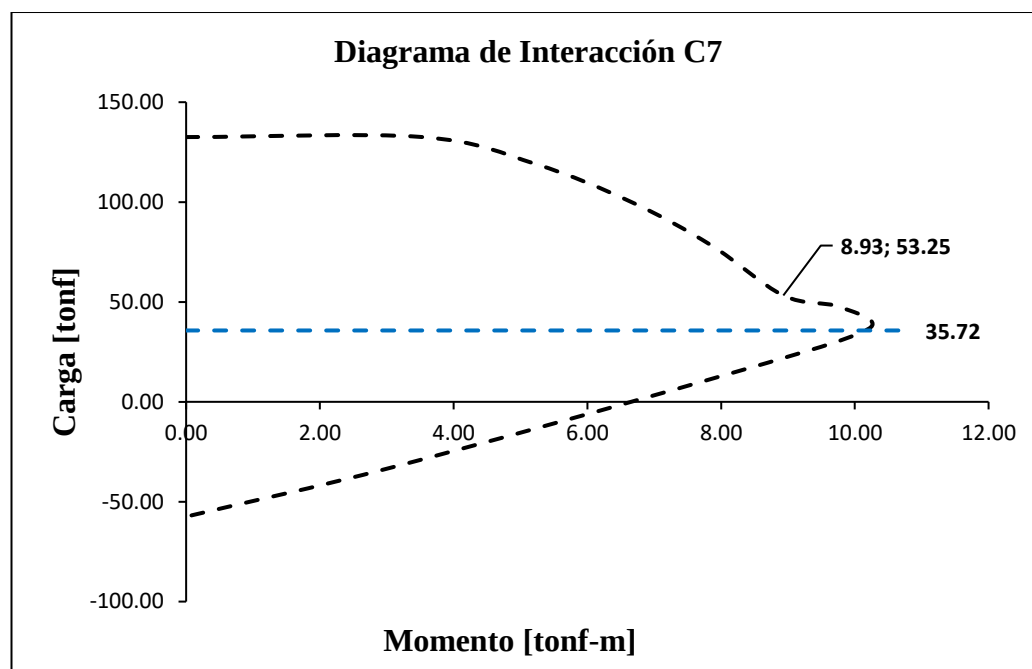


Figura 4. 74 Curva momento-rotación para C6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 47 Comprobación columna fuerte - viga débil C7**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	10.13	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	18.34	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.552	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 75** Diagrama de interacción para C7**Fuente:** Elaboración propia

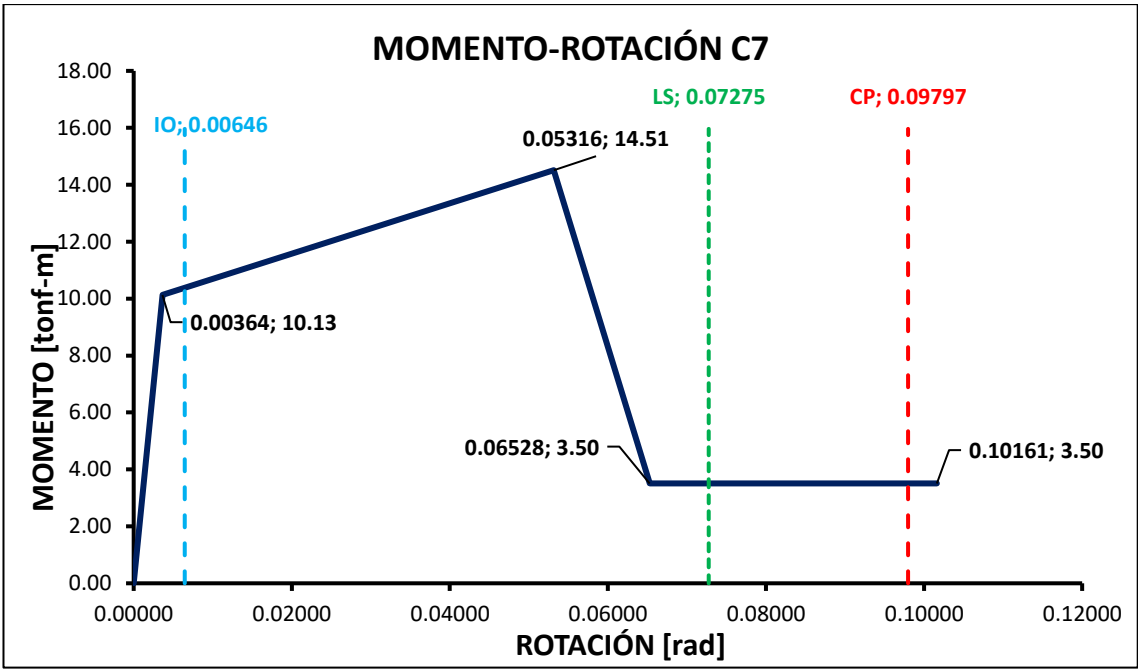


Figura 4. 76 Curva momento-rotación para C7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 48 Comprobación columna fuerte - viga débil C8

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	8.89	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	9.17	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.970	NO CUMPLE	Comprobación

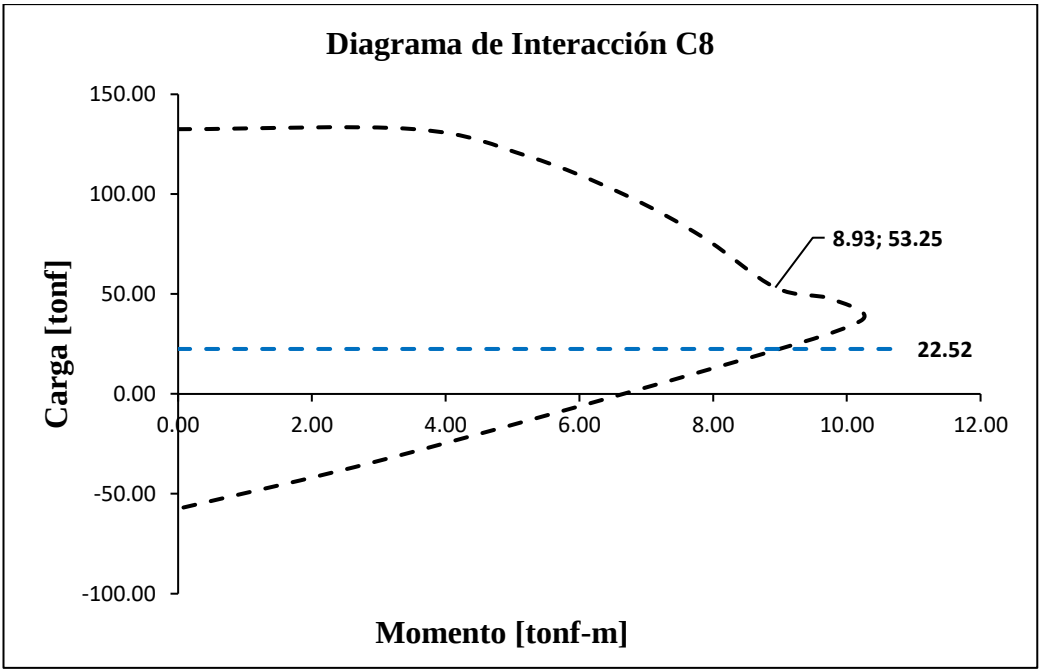


Figura 4. 77 Diagrama de interacción para C8

Fuente: Elaboración propia

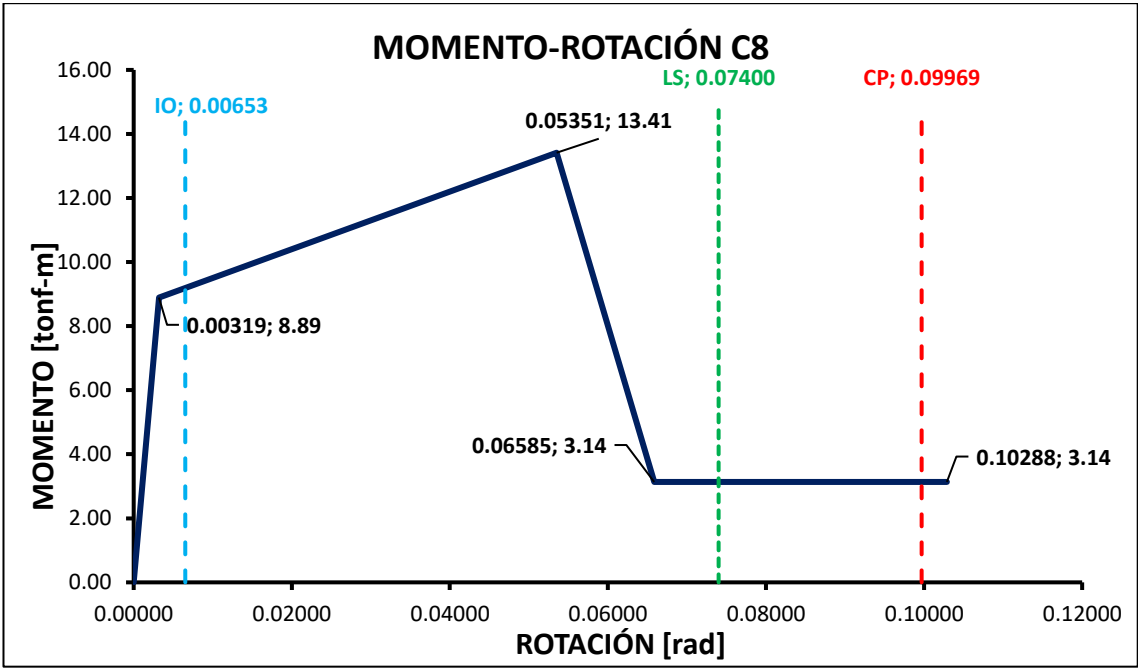
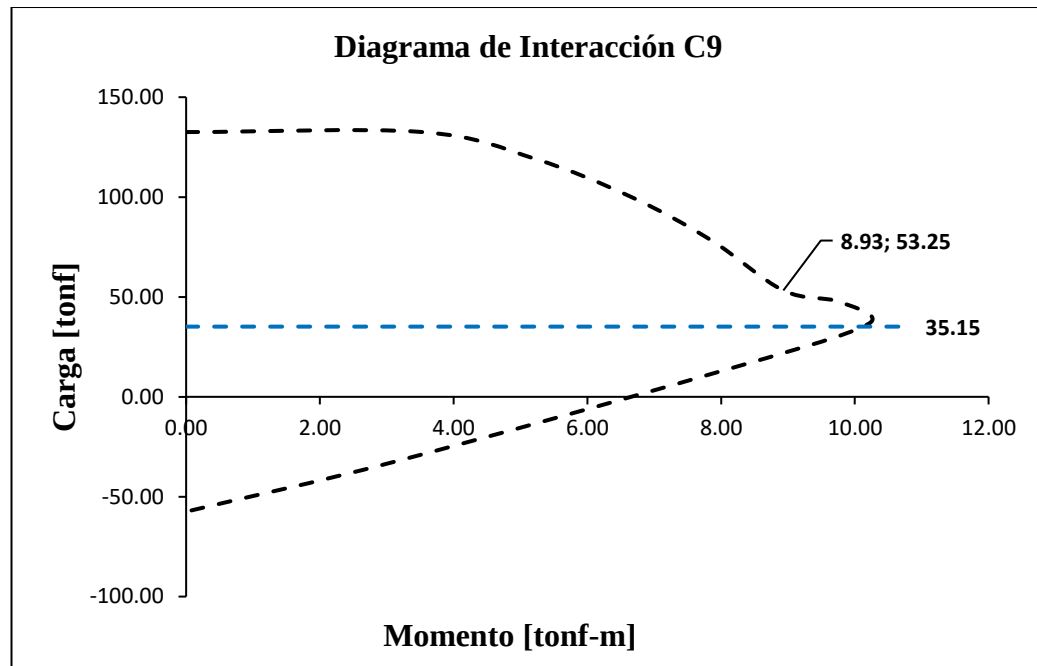


Figura 4. 78 Curva momento-rotación para C8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 49 Comprobación columna fuerte - viga débil C9**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	10.07	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	16.33	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.617	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 79** Diagrama de interacción para C9**Fuente:** Elaboración propia

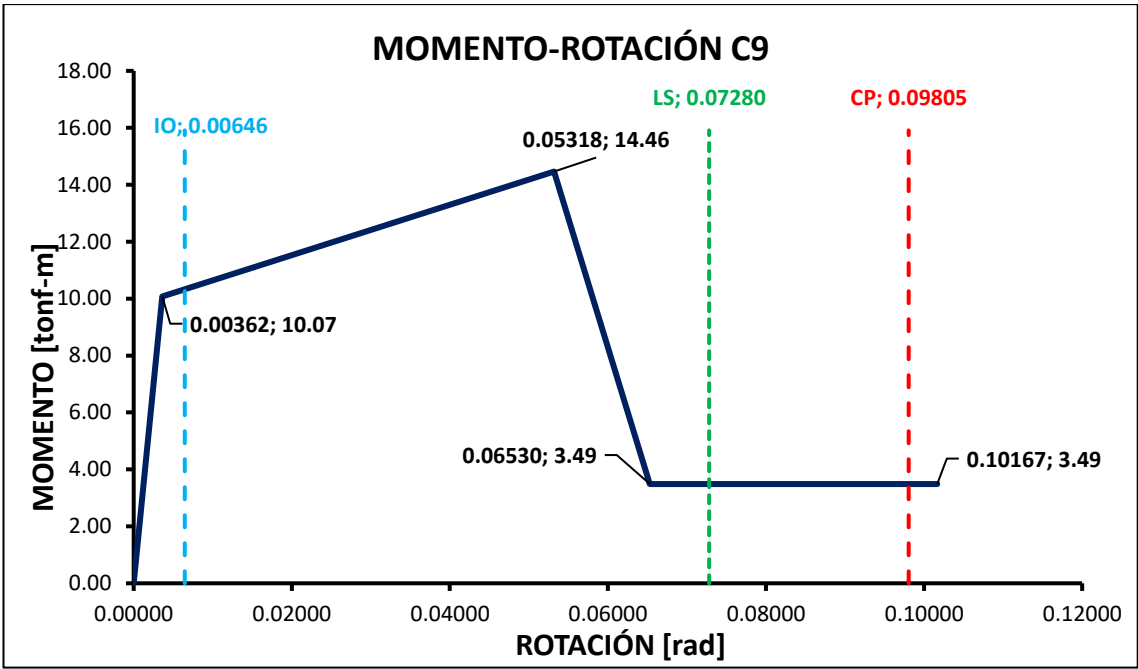


Figura 4. 80 Curva momento-rotación para C9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 50 Comprobación columna fuerte - viga débil C10

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	10.08	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	18.57	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.543	NO CUMPLE	Comprobación

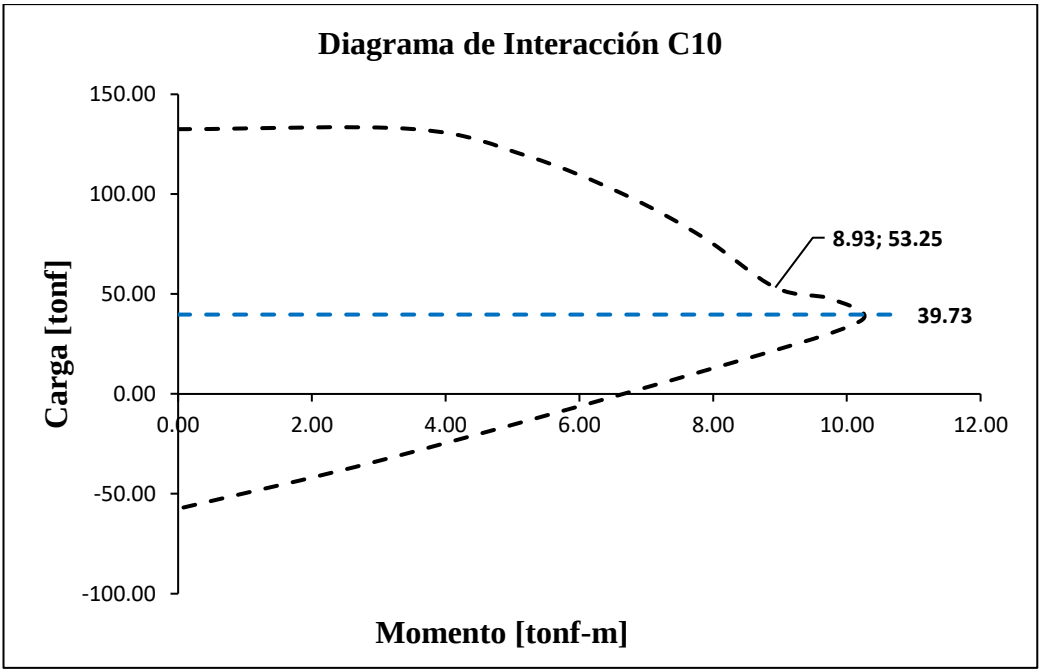


Figura 4. 81 Diagrama de interacción para C10

Fuente: Elaboración propia

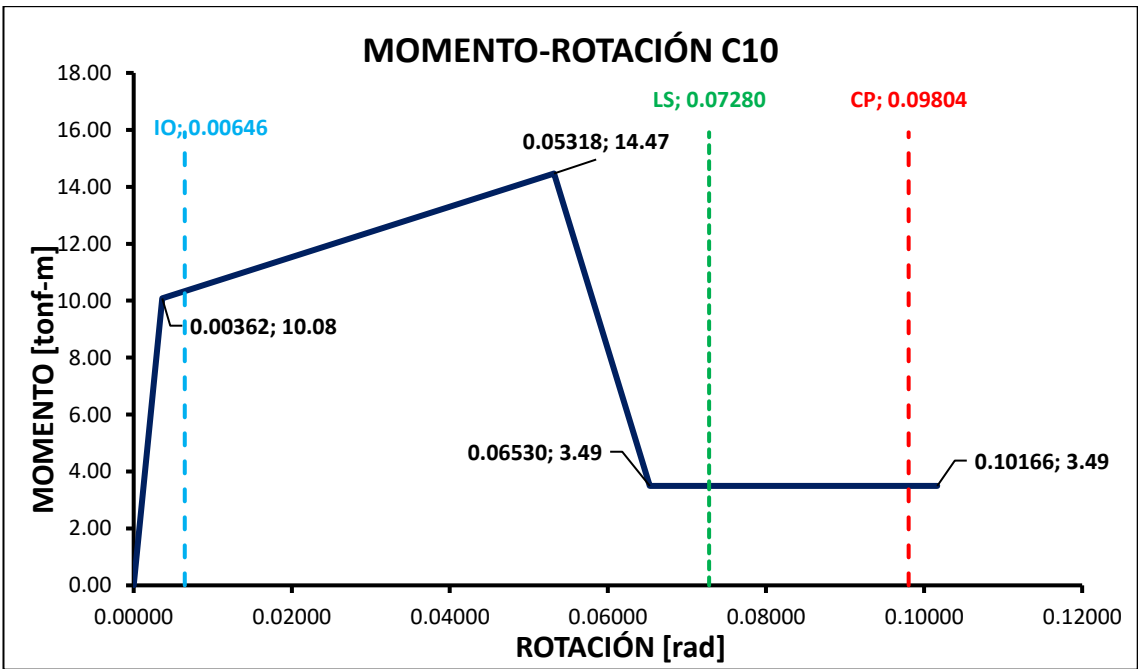
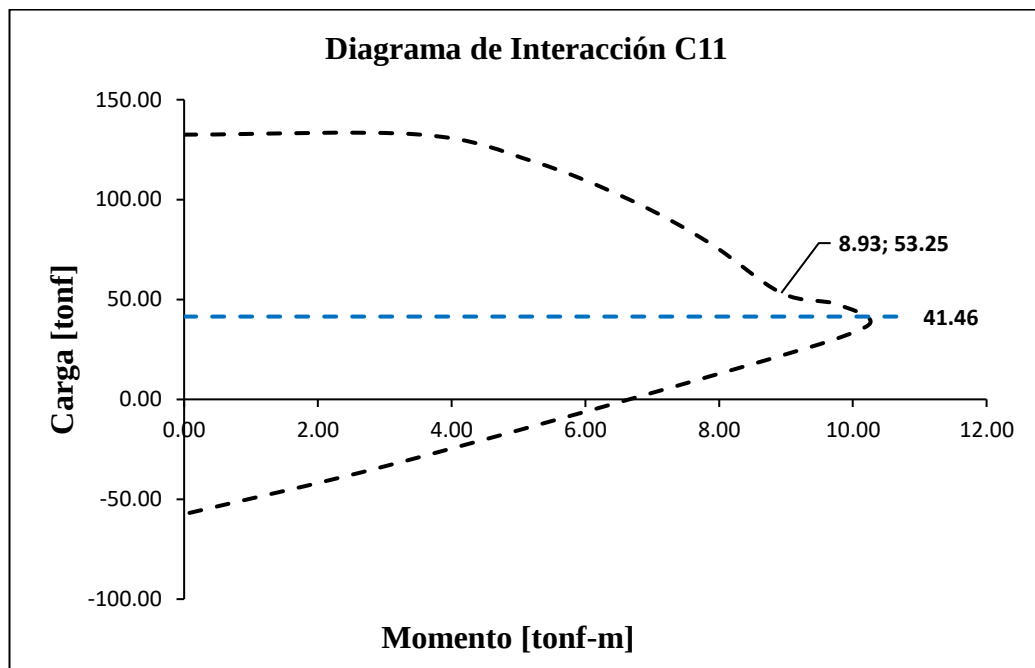


Figura 4. 82 Curva momento-rotación para C10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 51 Comprobación columna fuerte - viga débil C11**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	10.01	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	18.34	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.546	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 83** Diagrama de interacción para C11**Fuente:** Elaboración propia

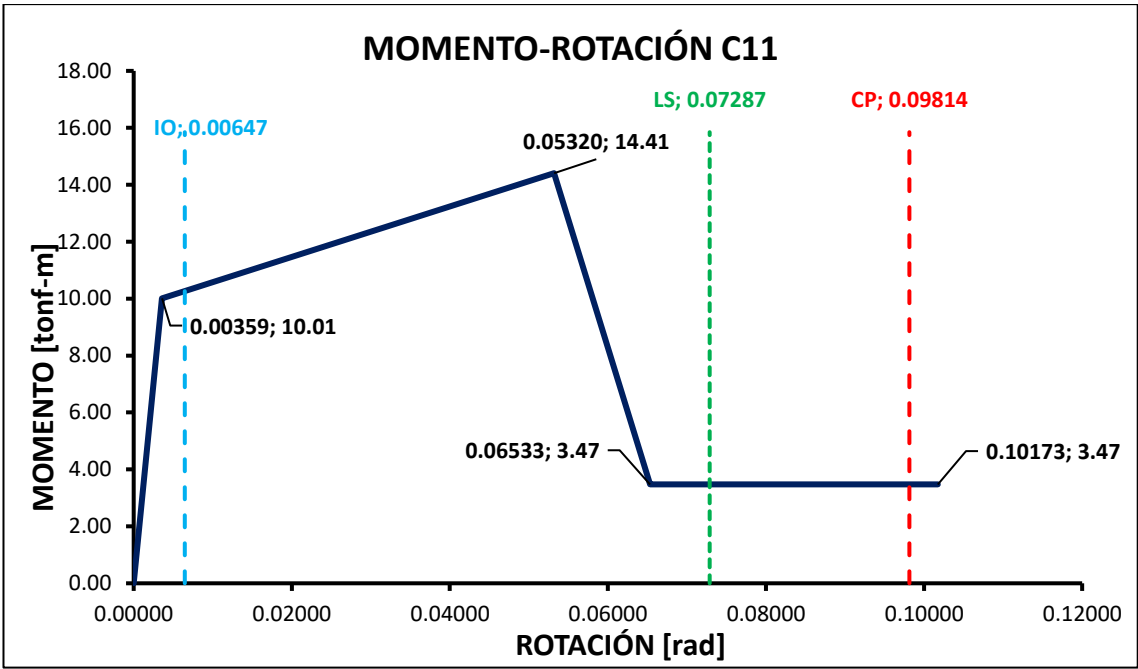


Figura 4. 84 Curva momento-rotación para C11

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 52 Comprobación columna fuerte - viga débil C12

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	8.92	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	9.17	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.972	NO CUMPLE	Comprobación

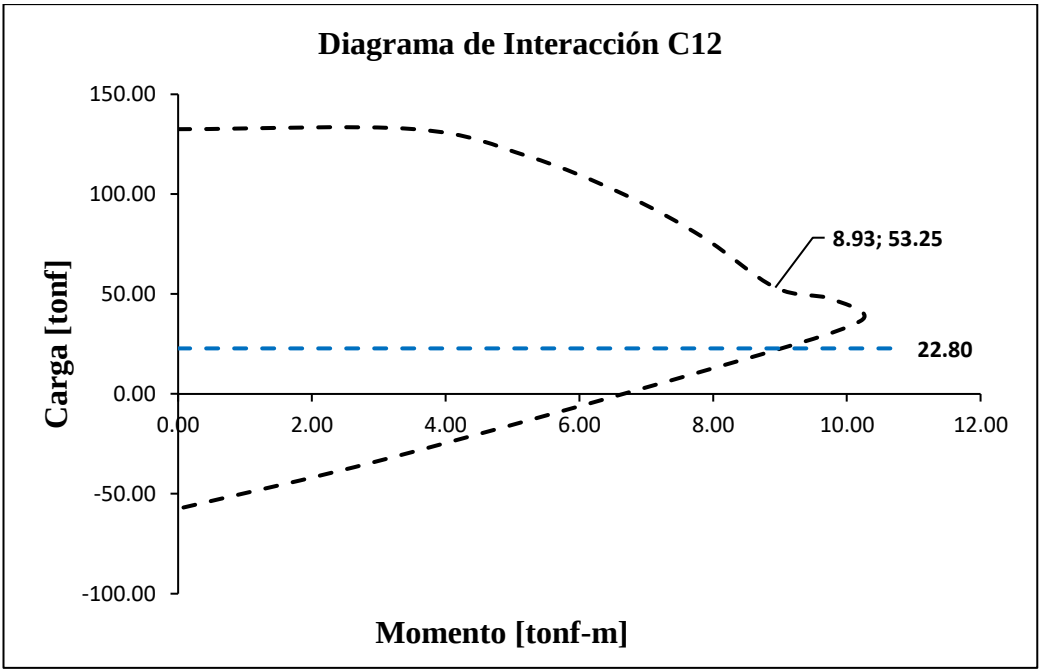


Figura 4. 85 Diagrama de interacción para C12

Fuente: Elaboración propia

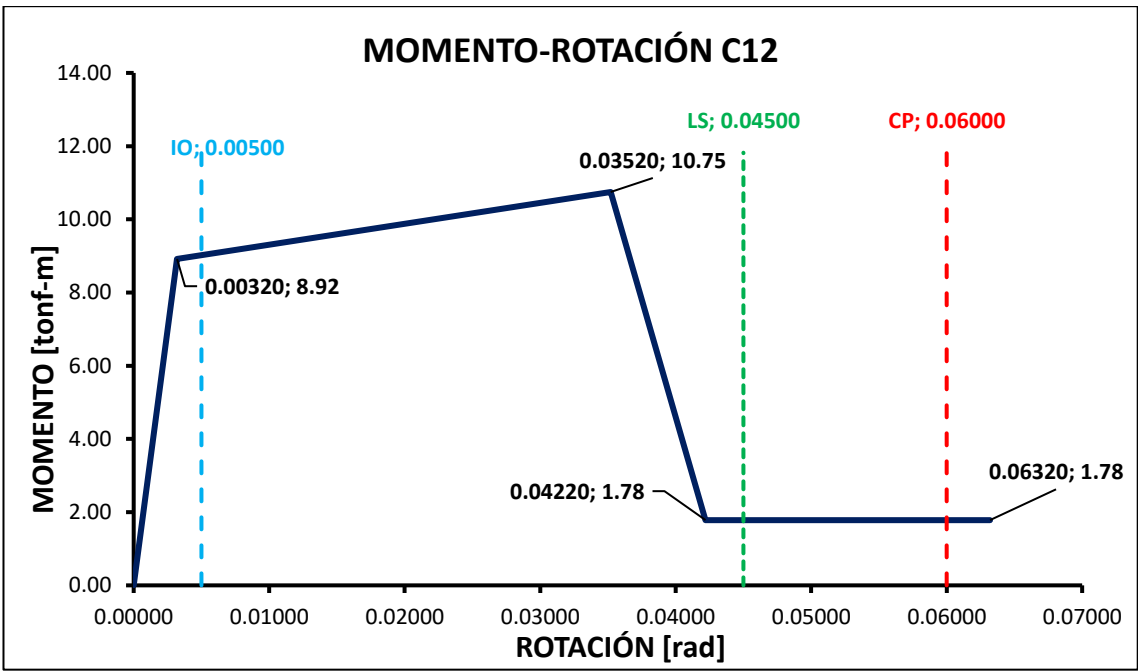
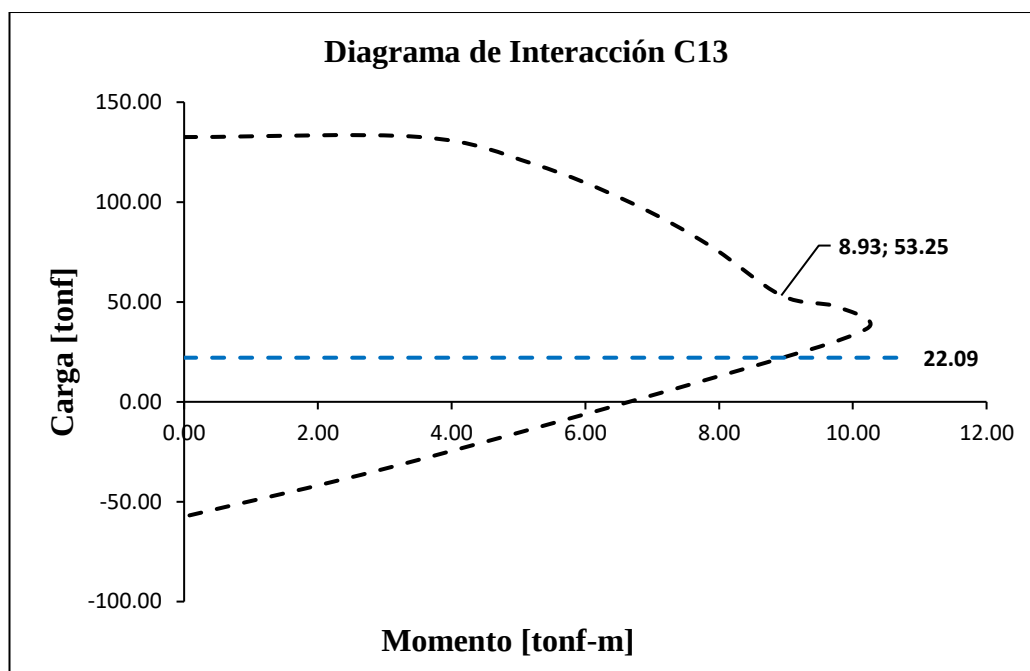


Figura 4. 86 Curva momento-rotación para C12

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 53 Comprobación columna fuerte - viga débil C13**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	8.85	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	17.38	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.509	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 87** Diagrama de interacción para C13**Fuente:** Elaboración propia

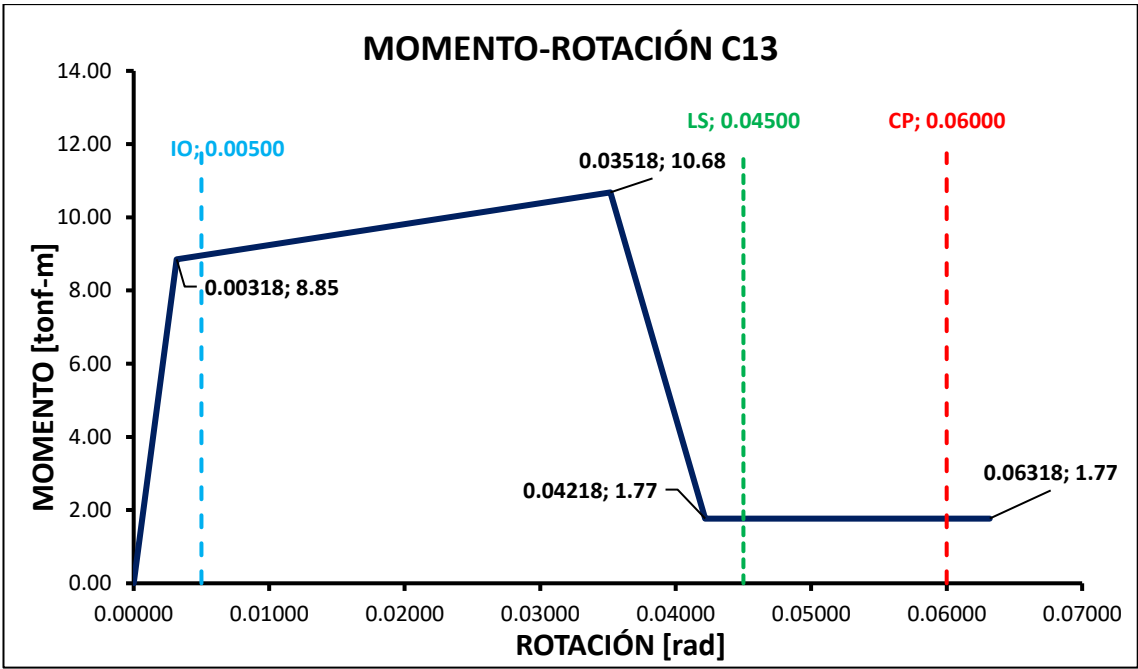


Figura 4. 88 Curva momento-rotación para C13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 54 Comprobación columna fuerte - viga débil C14

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	9.45	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	34.76	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.272	NO CUMPLE	Comprobación

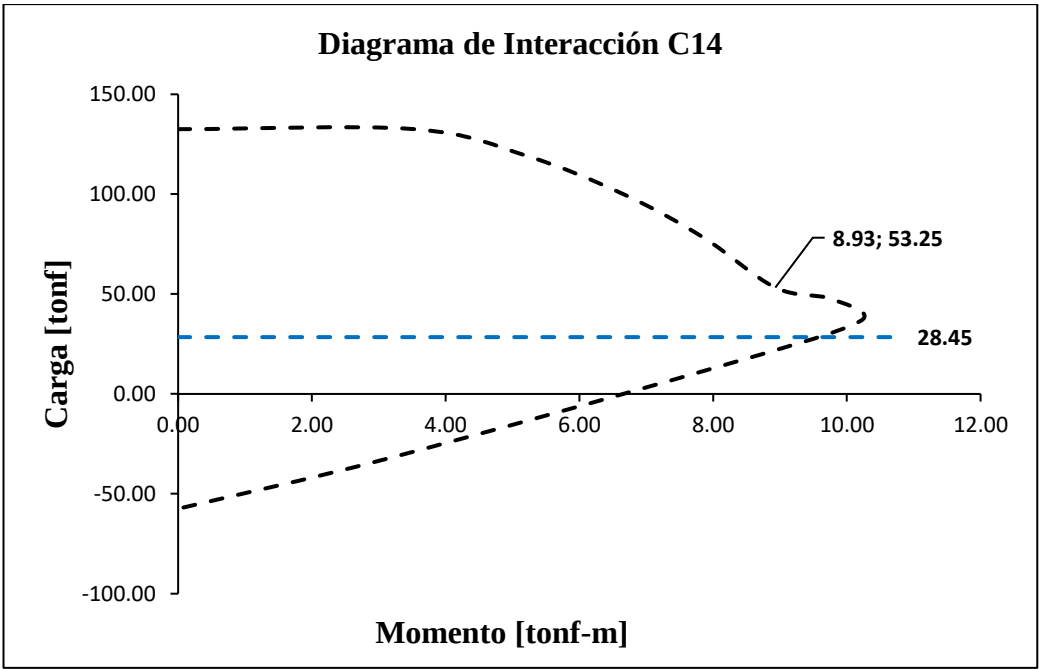


Figura 4. 89 Diagrama de interacción para C14

Fuente: Elaboración propia

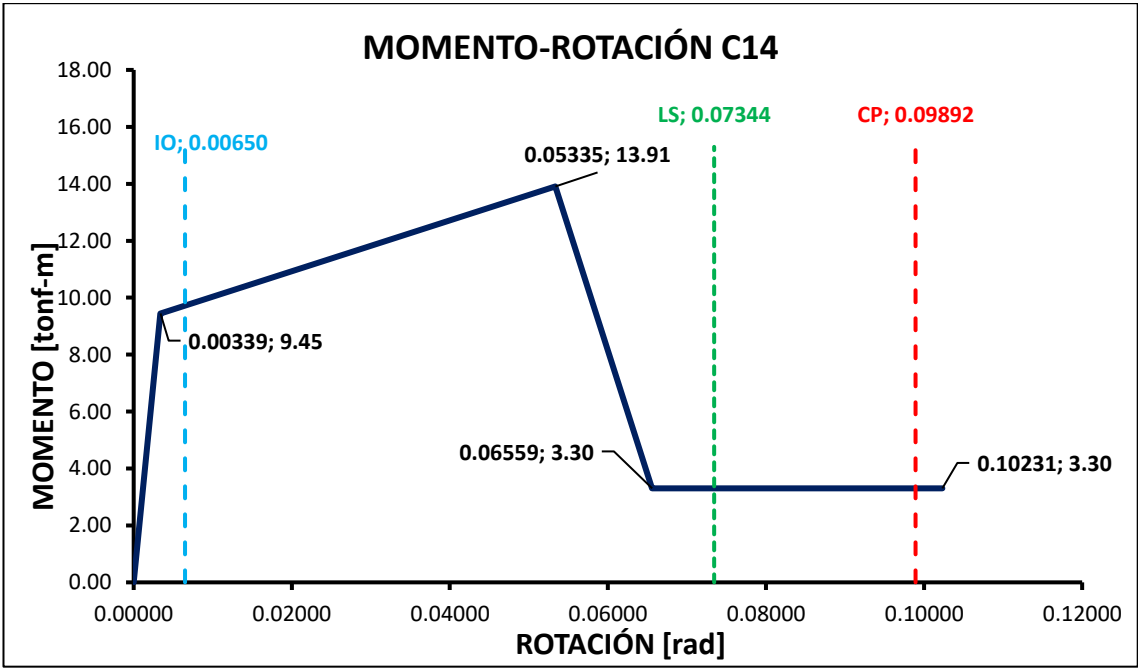
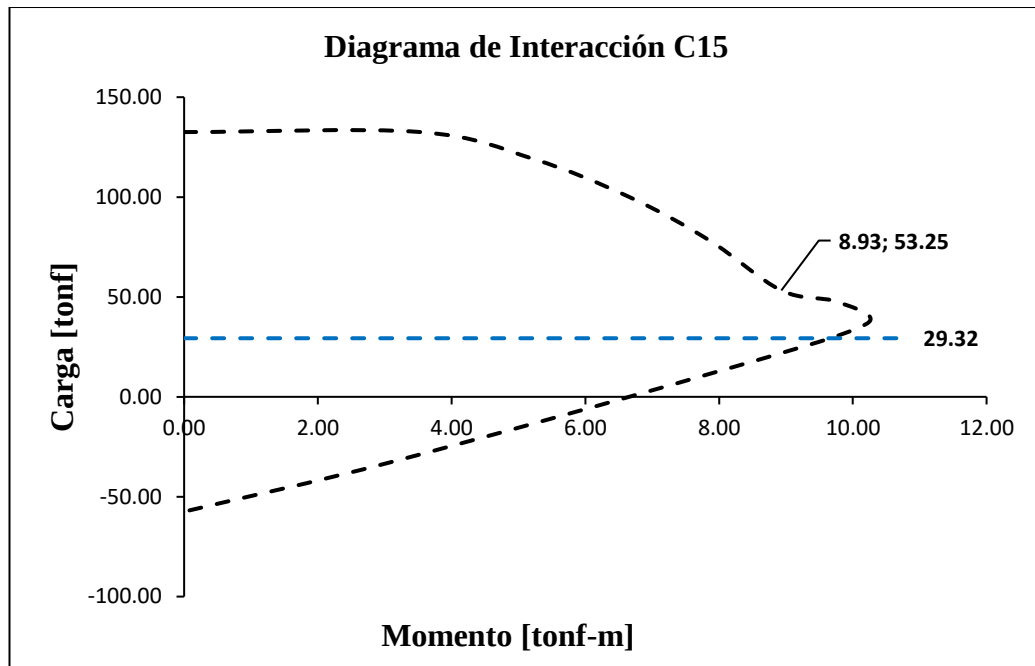


Figura 4. 90 Curva momento-rotación para C14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 55 Comprobación columna fuerte - viga débil C15**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	9.53	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	30.82	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.309	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 91** Diagrama de interacción para C15**Fuente:** Elaboración propia

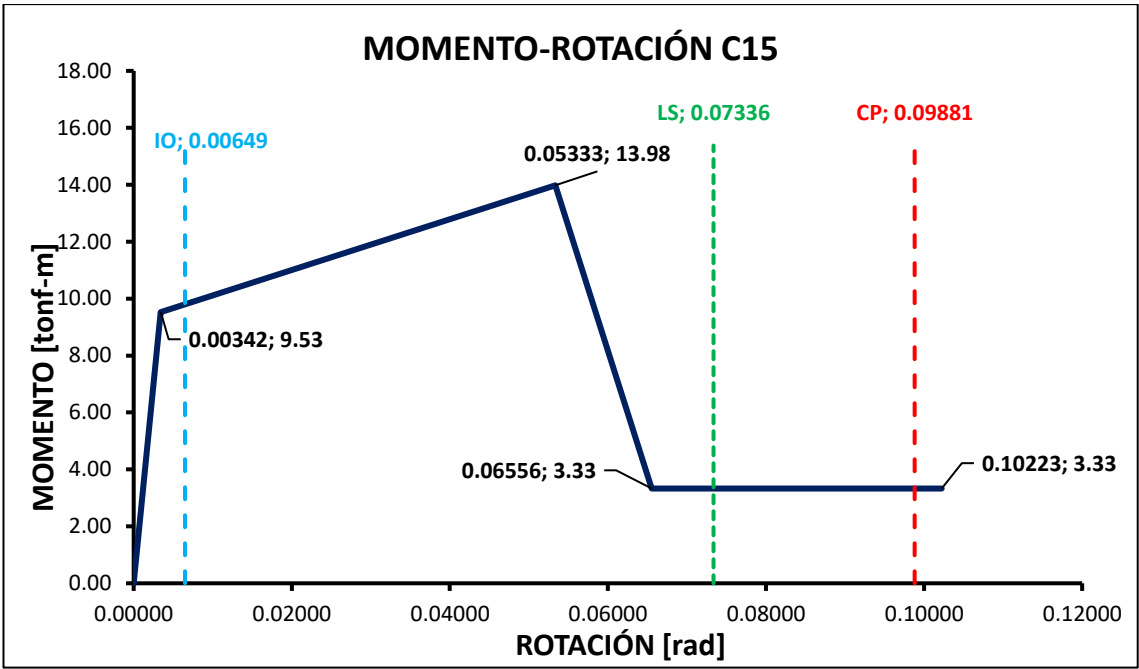


Figura 4. 92 Curva momento-rotación para C15

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 56 Comprobación columna fuerte - viga débil C16

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	8.58	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	17.38	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.494	NO CUMPLE	Comprobación

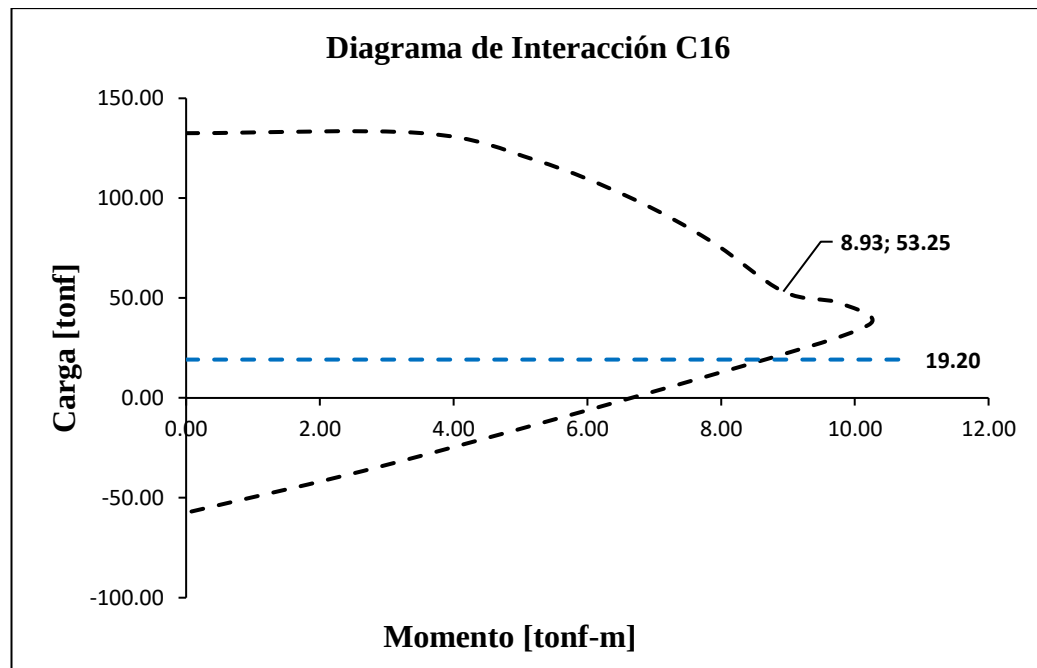


Figura 4. 93 Diagrama de interacción para C16

Fuente: Elaboración propia

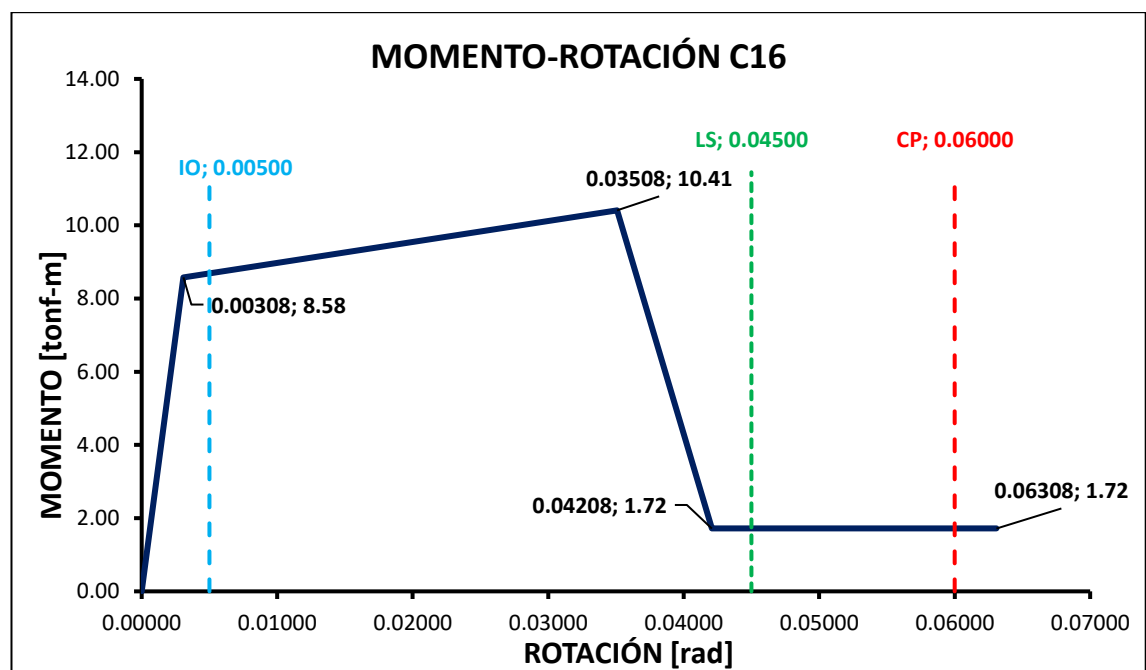


Figura 4. 94 Curva momento-rotación para C16

Fuente: Elaboración propia

Se indican las cargas para cada columna, con las cuales se realiza el análisis para cada columna en el piso 2.

Tabla 4. 57 Valores de carga para las columnas C1-C8 del piso 2**Fuente:** Elaboración propia

PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
2	0.9D-Ex	4.29	6.48	6.5	4.02	5.72	9.52	9.19	5.47
	0.9D-Ey	4.28	6.63	6.58	4.26	5.63	9.6	9.19	5.67
	0.9D+Ex	4.01	6.56	6.41	4.3	5.44	9.61	9.1	5.76
	0.9D+Ey	4.03	6.41	6.33	4.06	5.54	9.53	9.09	5.57
	0.9D+SDx	5.22	6.92	6.88	5.25	6.59	9.91	9.51	6.66
	0.9D+SDy	5.08	7.34	7.39	4.91	5.91	9.85	9.53	5.99
	1.2D-Ex+L	6.37	9.72	9.68	6.11	8.53	14.51	13.85	8.29
	1.2D-Ey+L	6.35	9.86	9.77	6.35	8.43	14.59	13.85	8.49
	1.2D+1.6L	6.64	10.39	10.26	6.67	8.95	15.63	14.76	9.01
	1.2D+Ex+L	6.09	9.8	9.6	6.4	8.25	14.6	13.75	8.58
	1.2D+Ey+L	6.11	9.65	9.52	6.15	8.34	14.52	13.75	8.39
	1.2D+SDx+L	7.3	10.16	10.06	7.34	9.4	14.9	14.17	9.48
	1.2D+SDy+L	7.14	10.58	10.58	7	8.72	14.84	14.19	8.81
	1.4D	6.46	10.14	10.05	6.48	8.69	14.89	14.22	8.74
	P max	7.3	10.58	10.58	7.34	9.4	15.63	14.76	9.48

Tabla 4. 58 Valores de carga para las columnas C9-C16 del piso 2**Fuente:** Elaboración propia

PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
2	0.9D-Ex	5.51	8.77	8.75	5.39	4.24	6.59	6.7	3.92
	0.9D-Ey	5.33	8.78	8.65	5.48	4	6.54	6.51	3.97
	0.9D+Ex	5.23	8.86	8.65	5.67	3.98	6.7	6.58	4.22
	0.9D+Ey	5.42	8.84	8.74	5.58	4.26	6.76	6.77	4.17
	0.9D+SDx	6.38	9.12	9.05	6.57	5.21	7.04	7.05	5.15
	0.9D+SDy	5.69	9.06	9.06	5.9	5.06	7.51	7.61	4.82
	1.2D-Ex+L	8.15	13.12	13.03	8.14	6.34	9.93	10.03	5.94
	1.2D-Ey+L	7.97	13.14	12.94	8.23	6.07	9.88	9.85	5.99
	1.2D+1.6L	8.52	14.02	13.82	8.83	6.6	10.67	10.65	6.49
	1.2D+Ex+L	7.87	13.21	12.93	8.42	6.04	10.05	9.92	6.24
	1.2D+Ey+L	8.05	13.2	13.03	8.33	6.32	10.1	10.11	6.19
	1.2D+SDx+L	9.02	13.48	13.33	9.32	7.27	10.39	10.38	7.17
	1.2D+SDy+L	8.32	13.42	13.35	8.66	7.12	10.85	10.94	6.84
	1.4D	8.36	13.71	13.53	8.6	6.43	10.34	10.33	6.34
	P max	9.02	14.02	13.82	9.32	7.27	10.85	10.94	7.17

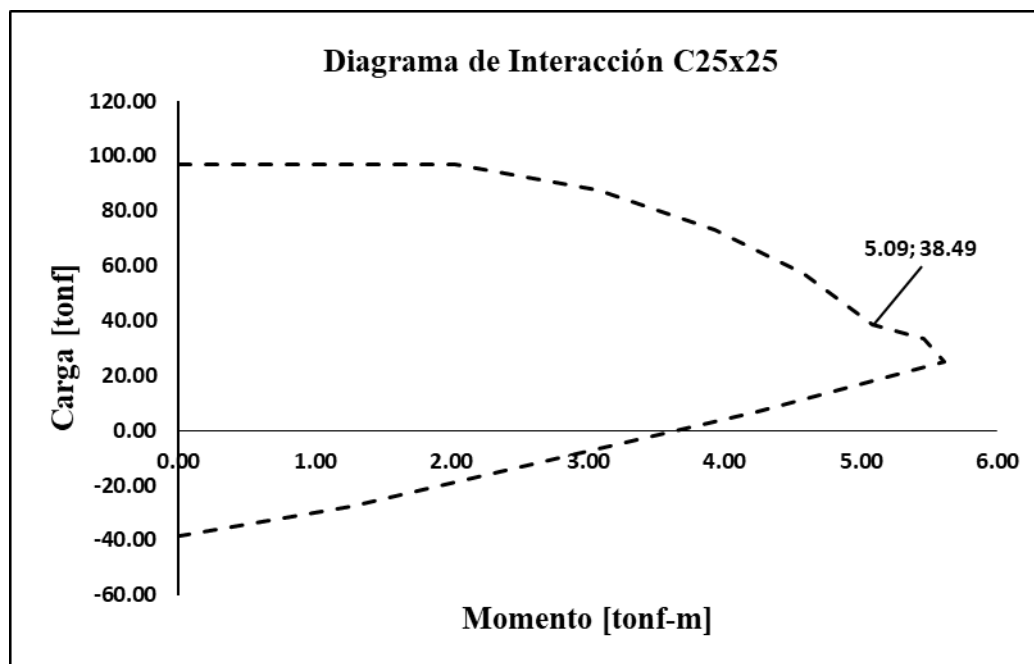


Figura 4. 95 Diagrama de interacción para C25x25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 59 Carga y momento probable para C1

Fuente: Elaboración propia

P prob	7.30	tonf	Carga Probable
M prob	4.26	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 60 Comprobación columna fuerte - viga débil C1

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣM_{pcol}	4.26	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣM_{pvig}	7.03	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\Sigma M_{pcol} / \Sigma M_{pvig} \geq 1.2$	0.606	NO CUMPLE	Comprobación

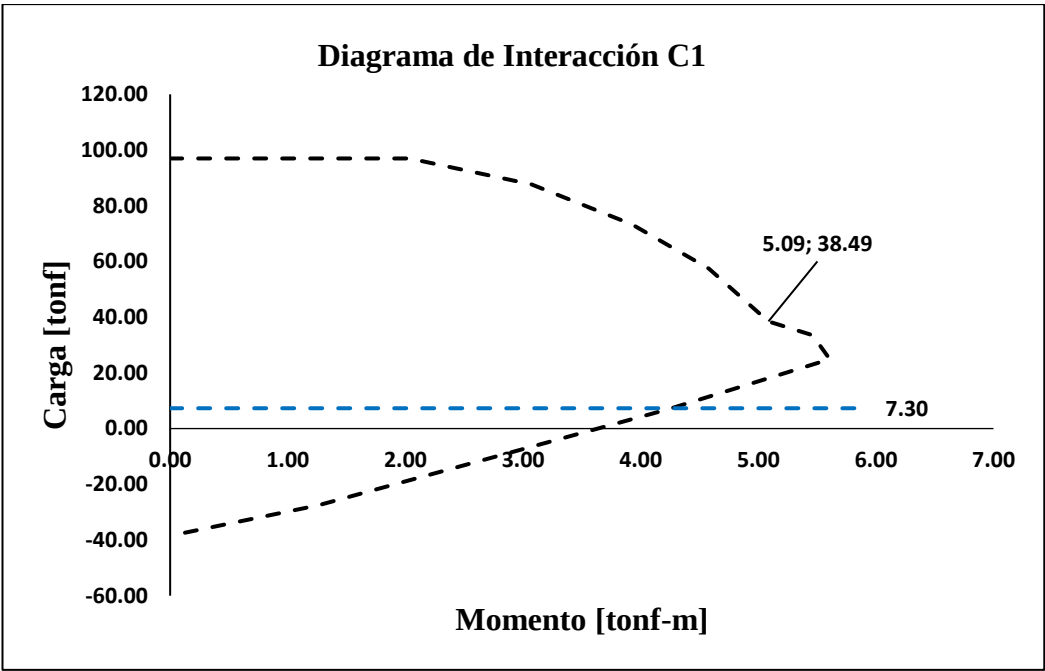


Figura 4. 96 Diagrama de interacción para C2

Fuente: Elaboración propia

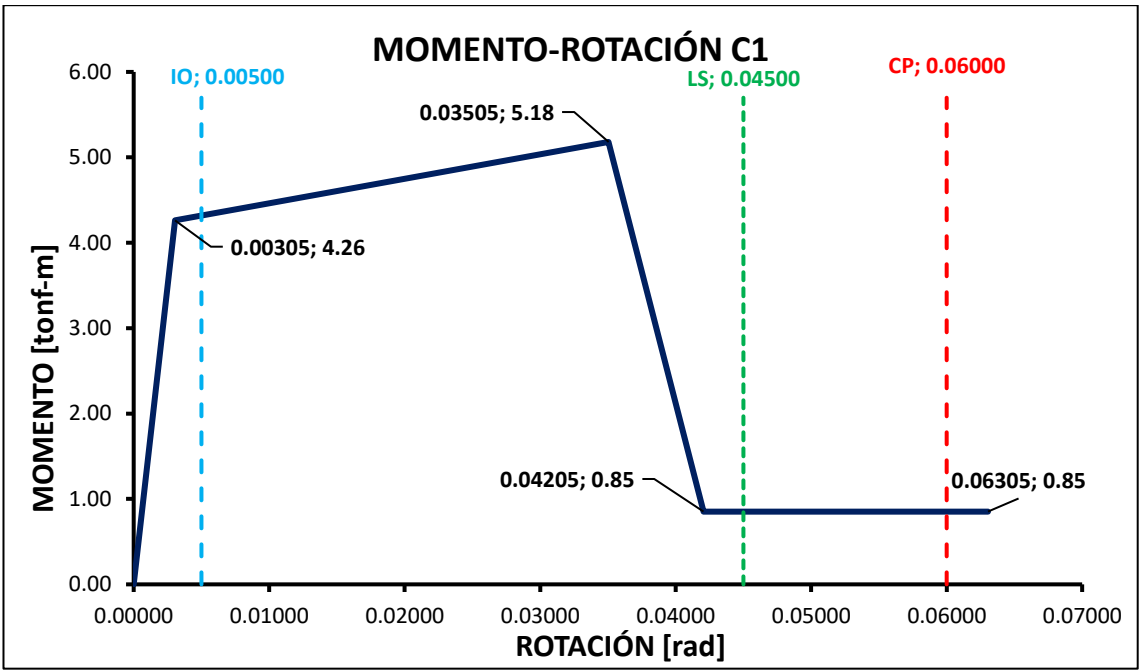


Figura 4. 97 Curva momento-rotación para C1

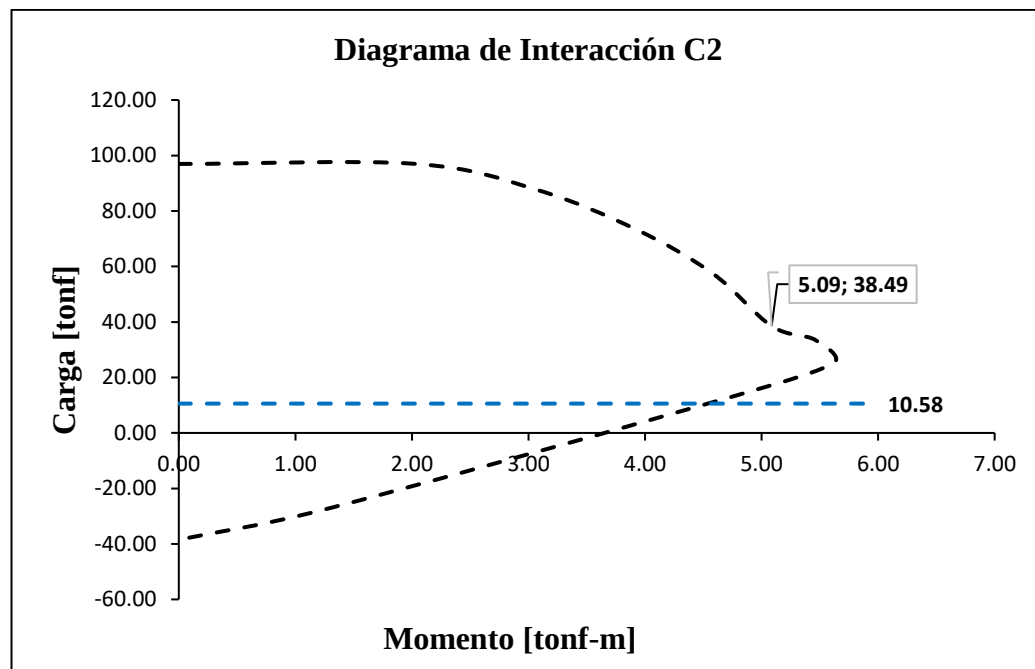
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 61 Carga y momento probable para C2**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	10.58	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.51	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 62 Comprobación columna fuerte - viga débil C2**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.51	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	14.06	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.321	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 98** Diagrama de interacción para C2**Fuente:** Elaboración propia

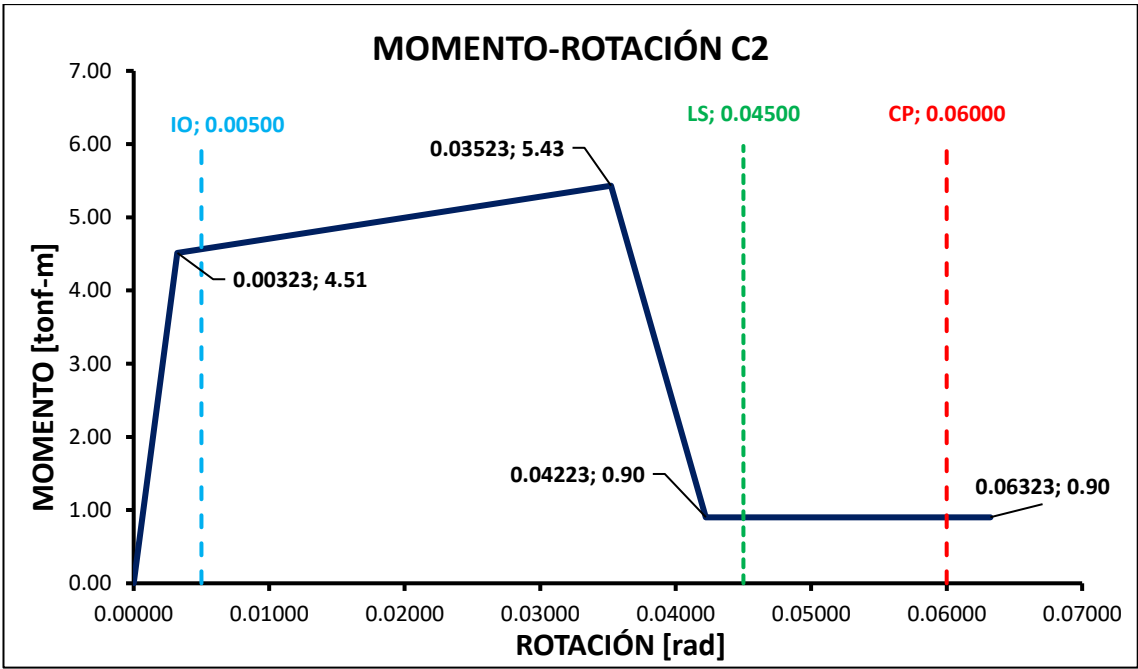


Figura 4. 99 Curva momento-rotación para C2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 63 Carga y momento probable para C3

Fuente: Elaboración propia

P prob	10.58	tonf	Carga Probable
M prob	4.51	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 64 Comprobación columna fuerte - viga débil C3

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.51	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	12.27	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.368	NO CUMPLE	Comprobación

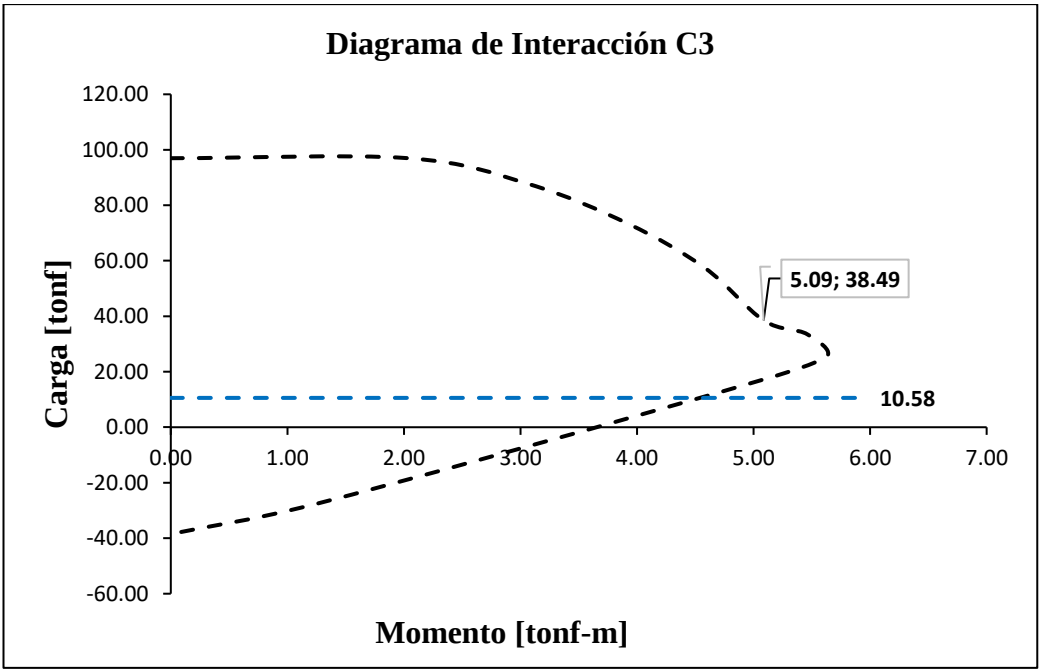


Figura 4. 100 Diagrama de interacción para C3

Fuente: Elaboración propia

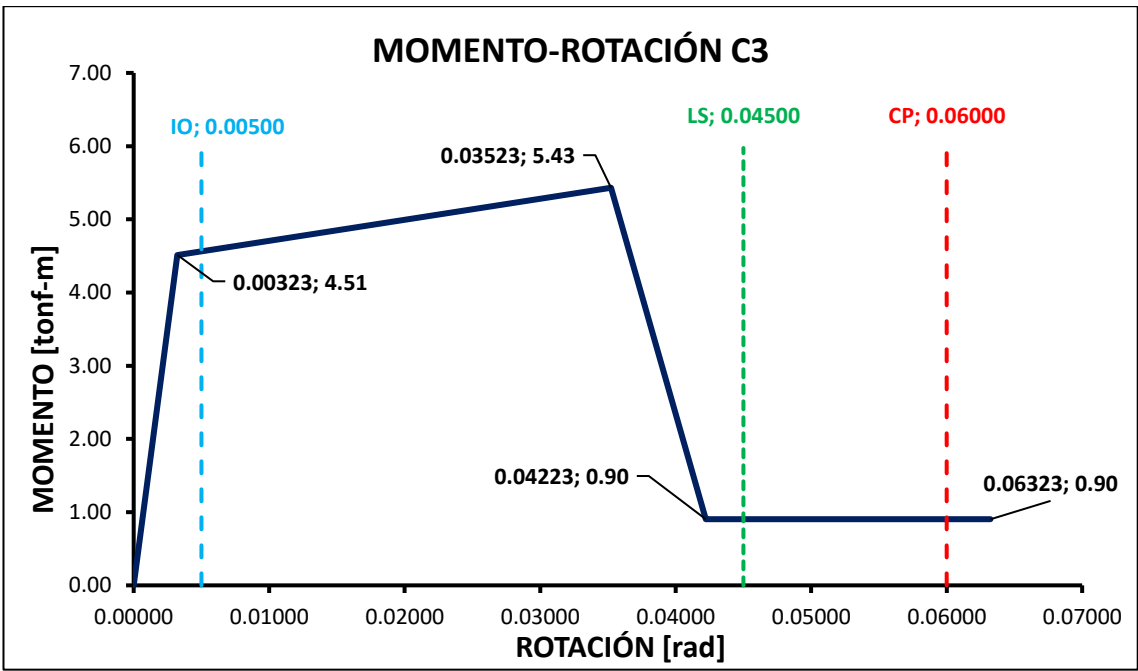


Figura 4. 101 Curva momento-rotación para C3

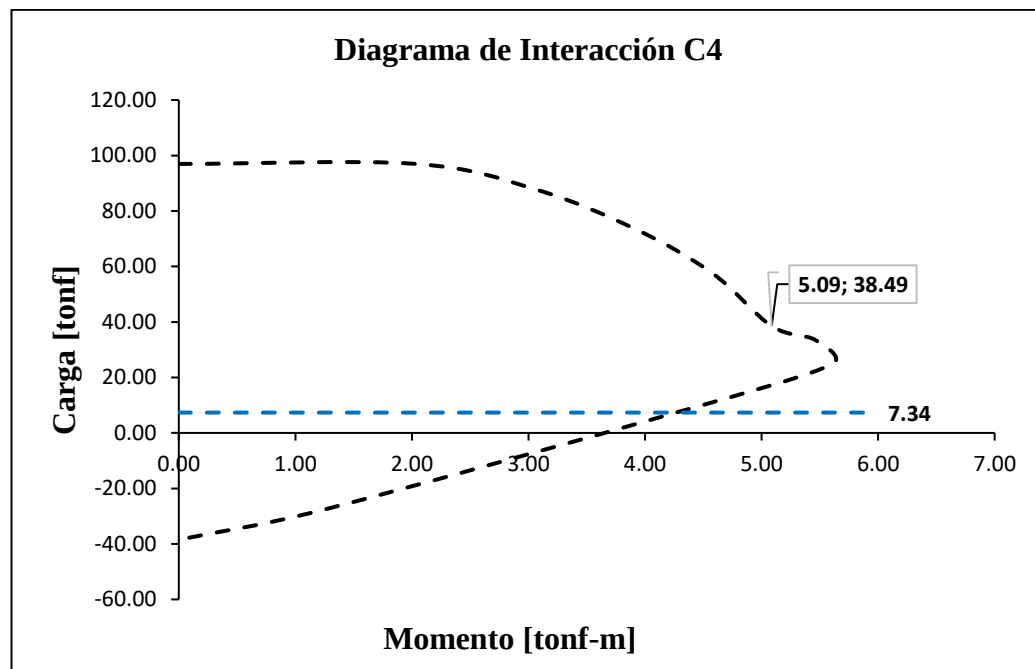
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 65 Carga y momento probable para C4**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	7.34	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.26	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 66 Comprobación columna fuerte - viga débil C4**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.26	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	7.03	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.607	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 102** Diagrama de interacción para C4**Fuente:** Elaboración propia

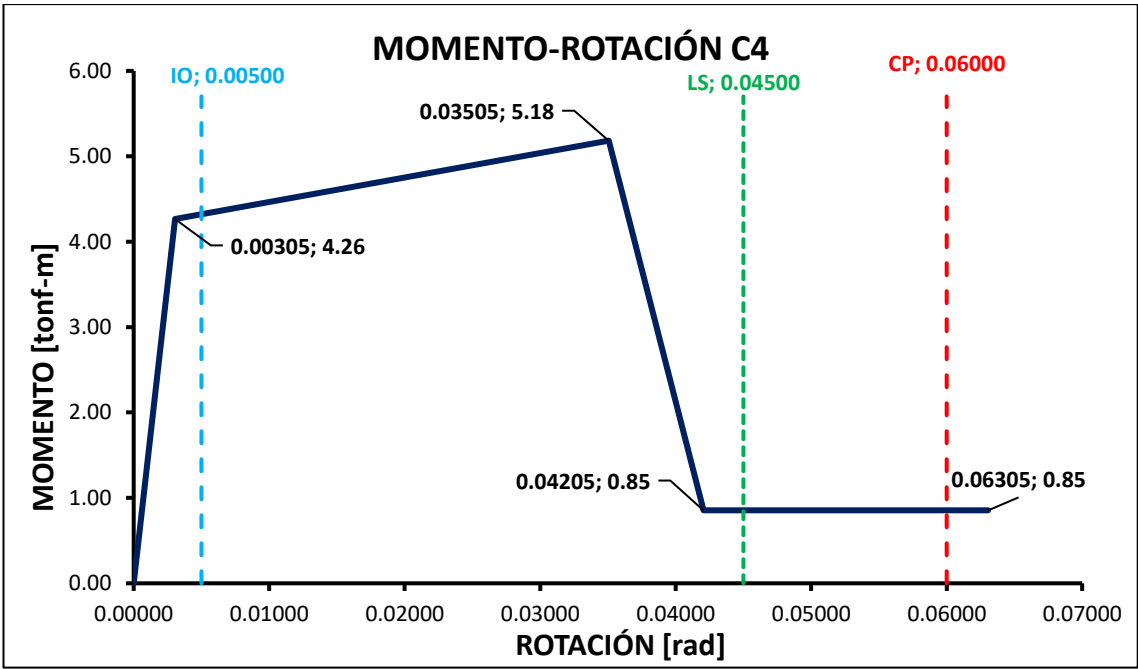


Figura 4. 103 Curva momento-rotación para C4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 67 Carga y momento probable para C5

Fuente: Elaboración propia

P prob	9.40	tonf	Carga Probable
M prob	4.42	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 68 Comprobación columna fuerte - viga débil C5

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.42	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	5.24	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.844	NO CUMPLE	Comprobación

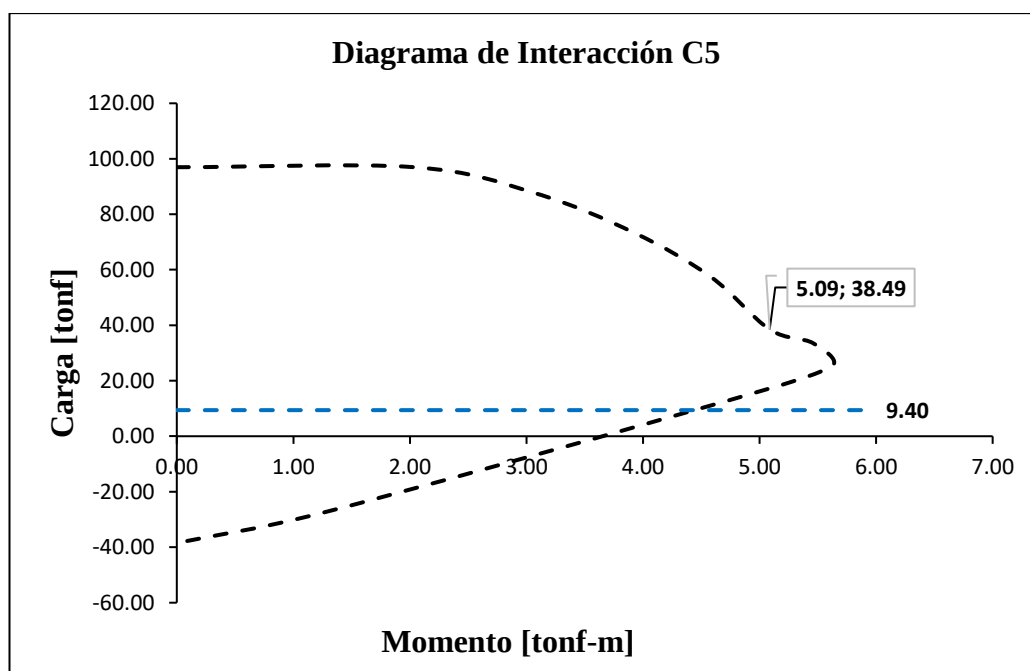


Figura 4. 104 Diagrama de interacción para C5

Fuente: Elaboración propia

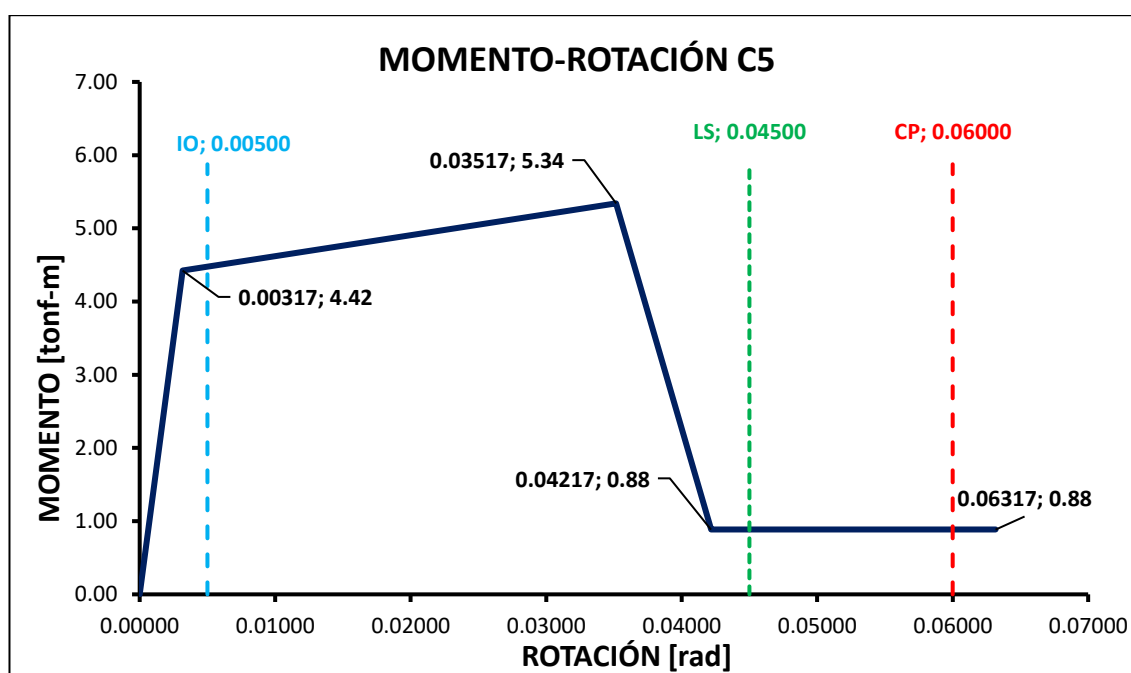


Figura 4. 105 Curva momento-rotación para C5

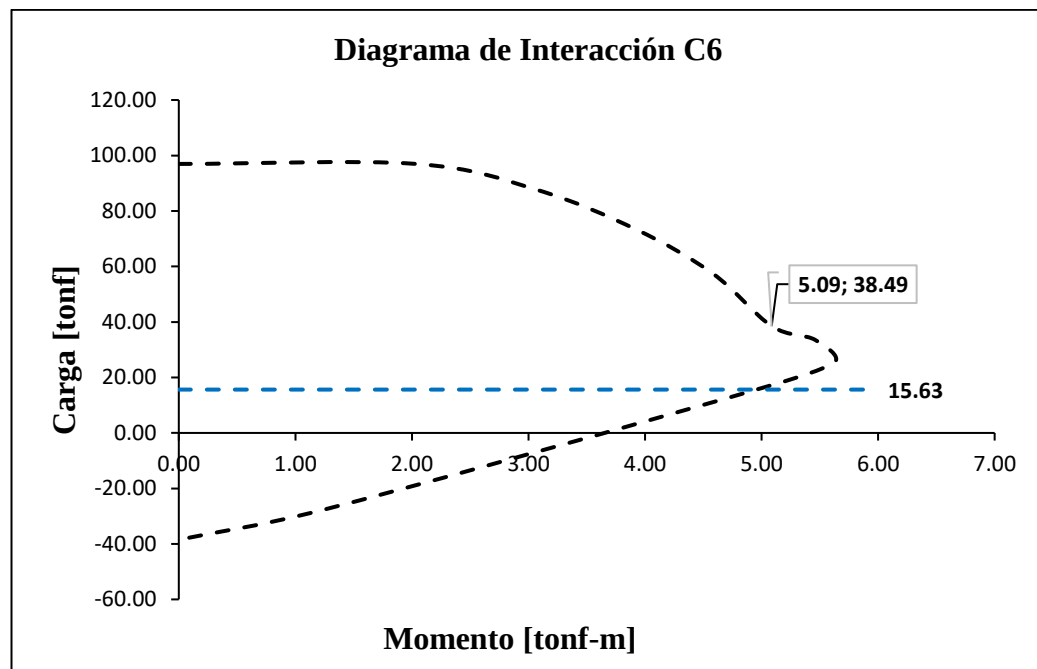
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 69 Carga y momento probable para C6**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	15.63	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.90	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 70 Comprobación columna fuerte - viga débil C6**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.90	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	16.08	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.305	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 106** Diagrama de interacción para C6**Fuente:** Elaboración propia

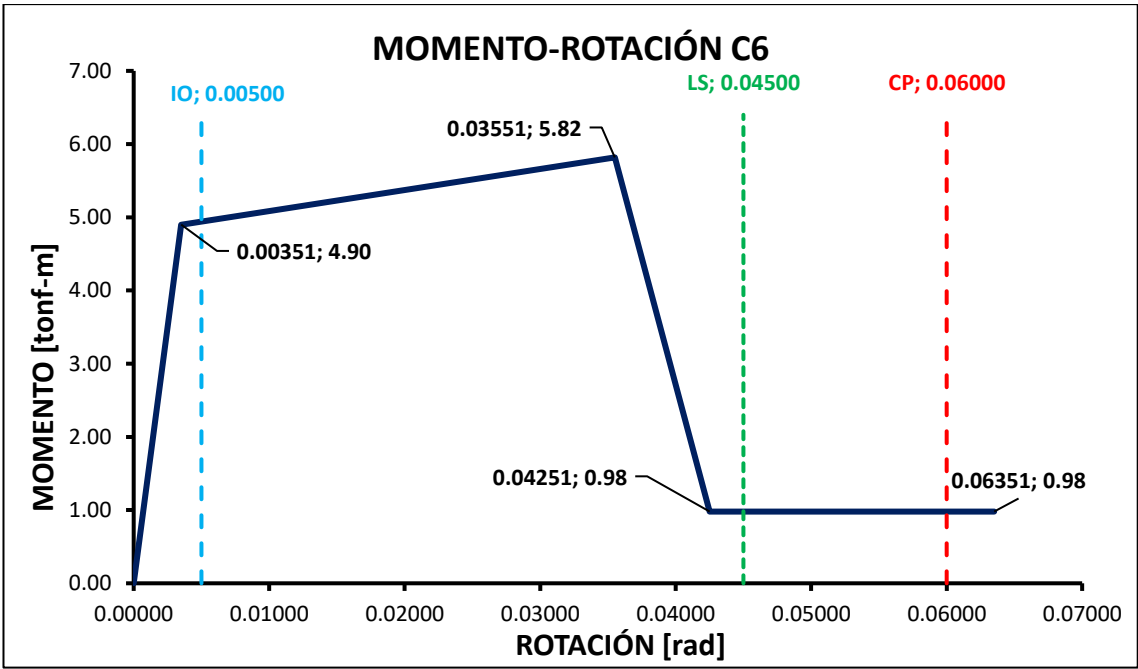


Figura 4. 107 Curva momento-rotación para C6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 71 Carga y momento probable para C7

Fuente: Elaboración propia

P prob	14.76	tonf	Carga Probable
M prob	4.83	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 72 Comprobación columna fuerte - viga débil C7

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.83	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	10.5	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.460	NO CUMPLE	Comprobación

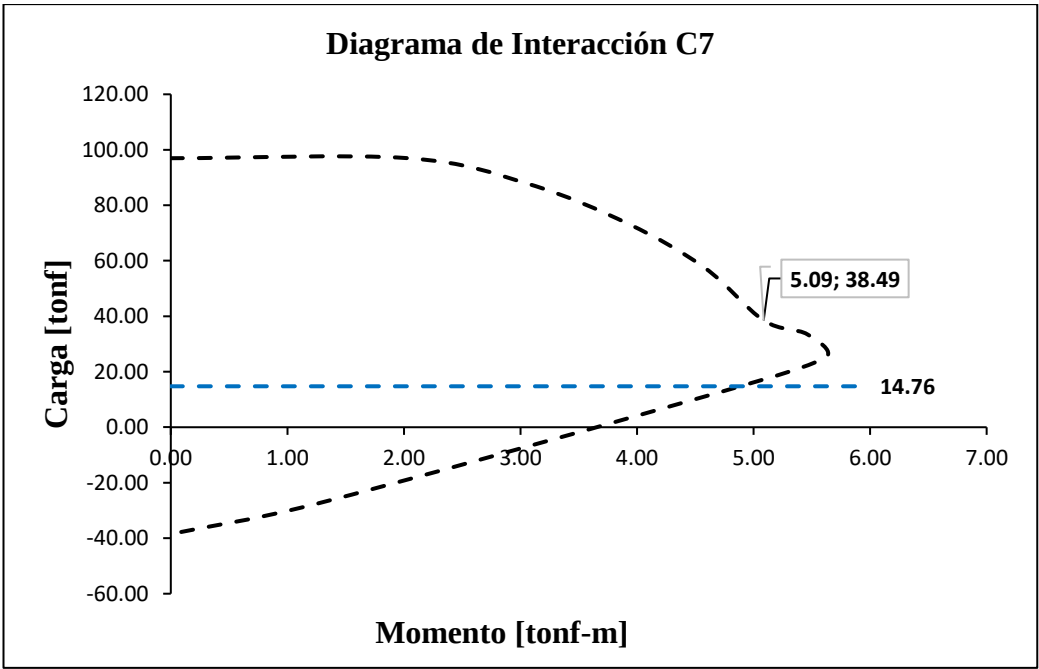


Figura 4. 108 Diagrama de interacción para C7

Fuente: Elaboración propia

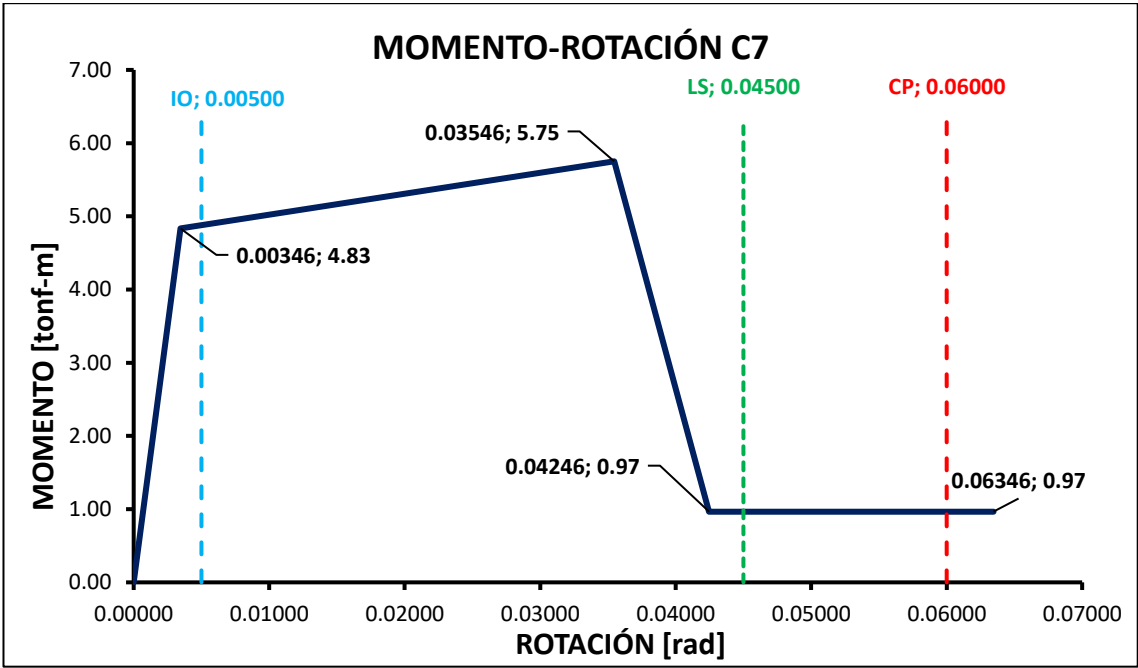


Figura 4. 109 Curva momento-rotación para C7

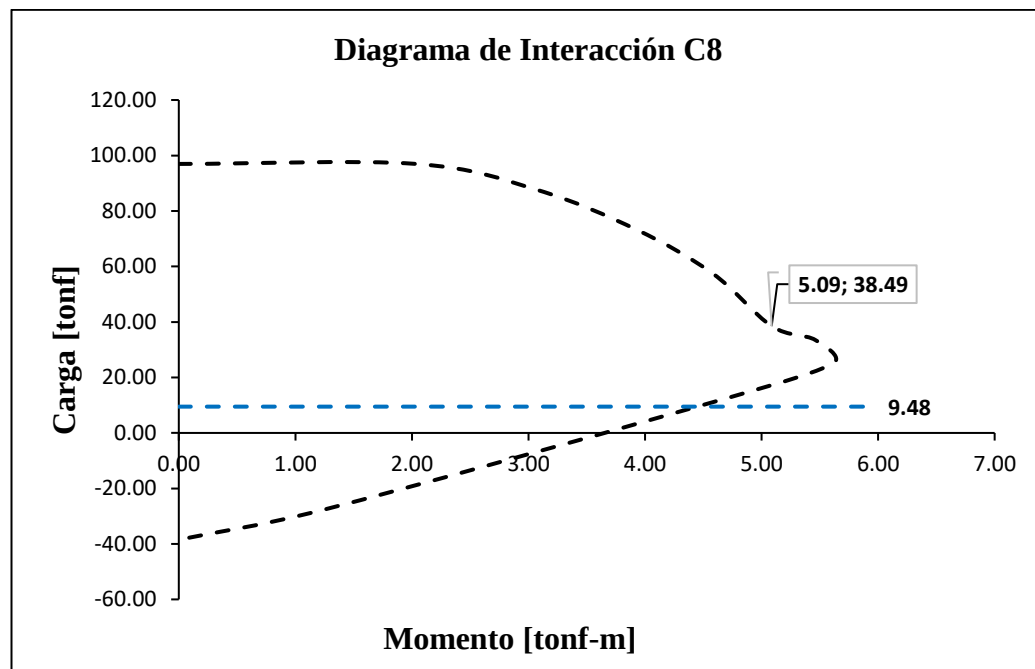
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 73 Carga y momento probable para C8**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	9.48	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.43	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 74 Comprobación columna fuerte - viga débil C8**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.43	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	7.03	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.630	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 110** Diagrama de interacción para C8**Fuente:** Elaboración propia

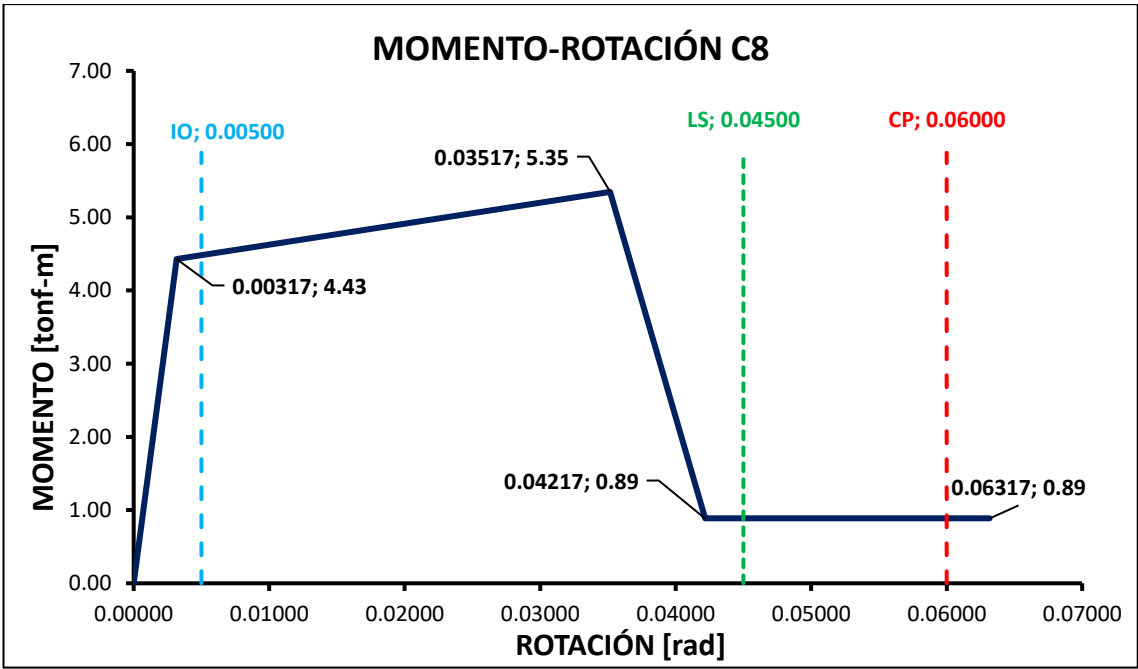


Figura 4. 111 Curva momento-rotación para C8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 75 Carga y momento probable para C9

Fuente: Elaboración propia

P prob	9.02	tonf	Carga Probable
M prob	4.39	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 76 Comprobación columna fuerte - viga débil C9

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.39	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	5.24	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.838	NO CUMPLE	Comprobación

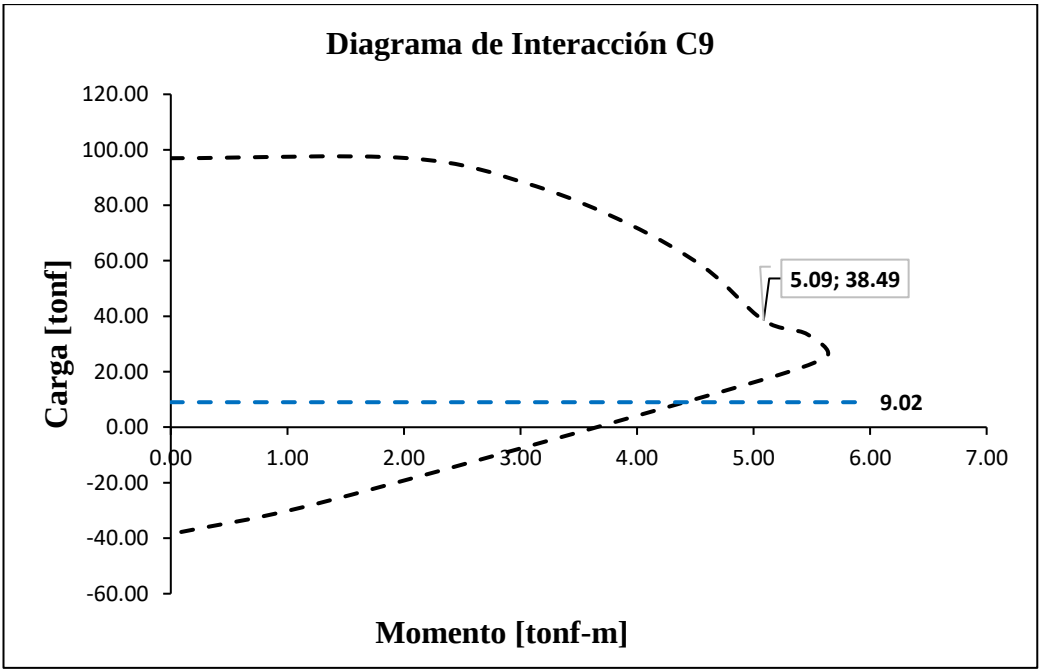


Figura 4. 112 Diagrama de interacción para C9

Fuente: Elaboración propia

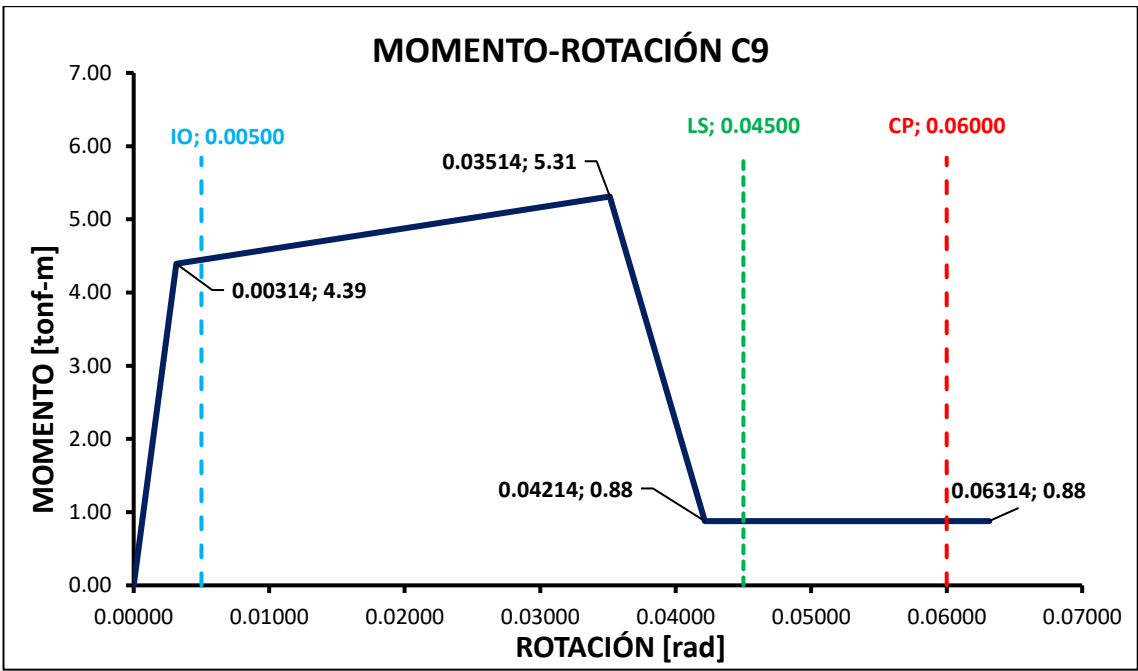


Figura 4. 113 Curva momento-rotación para C9

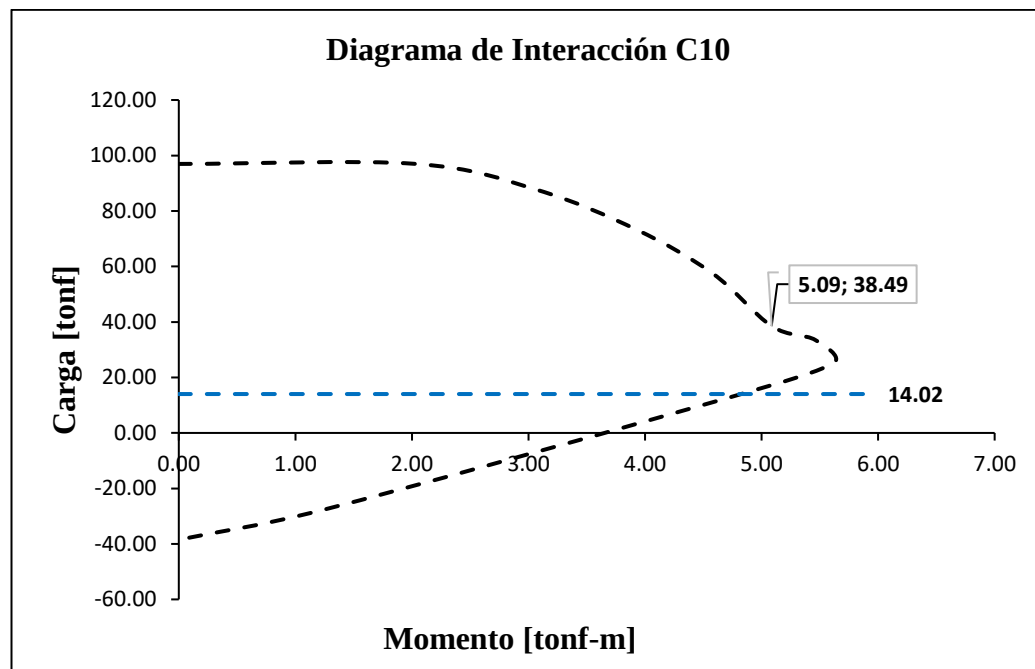
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 77 Carga y momento probable para C10**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	14.02	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.78	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 78 Comprobación columna fuerte - viga débil C10**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.78	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	16.08	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.297	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 114** Diagrama de interacción para C10**Fuente:** Elaboración propia

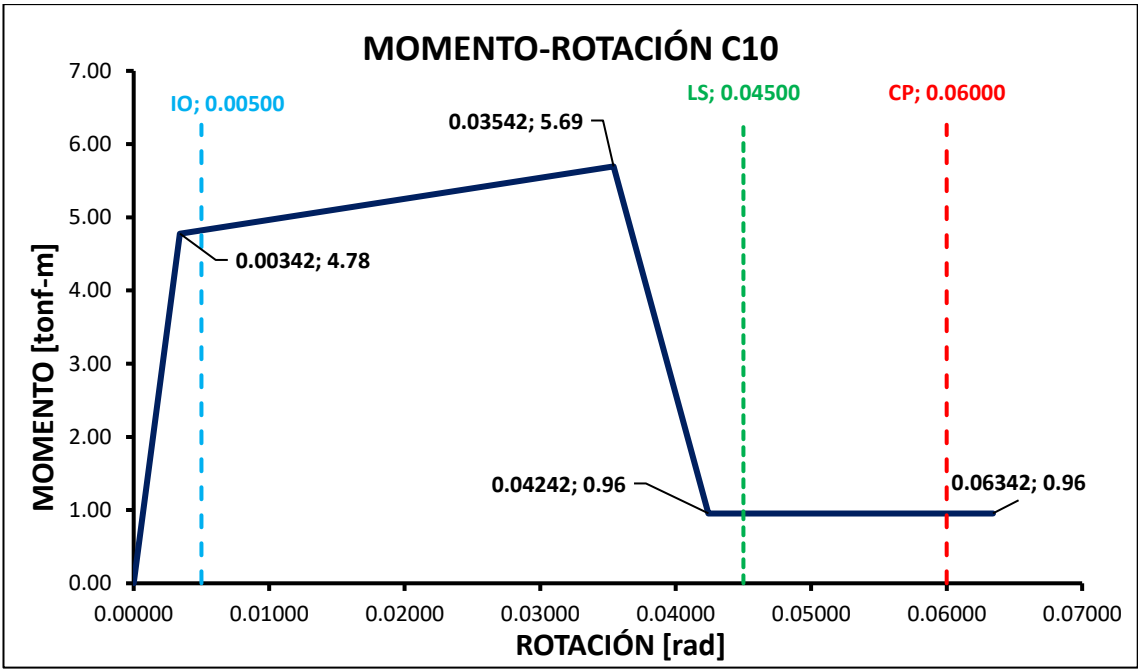


Figura 4. 115 Curva momento-rotación para C10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 79 Carga y momento probable para C11

Fuente: Elaboración propia

P prob	13.82	tonf	Carga Probable
M prob	4.76	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 80 Comprobación columna fuerte - viga débil C11

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.76	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	10.5	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.453	NO CUMPLE	Comprobación

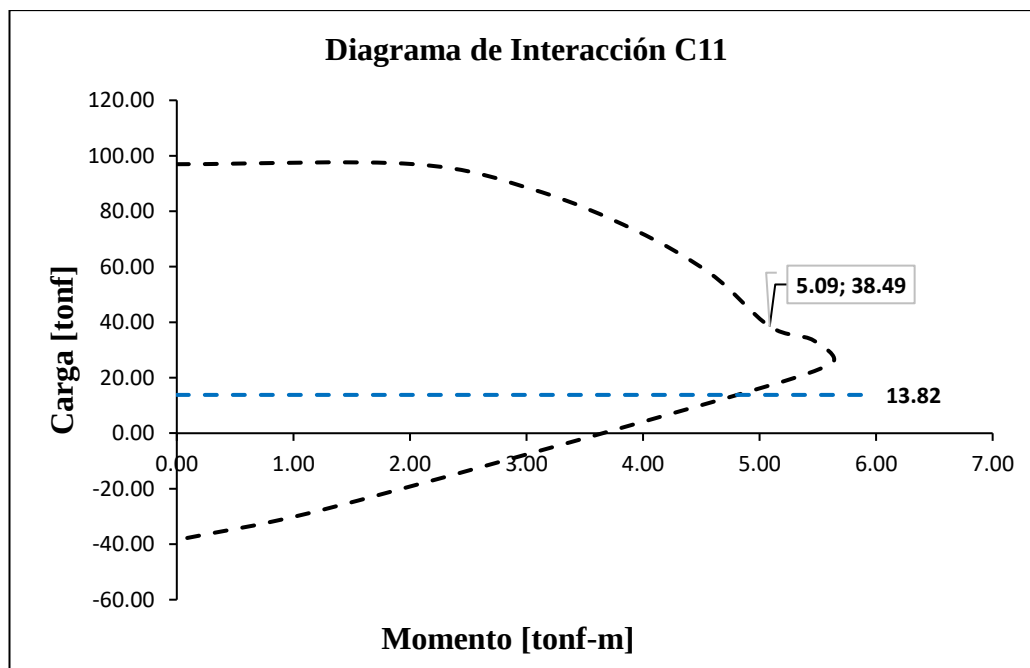


Figura 4. 116 Diagrama de interacción para C11

Fuente: Elaboración propia

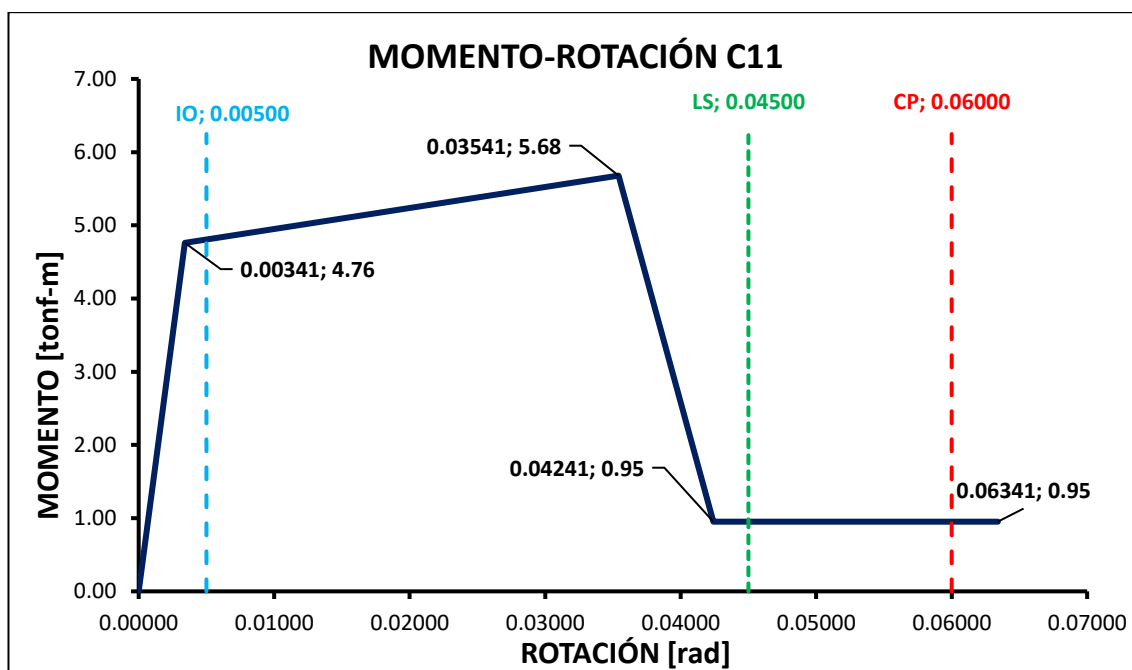


Figura 4. 117 Curva momento-rotación para C11

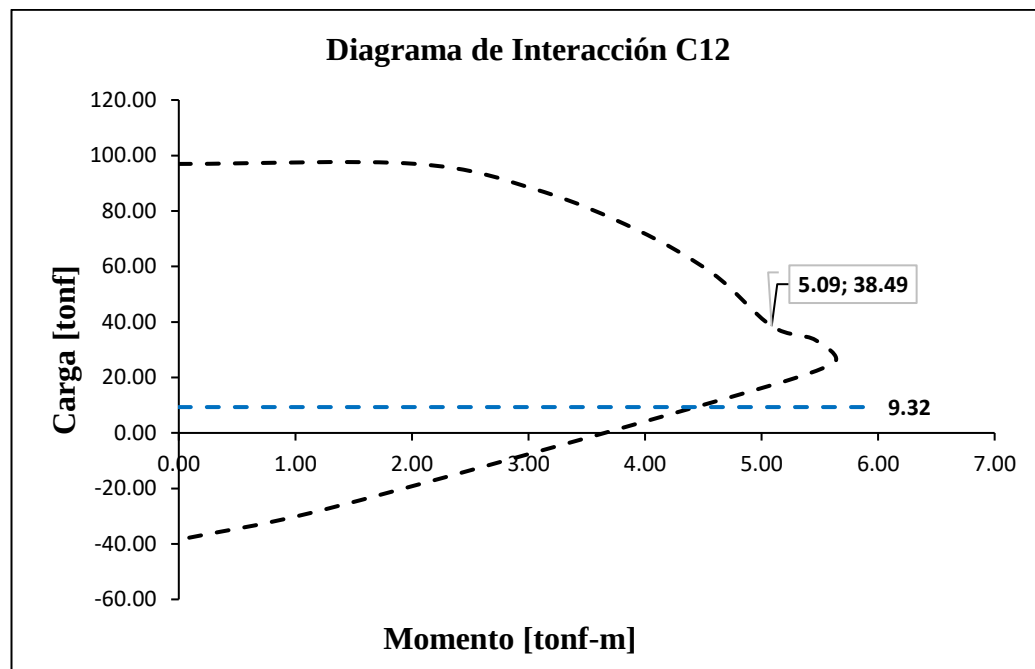
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 81 Carga y momento probable para C12**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	9.32	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.42	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 82 Comprobación columna fuerte - viga débil C12**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.42	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	7.03	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.628	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 118** Diagrama de interacción para C12**Fuente:** Elaboración propia

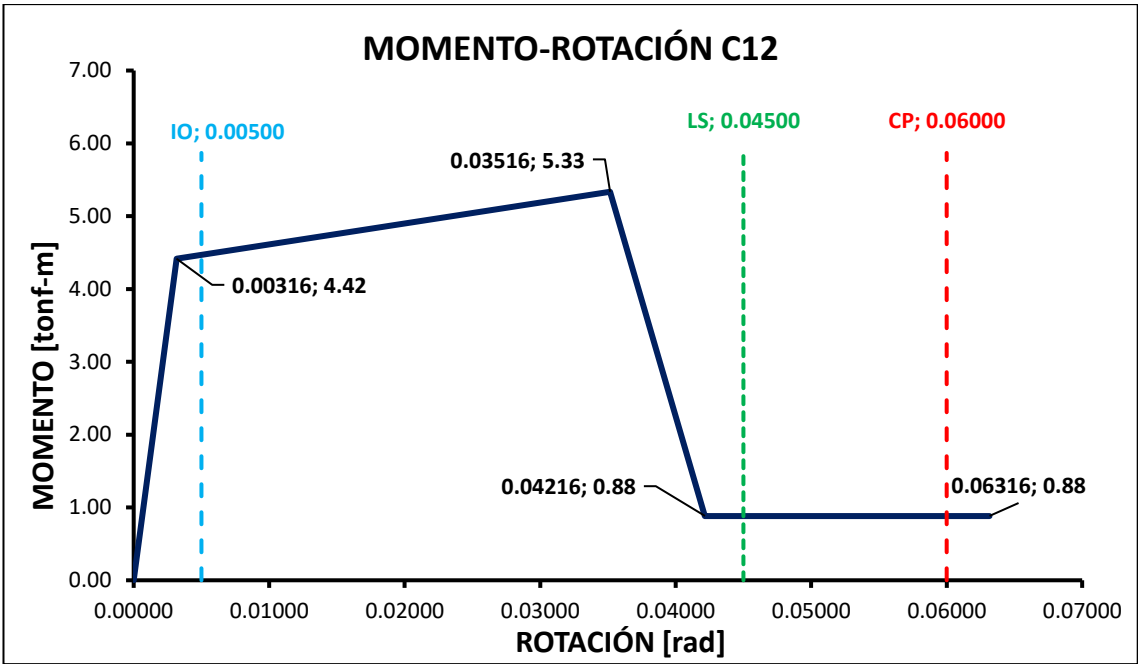


Figura 4. 119 Curva momento-rotación para C12

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 83 Carga y momento probable para C13

Fuente: Elaboración propia

P prob	7.27	tonf	Carga Probable
M prob	4.26	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 84 Comprobación columna fuerte - viga débil C13

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.26	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	7.03	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.606	NO CUMPLE	Comprobación

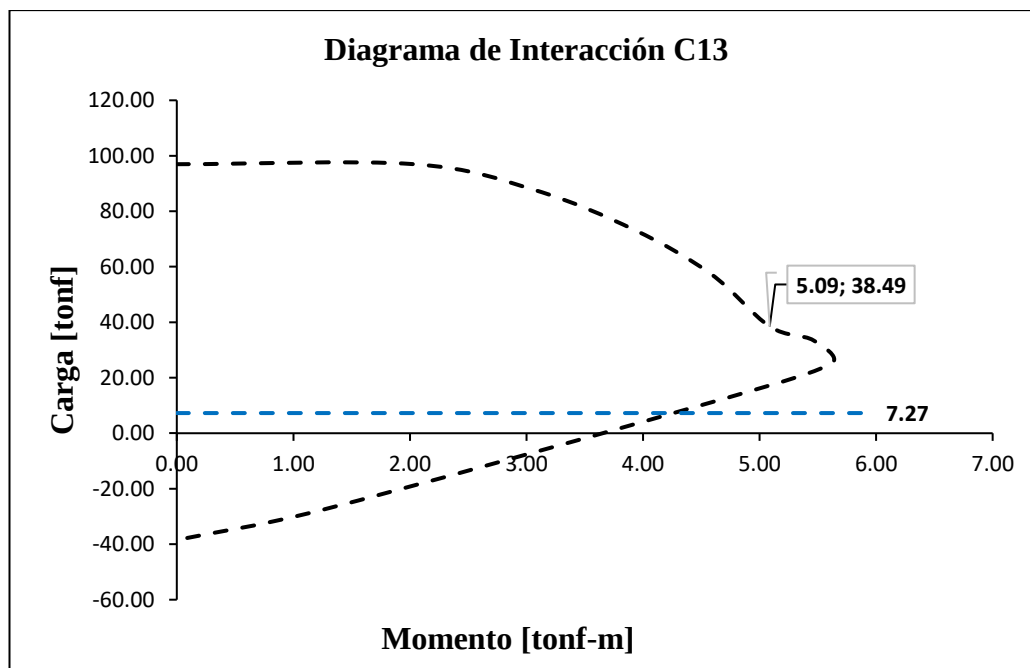


Figura 4. 120 Diagrama de interacción para C13

Fuente: Elaboración propia

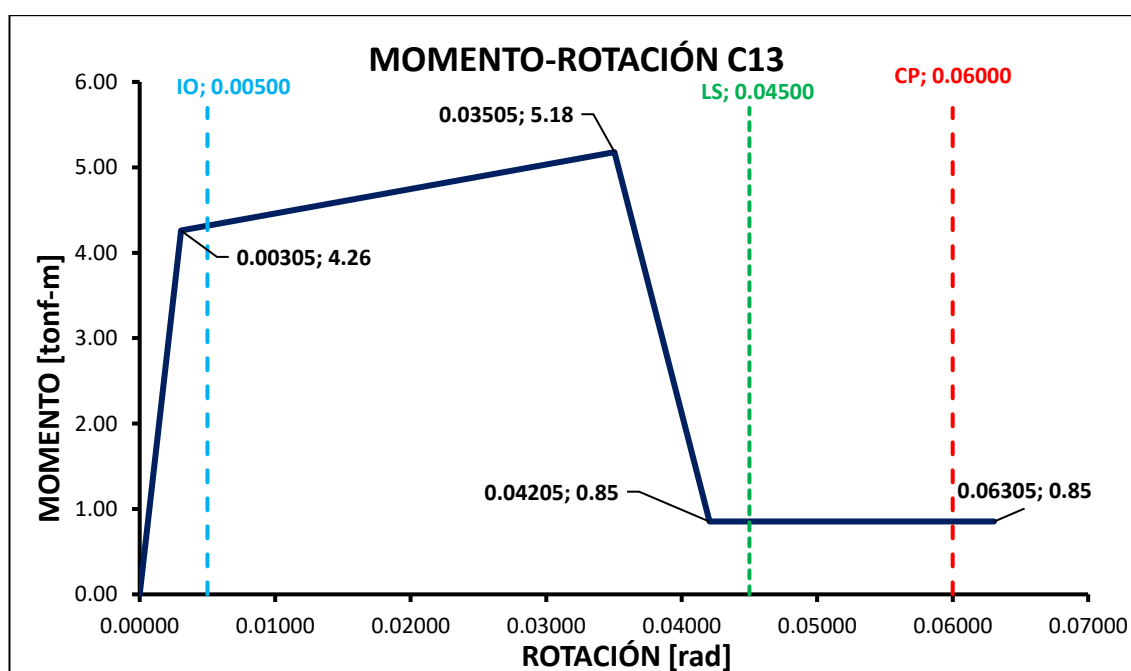


Figura 4. 121 Curva momento-rotación para C13

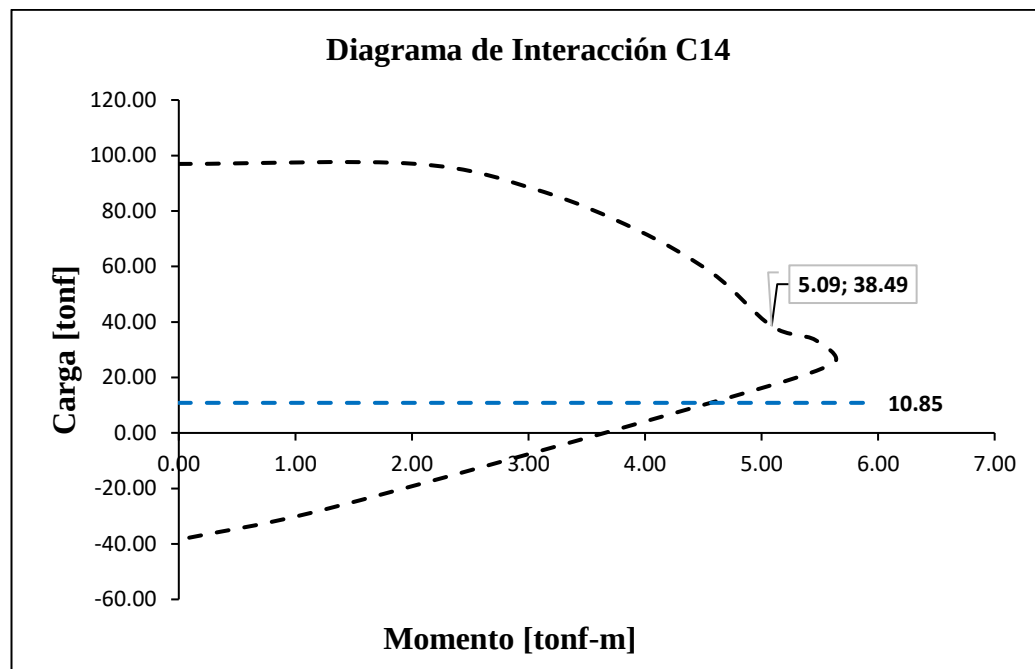
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 85 Carga y momento probable para C14**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	10.85	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.53	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 86 Comprobación columna fuerte - viga débil C14**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.53	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	14.06	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.322	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 122** Diagrama de interacción para C14**Fuente:** Elaboración propia

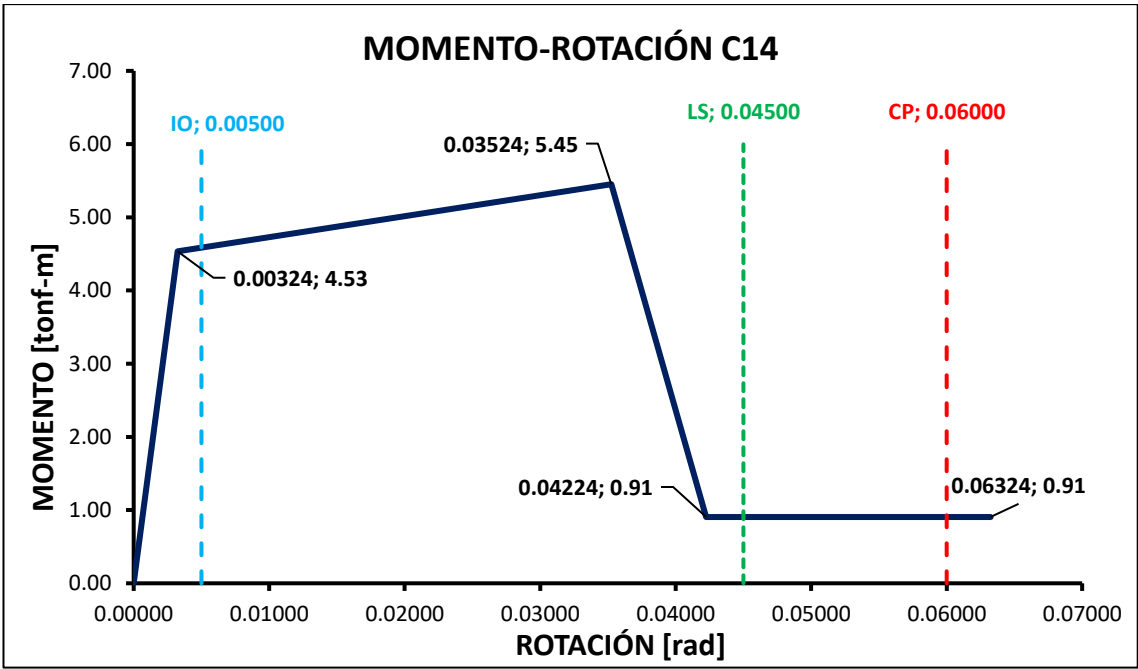


Figura 4. 123 Curva momento-rotación para C14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 87 Carga y momento probable para C15

Fuente: Elaboración propia

P prob	10.94	tonf	Carga Probable
M prob	4.54	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 88 Comprobación columna fuerte - viga débil C15

Fuente: Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
ΣMpcol	4.54	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
ΣMpvig	12.27	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
ΣMpcol / ΣMpvig ≥ 1.2	0.370	NO CUMPLE	Comprobación

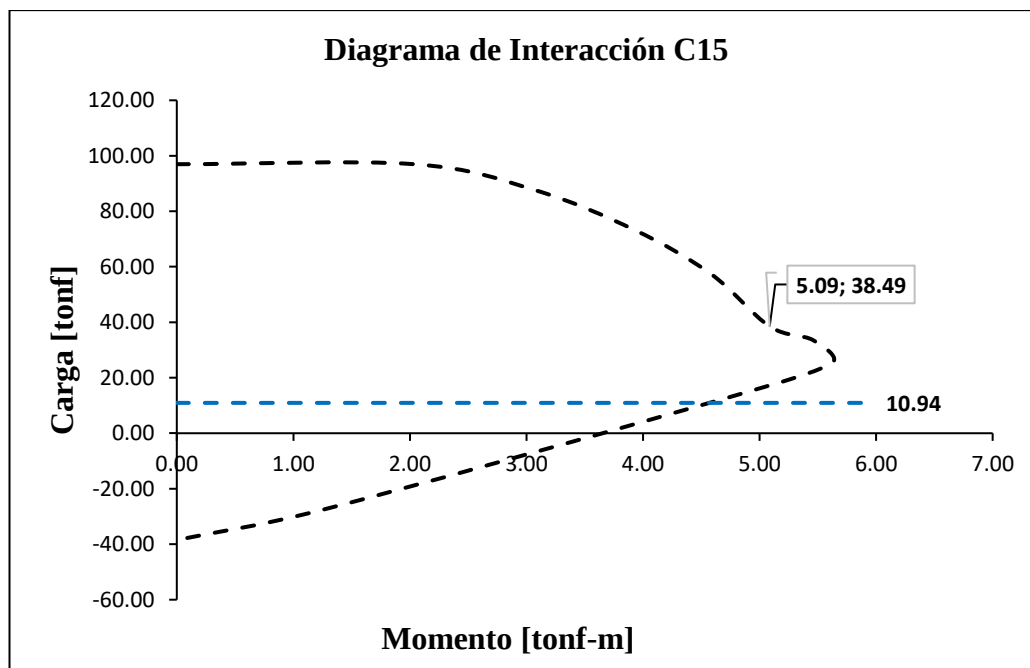


Figura 4. 124 Diagrama de interacción para C15

Fuente: Elaboración propia

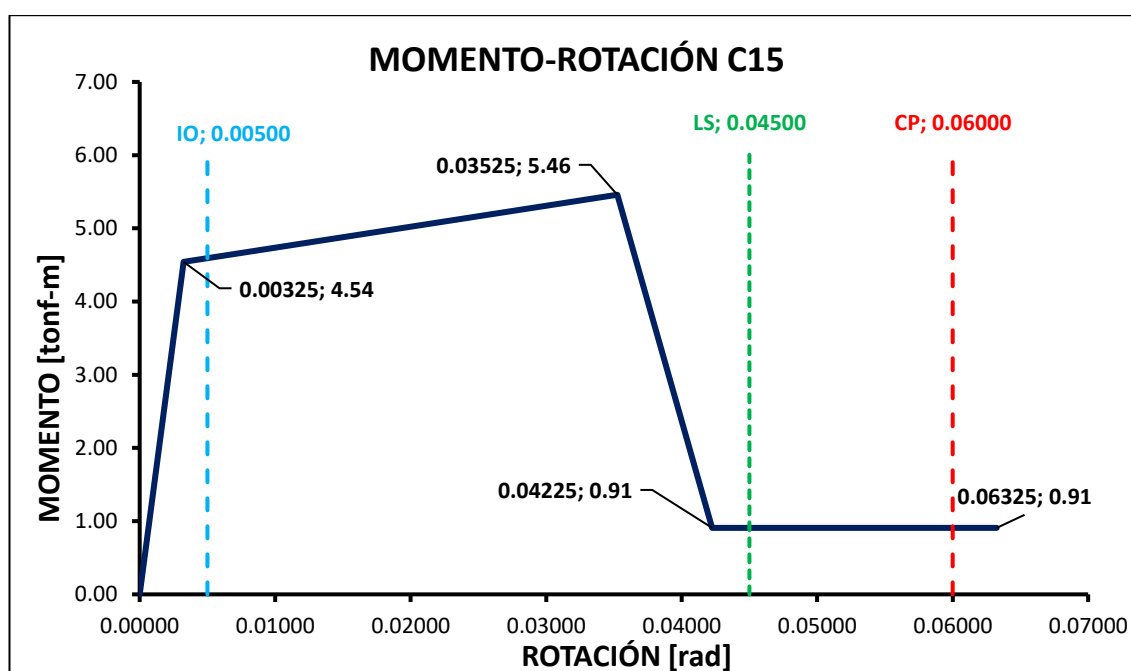


Figura 4. 125 Curva momento-rotación para C15

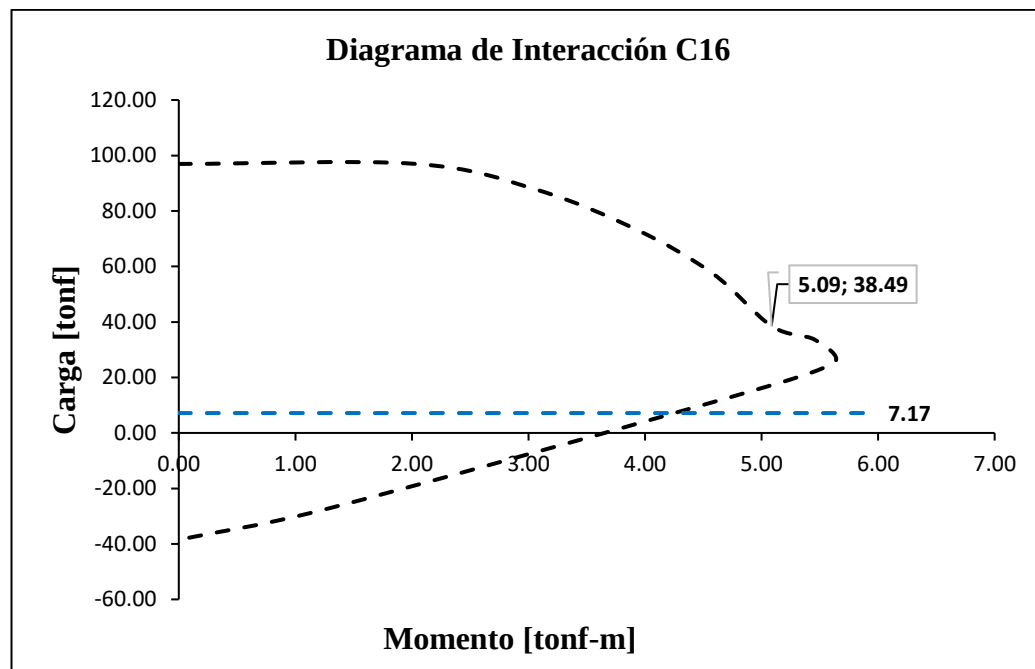
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 89 Carga y momento probable para C16**Fuente:** Elaboración propia

P_{prob}	7.17	tonf	Carga Probable
M_{prob}	4.25	tonf - m	Momento Probable

Tabla 4. 90 Comprobación columna fuerte - viga débil C16**Fuente:** Elaboración propia

Comprobación Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{pcol}$	4.25	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Columna
$\sum M_{pvig}$	7.03	tonf - m	Sum. Mom. Prob. Viga
$\frac{\sum M_{pcol}}{\sum M_{pvig}} \geq 1.2$	0.605	NO CUMPLE	Comprobación

**Figura 4. 126** Diagrama de interacción para C16**Fuente:** Elaboración propia

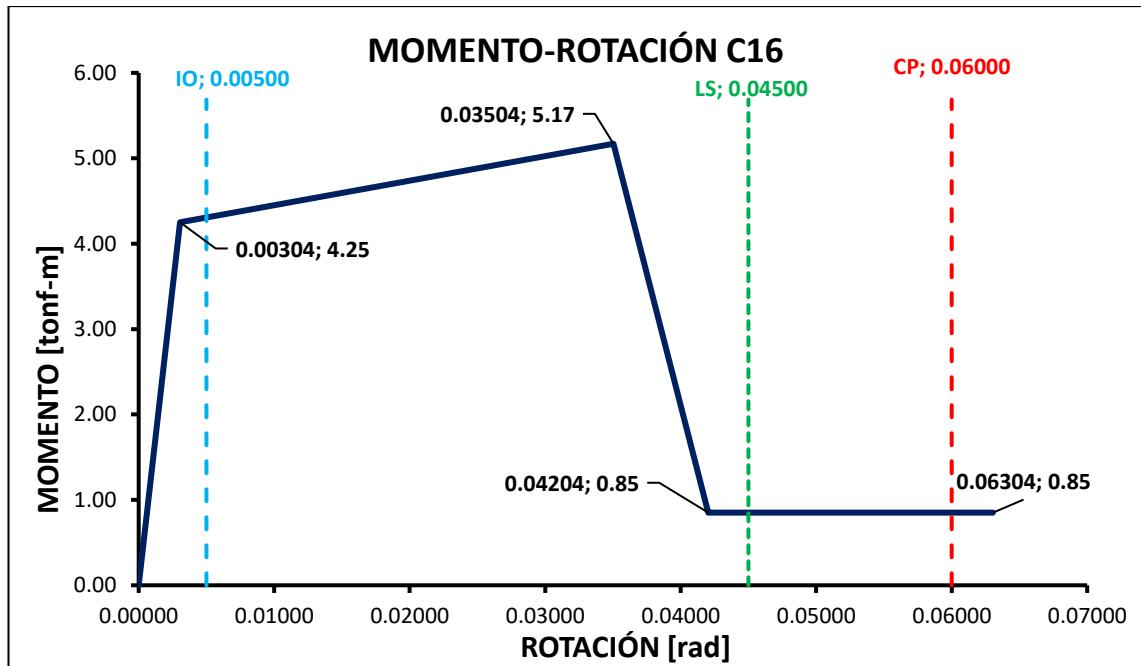


Figura 4. 127 Curva momento-rotación para C16

Fuente: Elaboración propia

4.3.4 Cálculo del índice de estabilidad (Q)

Se determina el Índice de Estabilidad Q de acuerdo a la NEC-SE-DS, sección 6.3.8, a través de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (4-16)$$

Dónde:

Qi: Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

Pi: Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δi: Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

Vi: Cortante sísmico del piso i

hi: Altura del piso i considerado

Tabla 4. 91 Valores de carga, desplazamientos y cortantes**Fuente:** Elaboración propia

N. Pisos	Carga Pi [tonf]	Desplazamientos		Sismo X	Sismo Y	Altura piso
		Δ_{ix} [cm]	Δ_{iy} [cm]	Vix [tonf]	Viy [tonf]	hi [cm]
2	129.36	0.0687	0.1691	29.5899	29.3982	350
1	337.59	0.0417	0.1082	56.0224	55.3925	350

Tabla 4. 92 Índice Q en cada sentido y comprobación**Fuente:** Elaboración propia

Índice Q		Comprobacion X	Comprobacion Y
Q _{ix}	Q _{iy}	$Q \leq 0.3$	$Q \leq 0.3$
0.0008581	0.002126	NO RIGIDIZAR	NO RIGIDIZAR
0.000718	0.0018841	NO RIGIDIZAR	NO RIGIDIZAR

4.4 Punto de desempeño

Para determinar el punto de desempeño, se determina el desplazamiento objetivo a través del método de coeficientes del ASCE 41.

4.4.1 Curva de Capacidad en el sentido X

Una vez realizado el análisis en el programa especializado, obtenemos la curva de capacidad en el sentido X.

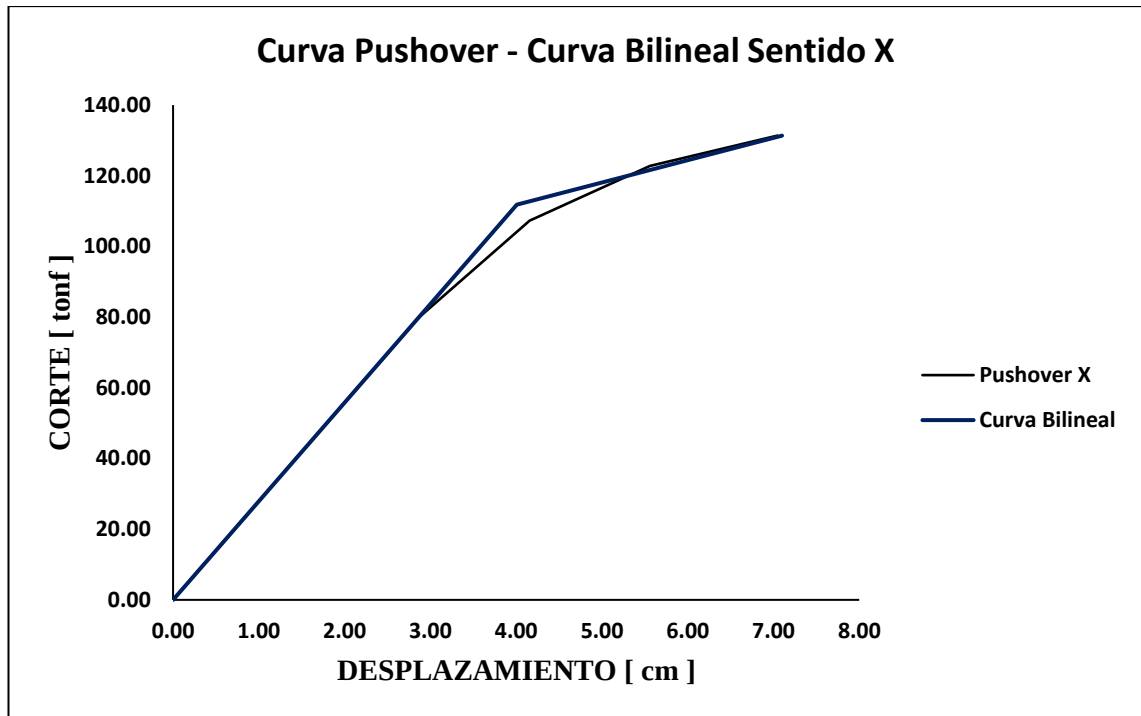


Figura 4. 128 Curva Pushover sentido X

Fuente: Elaboración propia

4.4.1.2 Cálculo del desplazamiento objetivo en X

El desplazamiento objetivo es una estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio calculado para el sismo de diseño.

El valor del desplazamiento objetivo se los determinará a través de ASCE 41, sección 7.4.3.3.2, empleando el siguiente procedimiento:

1. Se usa la siguiente ecuación para el desplazamiento objetivo.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (4-17)$$

2. Determinar el valor de C_0 a través de la Tabla 7-5 de ASCE 41

Tabla 4. 93 Valores para C_0 **Fuente:** (ASCE 41, 2014)

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0			
Number of Stories	Shear Buildings^a		Other Buildings
	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

3. Determinar el valor de C_1 , a través de la siguiente ecuación

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \quad (4-18)$$

Donde:

a = Factor de clase de sitio

T_e = Periodo fundamental efectivo

μ strength = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia calculado

Para determinar **μ strength** se usa la siguiente ecuación:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (4-19)$$

Donde:

S_a = Valor de espectro de aceleración

V_y = Corte de fluencia

W = Peso de la estructura

C_m = Factor de masa efectiva, tomado desde la Tabla 7-4 de ASCE 41

Tabla 4. 94 Valores para C_m **Fuente:** (ASCE 41, 2014)

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.

Para determinar el período efectivo T_e , se usa la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4-20)$$

Donde:

T_i = Período fundamental elástico

K_i = Rigidez lateral elástica

K_e = Rigidez lateral efectiva

4. Determinar el valor de C_2 , a través de la siguiente ecuación

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (4-21)$$

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

Tabla 4. 95 Desplazamiento objetivo en el sentido X

Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
Co =	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
Cm =	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
Sa =	0.2232	g	Espectro de Diseño
Ti =	0.600	seg	Período Inicial ETABS
g =	980.60	cm/seg2	Aceleración gravedad
W est =	269.655	tonf	Peso de la estructura
a =	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
Ki =	27.90	tonf/cm	Rigidez inicial
Ke =	27.90	tonf/cm	Rigidez efectiva
μr =	0.54	adim.	Relación de Resistencia
Te =	0.600	seg	Periodo efectivo
C1 =	0.98	adim.	Factor de modificación
C2 =	1.00	adim.	Factor de modificación
δobj =	2.35	cm	Desplazamiento objetivo

A continuación, se muestra el resultado obtenido en ETABS

Target Displacement Results	
Displ. (cm)	2.0765
Shear (tonf)	57.9258

Figura 4. 129 Desplazamiento objetivo en el sentido X en ETABS

Fuente: Elaboración propia

6. Determinar el punto de desempeño de la estructura

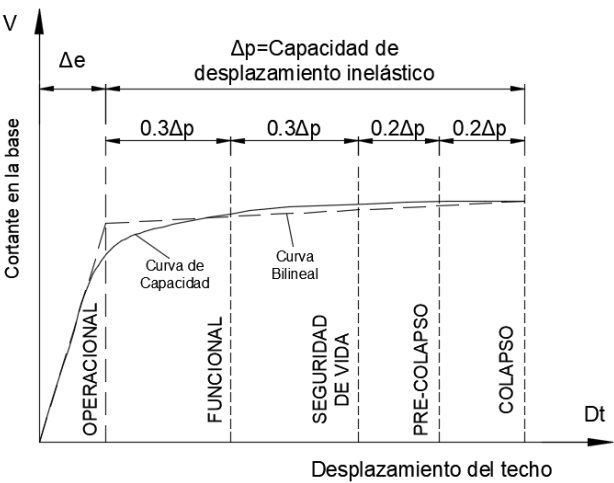


Figura 4. 130 Niveles de Desempeño

Fuente: (Campos & Leandro, 2022)

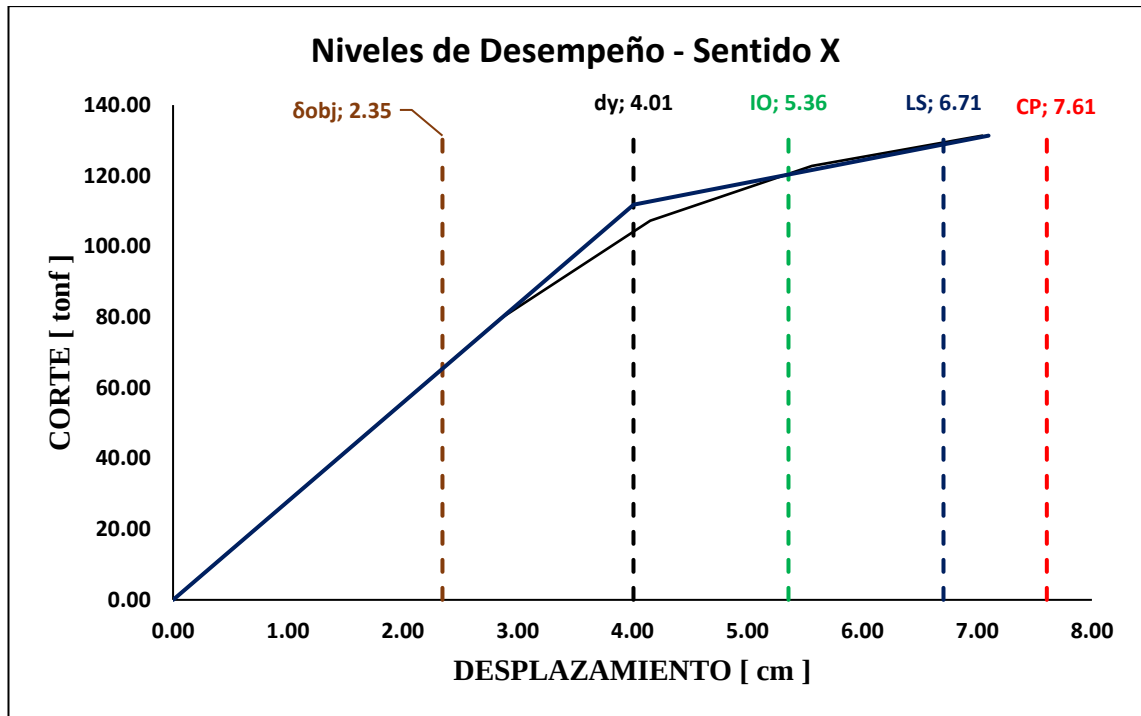


Figura 4. 131 Desplazamiento objetivo en el sentido X

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el valor del desplazamiento objetivo calculado se encuentra dentro del nivel de desempeño esperado, es decir, en Ocupación Inmediata, por lo cual la estructura no requiere reforzamiento.

4.4.1.3 Formación de rótulas en el sentido X

A continuación, se muestra la formación de rótulas plásticas en el sentido X.

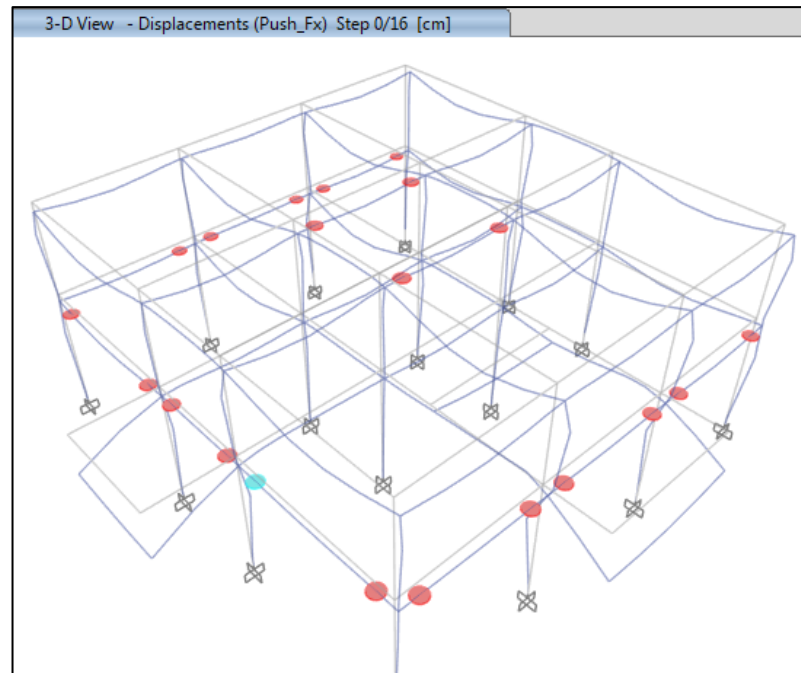


Figura 4. 132 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 0 en sentido X

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en el paso 0 se forman rótulas plásticas en las vigas las cuales se encuentran en la zona de colapso, sin embargo, esto no quiere decir que la estructura total tenga un colapso inmediato, sino más bien, que la misma disipa energía en las vigas.

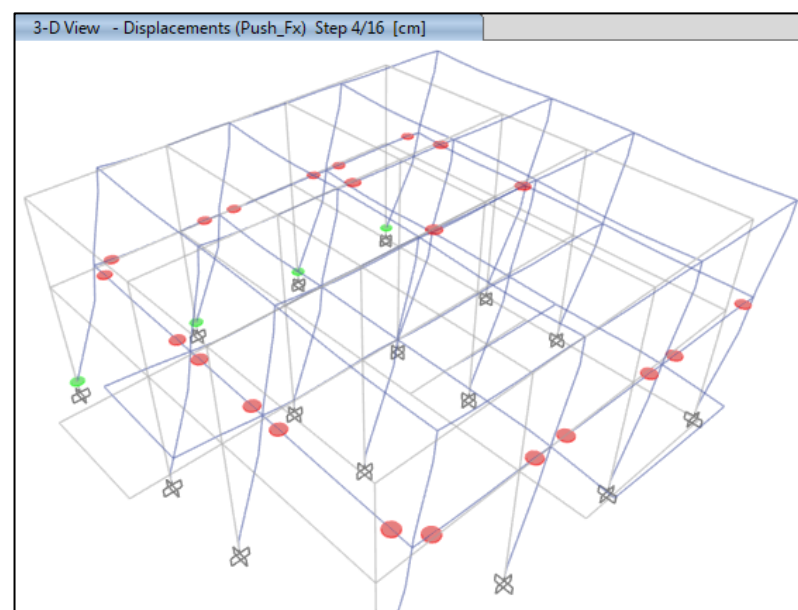


Figura 4. 133 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 4 sentido X

Fuente: Elaboración propia

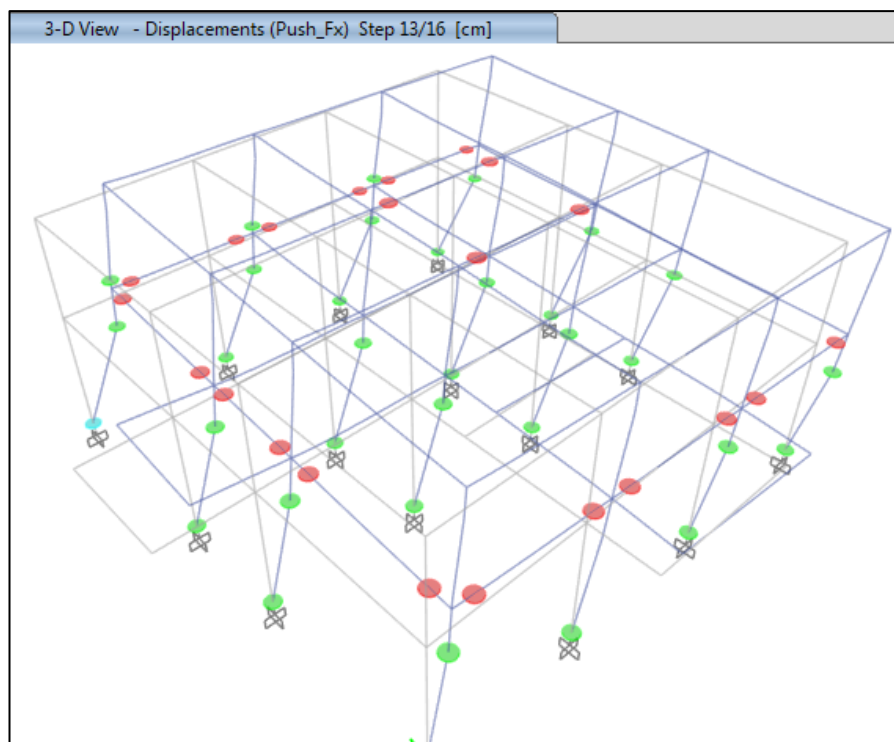


Figura 4. 134 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 13 sentido X

Fuente: Elaboración propia

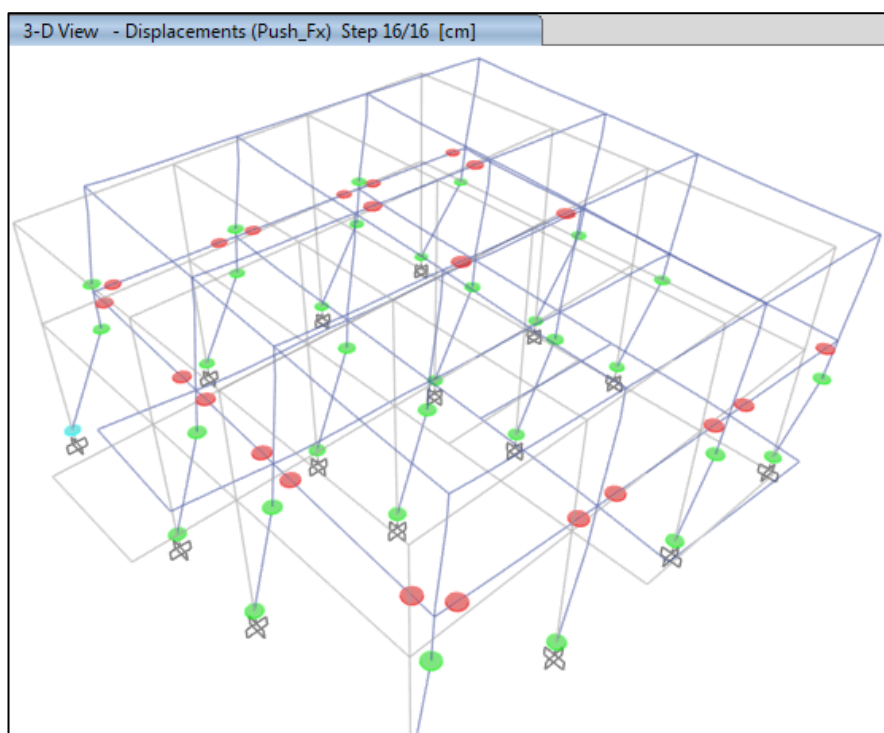


Figura 4. 135 Formación de rótulas plásticas en columnas en el último paso en sentido

Fuente: Elaboración propia

Se observa que hasta el último paso no se forman rótulas plásticas en las columnas que provoquen el colapso de la estructura, lo cual indica que la misma disipa energía únicamente en las vigas como se mencionó anteriormente.

4.4.2 Curva de capacidad en el sentido Y

Una vez realizado el análisis en el programa especializado, obtenemos la curva de capacidad en el sentido Y.

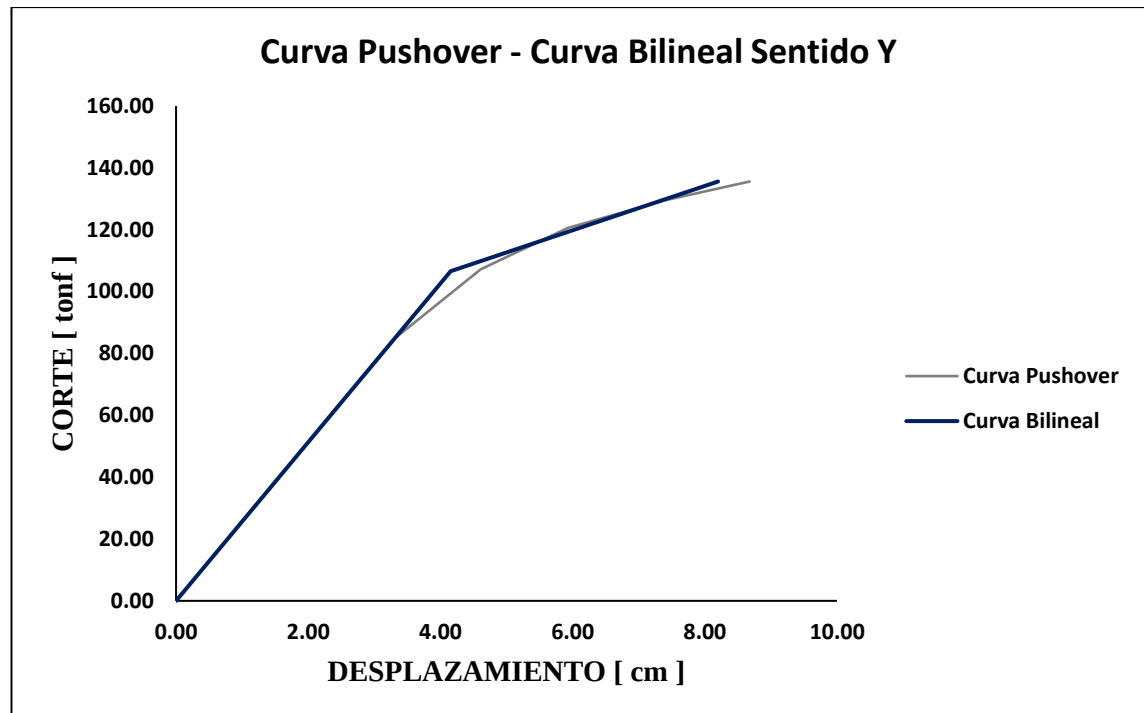


Figura 4. 136 Curva Pushover sentido Y

Fuente: Elaboración propia

4.4.2.1 Cálculo del desplazamiento objetivo en Y

El valor del desplazamiento objetivo se lo determinará a través del procedimiento indicado anteriormente, mostrando los resultados obtenidos.

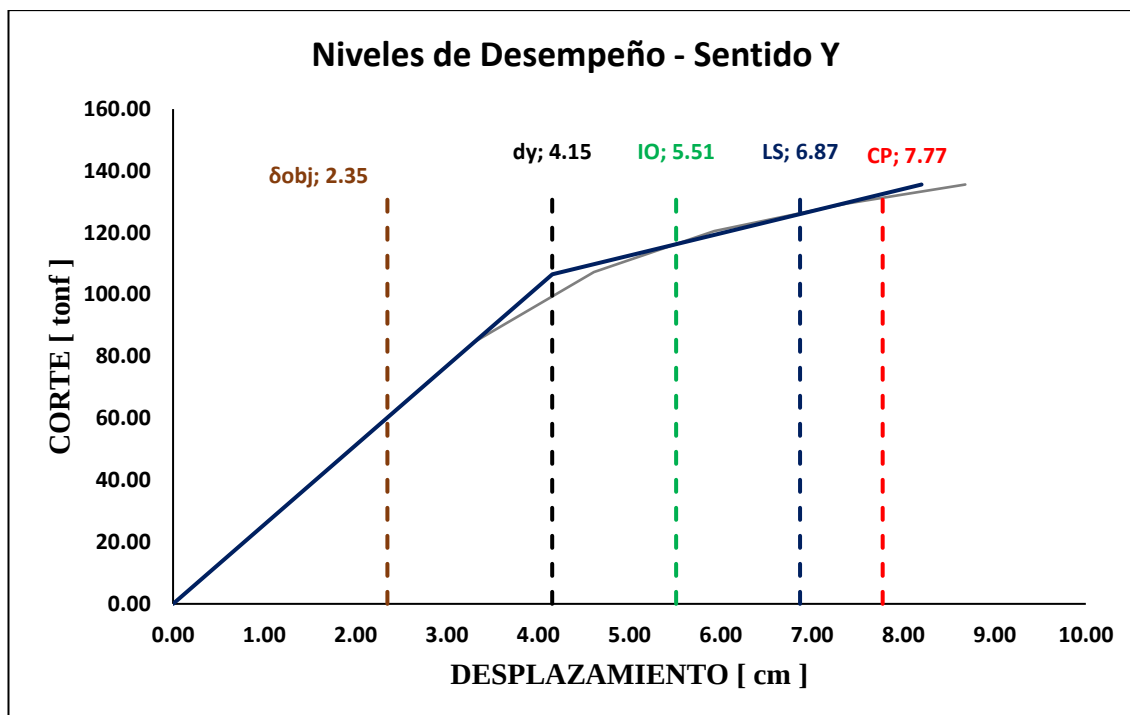


Figura 4. 137 Desplazamiento objetivo en el sentido Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 96 Desplazamiento objetivo en el sentido Y

Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
$C_o =$	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
$C_m =$	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
$S_a =$	0.2232	g	Espectro de Diseño
$T_i =$	0.600	seg	Período Inicial ETABS
$g =$	980.60	cm/seg ²	Aceleración gravedad
$W_{est} =$	269.655	tonf	Peso de la estructura
$a =$	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
$K_i =$	25.65	tonf/cm	Rigidez inicial
$K_e =$	25.65	tonf/cm	Rigidez efectiva
$\mu_r =$	0.56	adim.	Relación de Resistencia
$T_e =$	0.600	seg	Periodo efectivo
$C_1 =$	0.98	adim.	Factor de modificación
$C_2 =$	1.00	adim.	Factor de modificación
$\delta_{obj} =$	2.35	cm	Desplazamiento objetivo

A continuación, se muestra el resultado obtenido en ETABS

Target Displacement Results	
Displ. (cm)	2.2629
Shear (tonf)	58.0475

Figura 4. 138 Desplazamiento objetivo en el sentido Y en ETABS

Fuente: Elaboración propia

4.4.2.2 Formación de rótulas en el sentido Y

A continuación, se muestra la formación de rótulas plásticas en el sentido Y.

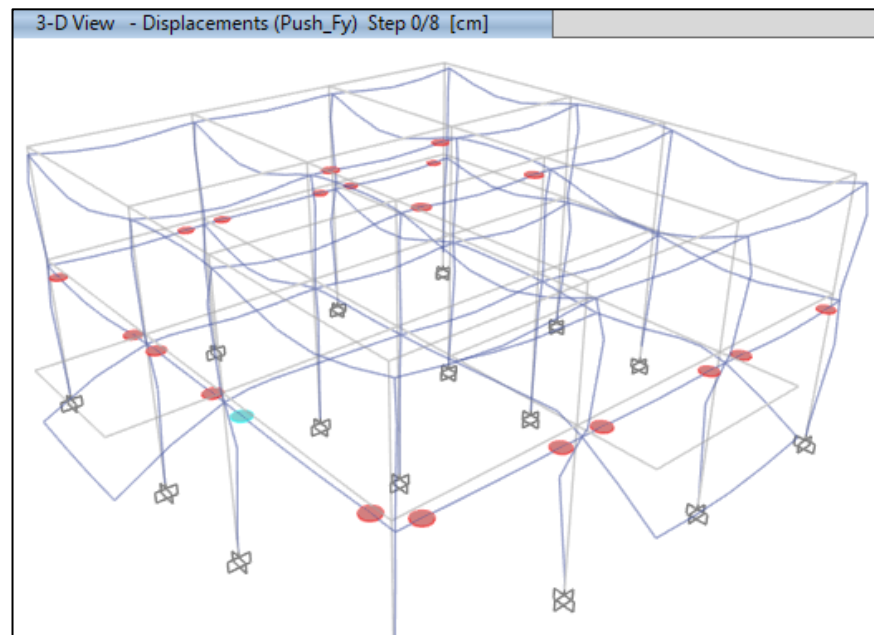


Figura 4. 139 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 0 en sentido Y

Fuente: Elaboración propia

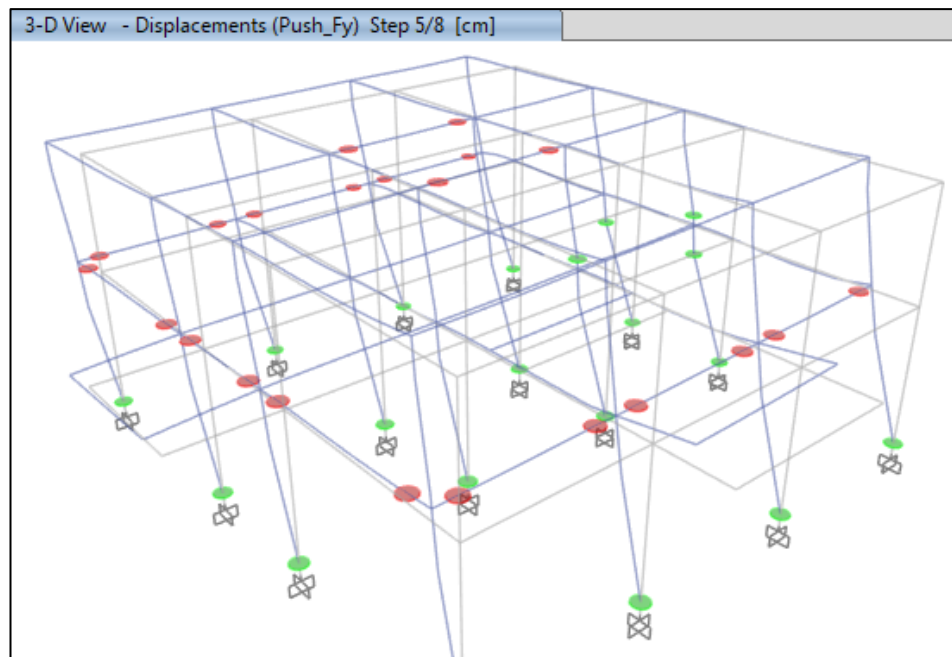


Figura 4. 140 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 5 sentido Y

Fuente: Elaboración propia

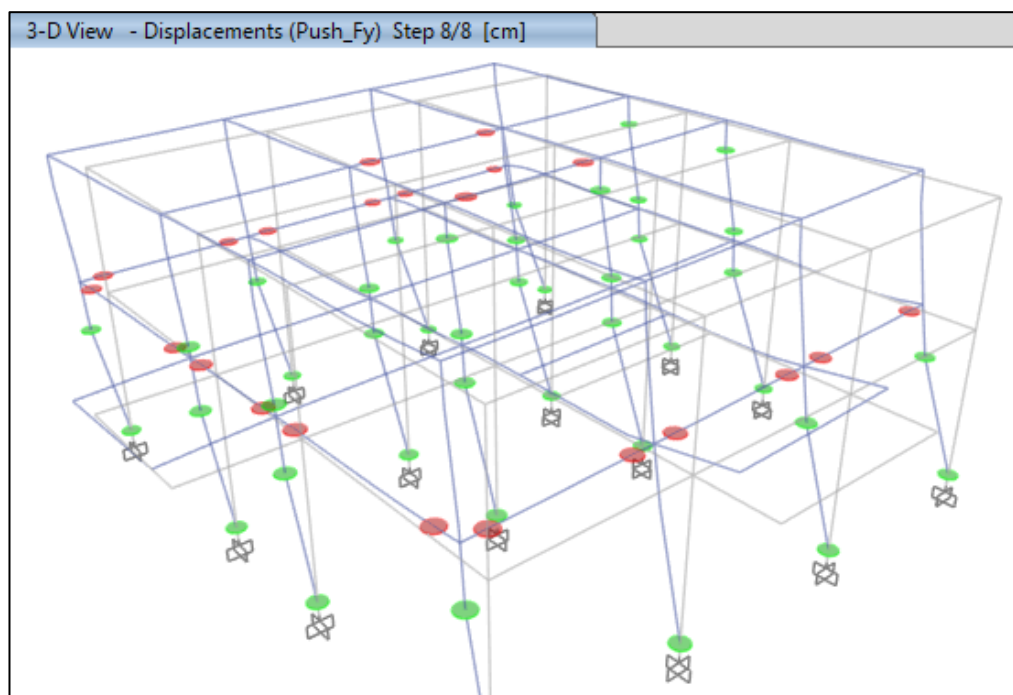


Figura 4. 141 Formación de rótulas plásticas en el paso final en sentido Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa un comportamiento similar al sentido X, por lo cual, se tienen los mismos criterios mencionados anteriormente.

4.5 Análisis para sistemas estructurales con ductilidad limitada

Debido a que el detallamiento de los elementos estructurales no son adecuados para clasificar a la estructura como pórtico especial a momento, se realizará todo el análisis anterior seleccionando un valor de $R=3$ e $I=1.5$, para secciones menor a la especificada en NEC-SE-HM, debido a que las vigas con dimensiones 15x90 cm no cumplen con el ancho mínimo de 25 cm.

A continuación, se presentarán únicamente los pasos realizados y valores usados para el análisis indicado.

1. Determinar los parámetros de la zona sísmica

Tabla 4. 97 Parámetros sísmicos

Fuente: Elaboración propia

Parámetros	Factor	Valor	NEC-SE-DS
Zona Sísmica	V	-	Tabla 1
Aceleración máxima en roca esperada para sismo de diseño	Z	0.4	Secc. 10.2
Tipo de perfil suelo	D	-	Tabla 2
Coeficiente de amplificación en la zona de período corto	Fa	1.2	Tabla 3
Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro	Fd	1.19	Tabla 4
Coeficiente que toma en cuenta el comportamiento del suelo	Fs	1.28	Tabla 5
Factor de Reducción Sísmico	R	3	Tabla 16
Razón entre la aceleración espectral	η	2.48	Secc. 3.3.1
Factor de la ubicación geográfica	r	1	Secc. 3.3.1
Factor de Importancia	I	1.5	Tabla 6

2. Obtener el espectro de respuesta

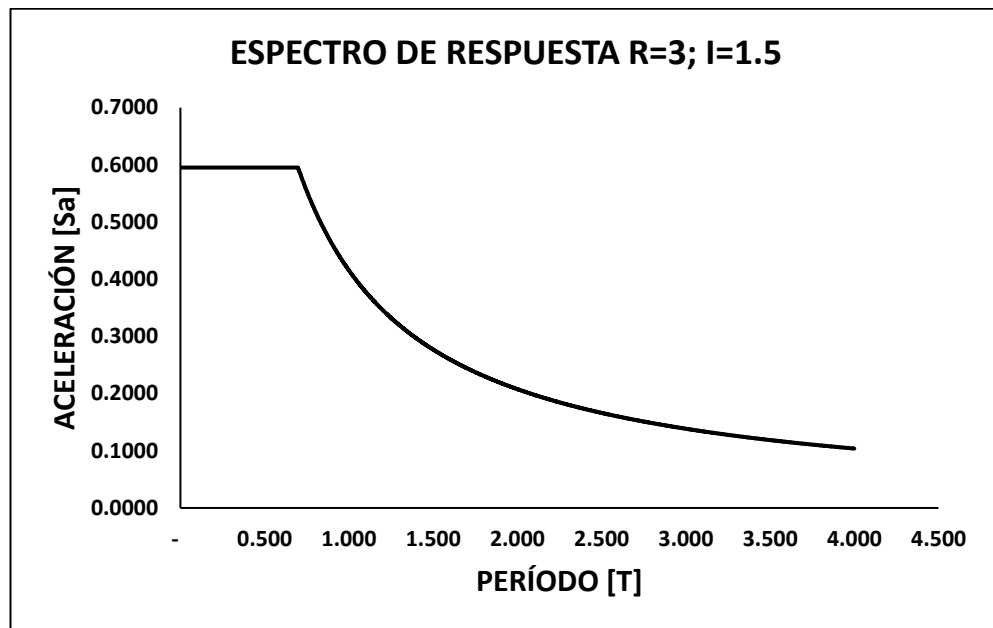


Figura 4. 142 Espectro sísmico

Fuente: Elaboración propia

3. Calcular el periodo aproximado por el método 1 y 2 según NEC2015, y compararlo con el periodo obtenido con el programa.

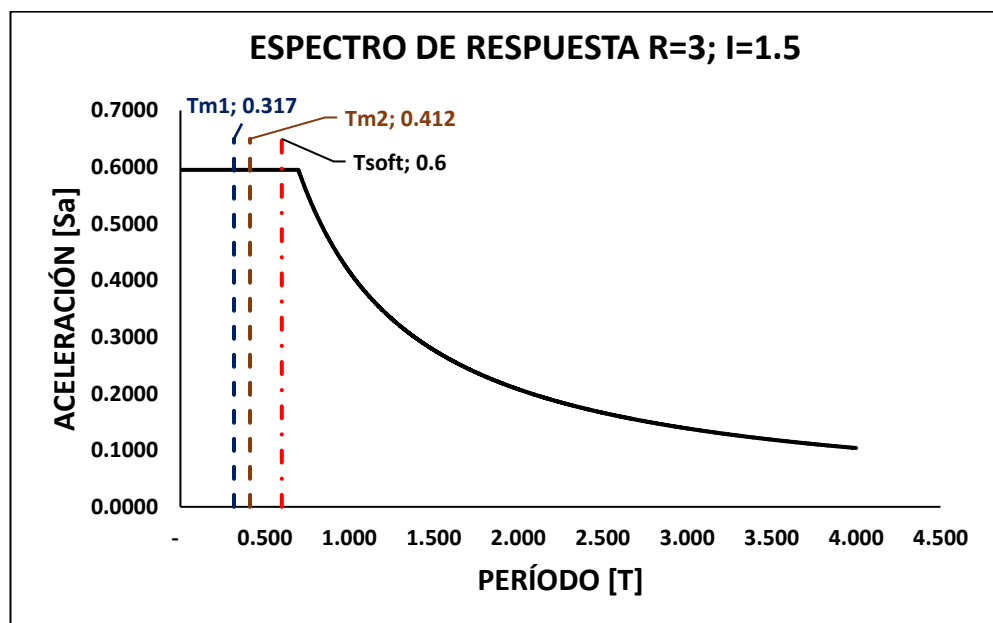


Figura 4. 143 Intervalo de períodos

Fuente: Elaboración propia

4. Determinar los valores de rotulas plásticas y puntos de desempeño para las vigas de cada piso.

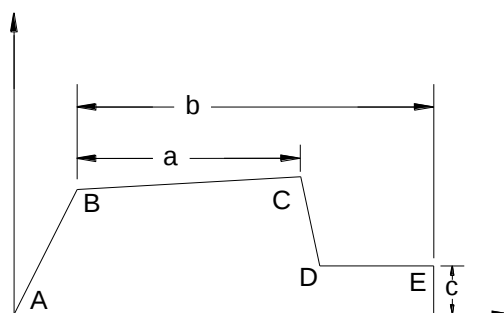


Figura 4. 144 Grafica general para rotulas plásticas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. 98 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para vigas Piso 1

Fuente: Elaboración propia

PISO 1													
Viga	Punto A		Punto B		Punto C		Punto D		Punto E		IO	LS	CP
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M			
V2	0.000	0.000	0.00045	13.61	0.00345	13.82	0.0077	2.72	0.0205	2.72	0.0015	0.01	0.02
V3	0.000	0.000	0.00045	13.61	0.00345	13.82	0.0077	2.72	0.0205	2.72	0.0015	0.01	0.02
V4	0.000	0.000	0.00045	13.53	0.00345	13.74	0.0077	2.71	0.0205	2.71	0.0015	0.01	0.02
V6	0.000	0.000	0.00077	5.54	0.02577	8.99	0.0320	1.11	0.0508	1.11	0.01	0.025	0.05
V7	0.000	0.000	0.00101	7.20	0.02601	10.65	0.0323	1.44	0.0510	1.44	0.01	0.025	0.05
V8	0.000	0.000	0.00100	7.17	0.02600	10.62	0.0323	1.43	0.0510	1.43	0.01	0.025	0.05
V9	0.000	0.000	0.00077	5.54	0.02577	8.99	0.032	1.11	0.0508	1.11	0.01	0.025	0.05
V10	0.000	0.000	0.00101	7.20	0.02601	10.65	0.0323	1.44	0.051	1.44	0.01	0.025	0.05
V11	0.000	0.000	0.00100	7.17	0.02600	10.62	0.0323	1.43	0.051	1.43	0.01	0.025	0.05
V12	0.000	0.000	0.00045	13.61	0.00345	13.82	0.0077	2.72	0.0205	2.72	0.0015	0.01	0.02
V13	0.000	0.000	0.00045	13.61	0.00345	13.82	0.0077	2.72	0.0205	2.72	0.0015	0.01	0.02
V14	0.000	0.000	0.00045	13.53	0.00345	13.74	0.0077	2.71	0.0205	2.71	0.0015	0.01	0.02
V15	0.000	0.000	0.00152	8.99	0.02652	12.44	0.0328	1.80	0.0515	1.80	0.01	0.025	0.05
V16	0.000	0.000	0.00055	5.50	0.02555	8.94	0.0318	1.10	0.0505	1.10	0.01	0.025	0.05
V17	0.000	0.000	0.00122	7.17	0.02622	10.62	0.0325	1.43	0.0512	1.43	0.01	0.025	0.05
V18	0.000	0.000	0.00093	5.50	0.02593	8.94	0.0322	1.10	0.0509	1.10	0.01	0.025	0.05
V19	0.000	0.000	0.00055	5.54	0.02460	8.73	0.0304	1.11	0.0477	1.11	0.0095	0.024	0.0471
V20	0.000	0.000	0.00152	8.99	0.02652	12.44	0.0328	1.80	0.0515	1.80	0.01	0.025	0.05
V21	0.000	0.000	0.00093	5.50	0.02593	8.94	0.0322	1.10	0.0509	1.10	0.01	0.025	0.05
V22	0.000	0.000	0.00055	5.54	0.02460	8.73	0.0304	1.11	0.0477	1.11	0.0095	0.024	0.0471
V23	0.000	0.000	0.00152	8.99	0.02652	12.44	0.0328	1.80	0.0515	1.80	0.01	0.025	0.05
V24	0.000	0.000	0.00055	13.53	0.00355	13.74	0.0078	2.71	0.0205	2.71	0.0015	0.01	0.02
V25	0.000	0.000	0.00025	10.45	0.00325	10.66	0.0075	2.09	0.0202	2.09	0.0015	0.01	0.02
V26	0.000	0.000	0.00055	13.53	0.00355	13.74	0.0078	2.71	0.0205	2.71	0.0015	0.01	0.02

Tabla 4. 99 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para vigas Piso 2**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2													
Viga	Punto A		Punto B		Punto C		Punto D		Punto E		IO	LS	CP
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M			
V1	0.000	0.000	0.00104	5.50	0.02604	8.09	0.0323	1.10	0.051	1.10	0.01	0.025	0.05
V2	0.000	0.000	0.00104	5.50	0.02604	8.09	0.0323	1.10	0.051	1.10	0.01	0.025	0.05
V3	0.000	0.000	0.00103	5.47	0.02603	8.06	0.0323	1.09	0.051	1.09	0.01	0.025	0.05
V4	0.000	0.000	0.00103	5.47	0.02603	8.06	0.0323	1.09	0.0510	1.09	0.01	0.025	0.05
V5	0.000	0.000	0.00077	4.10	0.00377	4.14	0.008	0.82	0.0208	0.82	0.0015	0.01	0.02
V6	0.000	0.000	0.00103	5.47	0.02603	8.06	0.0323	1.09	0.0510	1.09	0.01	0.025	0.05
V7	0.000	0.000	0.00103	5.47	0.02603	8.06	0.0323	1.09	0.051	1.09	0.01	0.025	0.05
V8	0.000	0.000	0.00077	4.10	0.00377	4.14	0.008	0.82	0.0208	0.82	0.0015	0.01	0.02
V9	0.000	0.000	0.00103	5.47	0.02603	8.06	0.0323	1.09	0.051	1.09	0.01	0.025	0.05
V10	0.000	0.000	0.00104	5.50	0.02604	8.09	0.0323	1.10	0.051	1.10	0.01	0.025	0.05
V11	0.000	0.000	0.00104	5.50	0.02604	8.09	0.0323	1.10	0.051	1.10	0.01	0.025	0.05
V12	0.000	0.000	0.00103	5.47	0.02603	8.06	0.0323	1.09	0.051	1.09	0.01	0.025	0.05
V13	0.000	0.000	0.00125	5.47	0.02625	8.06	0.0325	1.09	0.0512	1.09	0.01	0.025	0.05
V14	0.000	0.000	0.00074	5.47	0.02574	8.06	0.032	1.09	0.0507	1.09	0.01	0.025	0.05
V15	0.000	0.000	0.00125	5.47	0.02625	8.06	0.0325	1.09	0.0512	1.09	0.01	0.025	0.05
V16	0.000	0.000	0.00148	6.33	0.02648	8.86	0.0327	1.27	0.0515	1.27	0.01	0.025	0.05
V17	0.000	0.000	0.00067	4.86	0.02567	7.38	0.0319	0.97	0.0507	0.97	0.01	0.025	0.05
V18	0.000	0.000	0.00148	6.33	0.02648	8.86	0.0327	1.27	0.0515	1.27	0.01	0.025	0.05
V19	0.000	0.000	0.00148	6.33	0.02648	8.86	0.0327	1.27	0.0515	1.27	0.01	0.025	0.05
V20	0.000	0.000	0.00067	4.86	0.02567	7.38	0.0319	0.97	0.0507	0.97	0.01	0.025	0.05
V21	0.000	0.000	0.00148	6.33	0.02648	8.86	0.0327	1.27	0.0515	1.27	0.01	0.025	0.05
V22	0.000	0.000	0.00125	5.47	0.02625	8.06	0.0325	1.09	0.0512	1.09	0.01	0.025	0.05
V23	0.000	0.000	0.00074	5.47	0.02574	8.06	0.032	1.09	0.0507	1.09	0.01	0.025	0.05
V24	0.000	0.000	0.00125	5.47	0.02625	8.06	0.0325	1.09	0.0512	1.09	0.01	0.025	0.05

5. Determinar los valores de carga que actúan en las columnas para el máximo de las combinaciones de carga para cada piso.

Tabla 4. 100 Cargas máximas columnas C1-C8 Piso 1**Fuente:** Elaboración propia

PARA R=3 ; I=1.5									
PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
1	0.9D-Ex	13.42	15.15	23	4.76	17.53	13.99	21.24	7.98
	0.9D-Ey	13.05	19.28	24.73	12.1	14.65	16.38	20.88	12.72
	0.9D+Ex	4.07	18.79	19.42	13.99	10.63	15.99	18.83	15.45
	0.9D+Ey	4.45	14.65	17.69	6.65	13.5	13.6	19.19	10.71
	0.9D+SDx	22.44	23.33	27.7	23.33	23.7	18.08	23.69	22.06
	0.9D+SDy	20.87	23.94	31.49	17.39	15.67	18.97	22.48	14.49
	1.2D-Ex+L	18.29	25.51	36.89	10.28	25.71	22.19	33.55	14.91
	1.2D-Ey+L	17.92	29.64	38.62	17.63	22.84	24.58	33.19	19.64
	1.2D+1.6L	14.79	30.15	39.18	16.34	24.35	25.11	35.72	20.45
	1.2D+Ex+L	8.94	29.15	33.3	19.52	18.81	24.19	31.14	22.38
	1.2D+Ey+L	9.32	25.01	31.57	12.18	21.68	21.8	31.5	17.64
	1.2D+SDx+L	27.31	33.7	41.58	28.86	31.88	26.27	36	28.99
	1.2D+SDy+L	25.74	34.3	45.37	22.91	23.86	27.17	34.79	21.42
	1.4D	13.61	26.4	33	14.59	21.9	23.32	31.17	18.22
	P max	27.31	34.3	45.37	28.86	31.88	27.17	36	28.99

Tabla 4. 101 Cargas máximas columnas C9-C16 Piso 1

Fuente: Elaboración propia

PARA R=3 ; I=1.5									
PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
1	0.9D-Ex	22.88	19.92	23.99	8.14	15.46	13.23	17.94	3.96
	0.9D-Ey	18.21	20.81	21.82	10.84	6.32	12.6	11.91	6.31
	0.9D+Ex	14.72	23.33	21.11	15.6	5.6	17.9	13.33	13.86
	0.9D+Ey	19.38	22.44	23.28	12.9	14.75	18.52	19.37	11.53
	0.9D+SDx	30.12	26.34	26.51	22.25	24.24	21.9	21.96	22.54
	0.9D+SDy	20.45	23.98	24.65	14.72	22.45	24.43	26.56	16.67
	1.2D-Ex+L	34.99	33.94	38.62	15.18	21.86	22.79	27.53	9.15
	1.2D-Ey+L	30.32	34.83	36.46	17.88	12.73	22.16	21.49	11.46
	1.2D+1.6L	34.41	39.73	41.46	20.76	18.69	27.74	27.84	15.41
	1.2D+Ex+L	26.83	37.35	35.75	22.64	12.02	27.45	22.91	19.03
	1.2D+Ey+L	31.49	36.46	37.91	19.94	21.17	28.08	28.95	16.7
	1.2D+SDx+L	42.23	40.36	41.15	29.3	30.66	31.46	31.54	27.71
	1.2D+SDy+L	32.56	38	39.29	21.76	28.87	33.99	36.15	21.79
	1.4D	29.24	33.64	35.08	18.46	16.38	24.22	24.32	13.88
	P max	42.23	40.36	41.46	29.3	30.66	33.99	36.15	27.71

Tabla 4. 102 Cargas máximas columnas C1-C8 Piso 2

Fuente: Elaboración propia

PARA R=3 ; I=1.5									
PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
2	0.9D-Ex	5.15	6.23	6.76	3.16	6.56	9.25	9.47	4.59
	0.9D-Ey	5.03	7.28	7.34	4.87	5.9	9.83	9.51	5.97
	0.9D+Ex	3.16	6.81	6.16	5.17	4.59	9.88	8.81	6.64
	0.9D+Ey	3.27	5.76	5.57	3.46	5.26	9.31	8.76	5.26
	0.9D+SDx	7.01	7.6	7.58	7.07	8.26	10.49	10.13	8.4
	0.9D+SDy	6.58	8.71	8.98	6.16	6.46	10.32	10.18	6.61
	1.2D-Ex+L	7.23	9.46	9.94	5.25	9.38	14.24	14.13	7.41
	1.2D-Ey+L	7.11	10.51	10.53	6.96	8.71	14.81	14.16	8.79
	1.2D+1.6L	6.64	10.39	10.26	6.67	8.95	15.63	14.76	9.01
	1.2D+Ex+L	5.23	10.05	9.34	7.26	7.39	14.87	13.47	9.46
	1.2D+Ey+L	5.35	9	8.76	5.54	8.07	14.3	13.44	8.08
	1.2D+SDx+L	9.08	10.84	10.76	9.16	11.08	15.47	14.79	11.22
	1.2D+SDy+L	8.66	11.95	12.14	8.25	9.27	15.31	14.84	9.43
	1.4D	6.46	10.14	10.05	6.48	8.69	14.89	14.22	8.74
	P max	9.08	11.95	12.14	9.16	11.08	15.63	14.84	11.22

Tabla 4. 103 Cargas máximas columnas C9-C16 Piso 2**Fuente:** Elaboración propia

PARA R=3 ; I=1.5									
PISO	COMB	Cargas Columnas [tonf]							
		C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
2	0.9D-Ex	6.37	8.5	9.04	4.52	5.19	6.24	7.05	3.01
	0.9D-Ey	5.07	8.56	8.36	5.18	3.24	5.85	5.73	3.36
	0.9D+Ex	4.38	9.12	8.35	6.54	3.07	7.05	6.23	5.13
	0.9D+Ey	5.68	9.04	9.03	5.86	5.03	7.44	7.56	4.79
	0.9D+SDx	8.07	9.64	9.63	8.31	7	7.71	7.72	6.93
	0.9D+SDy	6.21	9.46	9.66	6.51	6.61	8.94	9.22	6.07
	1.2D-Ex+L	9	12.85	13.33	7.27	7.25	9.59	10.38	5.03
	1.2D-Ey+L	7.71	12.94	12.65	7.93	5.3	9.19	9.06	5.38
	1.2D+1.6L	8.52	14.02	13.82	8.83	6.6	10.67	10.66	6.49
	1.2D+Ex+L	7.02	13.48	12.64	9.29	5.13	10.39	9.57	7.15
	1.2D+Ey+L	8.31	13.39	13.32	8.63	7.09	10.79	10.89	6.81
	1.2D+SDx+L	10.7	14	13.92	11.06	9.06	11.05	11.05	8.95
	1.2D+SDy+L	8.84	13.83	13.95	9.26	8.67	12.26	12.56	8.09
	1.4D	8.36	13.71	13.53	8.6	6.43	10.34	10.33	6.34
	P max	10.7	14.02	13.95	11.06	9.06	12.26	12.56	8.95

6. Determinar los valores de rótulas plásticas en las columnas para la máxima carga para cada piso.

Tabla 4. 104 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para columnas Piso 1**Fuente:** Elaboración propia

PISO 1													
Columna	Punto A		Punto B		Punto C		Punto D		Punto E		IO	LS	CP
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M			
C1	0.000	0.000	0.00335	9.34	0.05338	13.81	0.0656	3.27	0.1024	3.27	0.0065	0.0735	0.0991
C2	0.000	0.000	0.00359	9.99	0.05320	14.39	0.0653	3.47	0.1017	3.47	0.0065	0.0729	0.0982
C3	0.000	0.000	0.00354	9.85	0.05324	14.27	0.0654	3.42	0.1019	3.42	0.0065	0.073	0.0984
C4	0.000	0.000	0.00341	9.48	0.05334	13.94	0.0656	3.31	0.1023	3.31	0.0065	0.0734	0.0989
C5	0.000	0.000	0.00351	9.77	0.05326	14.19	0.0654	3.40	0.102	3.40	0.0065	0.0731	0.0985
C6	0.000	0.000	0.00335	9.33	0.05339	13.80	0.0656	3.27	0.1024	3.27	0.0065	0.0736	0.0991
C7	0.000	0.000	0.00365	10.15	0.05316	14.53	0.0653	3.51	0.1016	3.51	0.0065	0.0727	0.0979
C8	0.000	0.000	0.00341	9.50	0.05334	13.95	0.0656	3.32	0.1023	3.32	0.0065	0.0734	0.0988
C9	0.000	0.000	0.00358	9.98	0.05321	14.38	0.0653	3.46	0.1018	3.46	0.0065	0.0729	0.0982
C10	0.000	0.000	0.00361	10.05	0.05318	14.44	0.0653	3.48	0.1017	3.48	0.0065	0.0728	0.0981
C11	0.000	0.000	0.00359	10.01	0.05320	14.41	0.0653	3.47	0.1017	3.47	0.0065	0.0729	0.0981
C12	0.000	0.000	0.00342	9.53	0.03542	11.36	0.0424	1.91	0.0634	1.91	0.005	0.045	0.06
C13	0.000	0.000	0.00347	9.65	0.03547	11.48	0.0425	1.93	0.0635	1.93	0.005	0.045	0.06
C14	0.000	0.000	0.00358	9.97	0.05321	14.37	0.0654	3.46	0.1018	3.46	0.0065	0.0729	0.0982
C15	0.000	0.000	0.00365	10.17	0.05315	14.55	0.0653	3.52	0.1016	3.52	0.0065	0.0727	0.0979
C16	0.000	0.000	0.00337	9.38	0.03537	11.21	0.0424	1.88	0.0634	1.88	0.005	0.045	0.06

Tabla 4. 105 Rótulas plásticas y puntos de desempeño para columnas Piso 2**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2													
Columna	Punto A		Punto B		Punto C		Punto D		Punto E		IO	LS	CP
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M			
C1	0.000	0.000	0.00315	4.40	0.03515	5.32	0.0421	0.88	0.0631	0.88	0.005	0.045	0.06
C2	0.000	0.000	0.00330	4.62	0.03530	5.54	0.0423	0.92	0.0633	0.92	0.005	0.045	0.06
C3	0.000	0.000	0.00332	4.63	0.03532	5.55	0.0423	0.93	0.0633	0.93	0.005	0.045	0.06
C4	0.000	0.000	0.00315	4.40	0.03515	5.32	0.0422	0.88	0.0632	0.88	0.005	0.045	0.06
C5	0.000	0.000	0.00326	4.55	0.03526	5.47	0.0423	0.91	0.0633	0.91	0.005	0.045	0.06
C6	0.000	0.000	0.00351	4.90	0.03551	5.82	0.0425	0.98	0.0635	0.98	0.005	0.045	0.06
C7	0.000	0.000	0.00346	4.84	0.03546	5.76	0.0425	0.97	0.0635	0.97	0.005	0.045	0.06
C8	0.000	0.000	0.00326	4.56	0.03526	5.48	0.0423	0.91	0.0633	0.91	0.005	0.045	0.06
C9	0.000	0.000	0.00324	4.52	0.03524	5.44	0.0422	0.90	0.0632	0.90	0.005	0.045	0.06
C10	0.000	0.000	0.00341	4.77	0.03541	5.69	0.0424	0.95	0.0634	0.95	0.005	0.045	0.06
C11	0.000	0.000	0.00341	4.77	0.03541	5.69	0.0424	0.95	0.0634	0.95	0.005	0.045	0.06
C12	0.000	0.000	0.00326	4.55	0.03526	5.47	0.0423	0.91	0.0633	0.91	0.005	0.045	0.06
C13	0.000	0.000	0.00315	4.40	0.03515	5.31	0.0421	0.88	0.0631	0.88	0.005	0.045	0.06
C14	0.000	0.000	0.00332	4.64	0.03532	5.56	0.0423	0.93	0.0633	0.93	0.005	0.045	0.06
C15	0.000	0.000	0.00334	4.66	0.03534	5.58	0.0423	0.93	0.0633	0.93	0.005	0.045	0.06
C16	0.000	0.000	0.00314	4.39	0.03514	5.31	0.0421	0.88	0.0631	0.88	0.005	0.045	0.06

7. Determinar el desplazamiento objetivo, conocida la curva Pushover en cada dirección, así como el desempeño de la estructura.

Tabla 4. 106 Desplazamiento objetivo**Fuente:** Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
Co =	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
Cm =	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
Sa =	0.5952	g	Espectro de Diseño
Ti =	0.600	seg	Período Inicial ETABS
g =	980.60	cm/seg ²	Aceleración gravedad
W_{est} =	269.655	tonf	Peso de la estructura
a =	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
Ki =	27.90	tonf/cm	Rigidez inicial
Ke =	27.90	tonf/cm	Rigidez efectiva
μ_r =	1.44	adim.	Relación de Resistencia
Te =	0.600	seg	Periodo efectivo
C1 =	1.02	adim.	Factor de modificación
C2 =	1.00	adim.	Factor de modificación
δ_{obj} =	6.52	cm	Desplazamiento objetivo

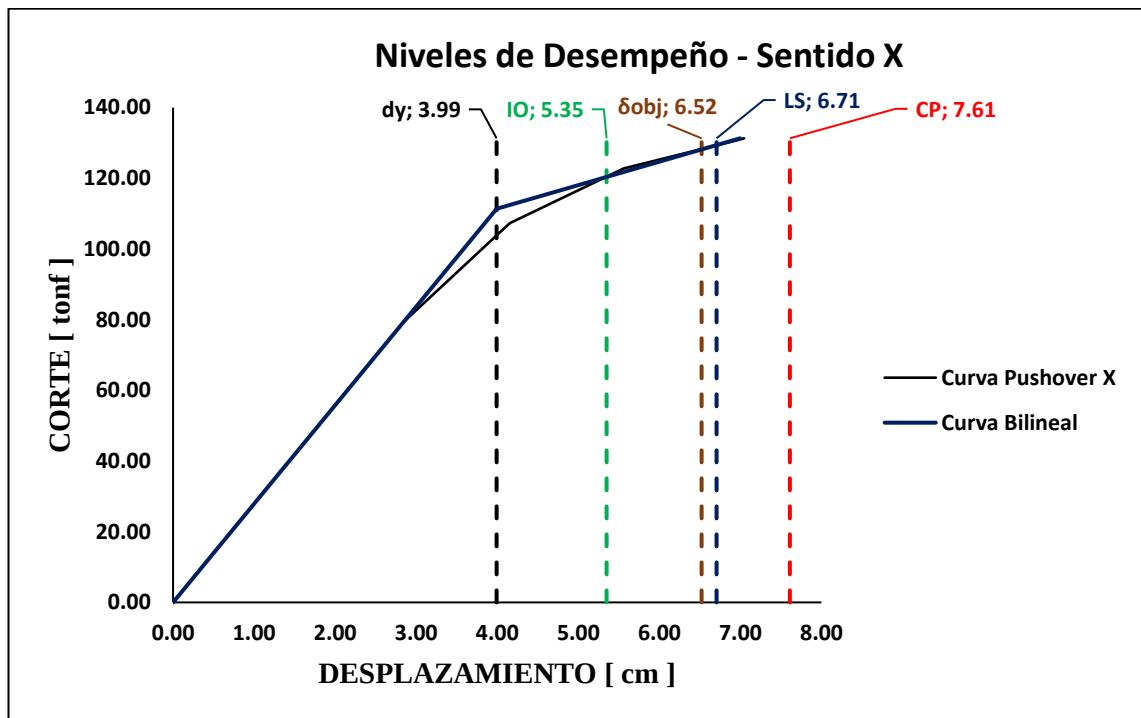


Figura 4. 145 Desempeño de la estructura sentido X

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el desplazamiento objetivo está cerca del nivel de Seguridad de Vida (LS), sin embargo, se requiere obtener un nivel de Ocupación Inmediata (IO), por lo cual se requiere reforzar la estructura en el sentido X.

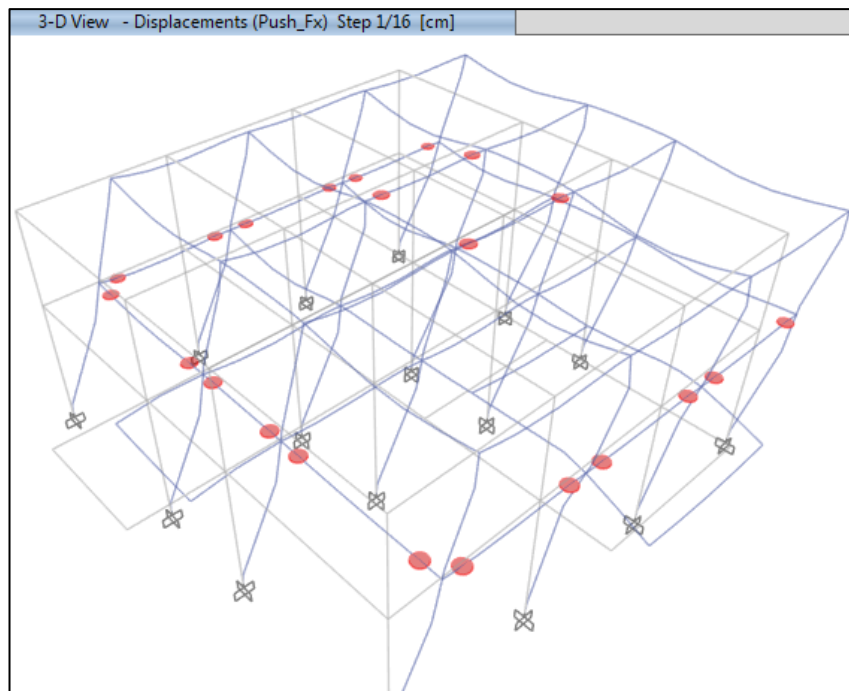


Figura 4. 146 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 1 sentido X

Fuente: Elaboración propia

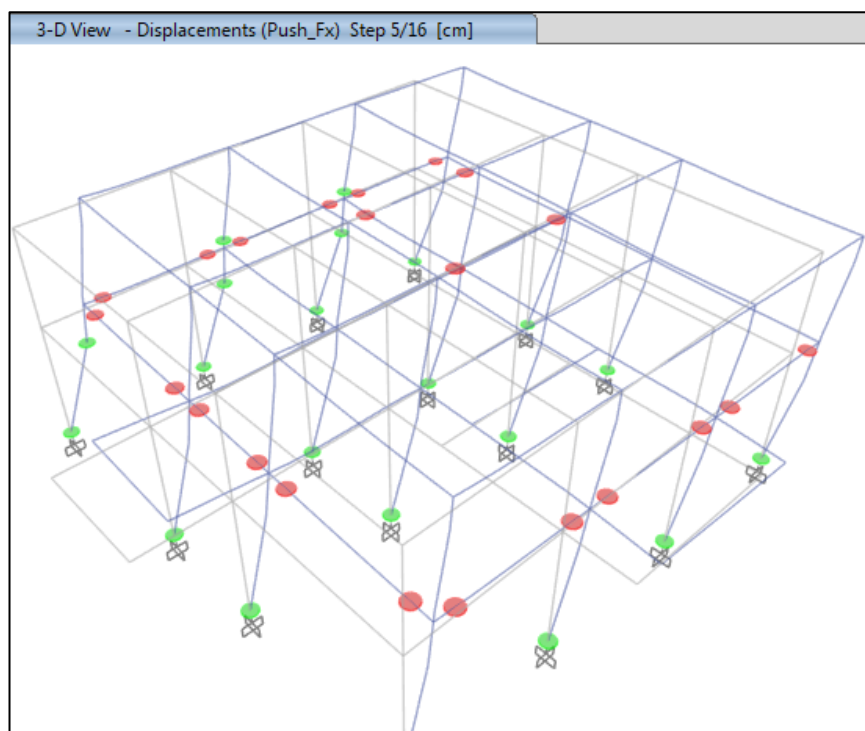


Figura 4. 147 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 5 sentido X

Fuente: Elaboración propia

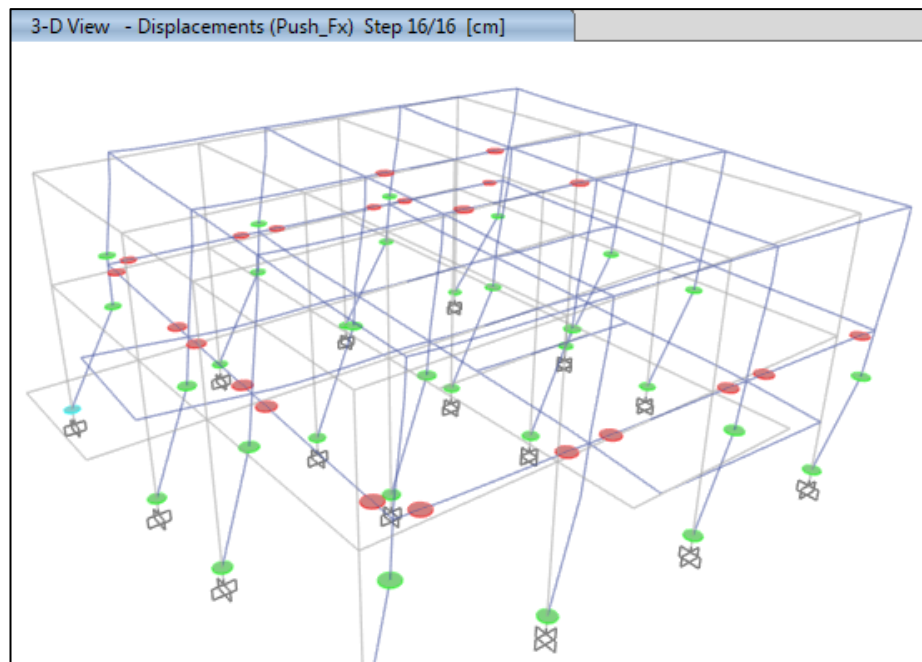


Figura 4. 148 Formación de rótulas plásticas en el paso final sentido X

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las rótulas plásticas en las columnas se mantienen en el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS), no así las vigas las cuales están el nivel (CP) en el sentido X.

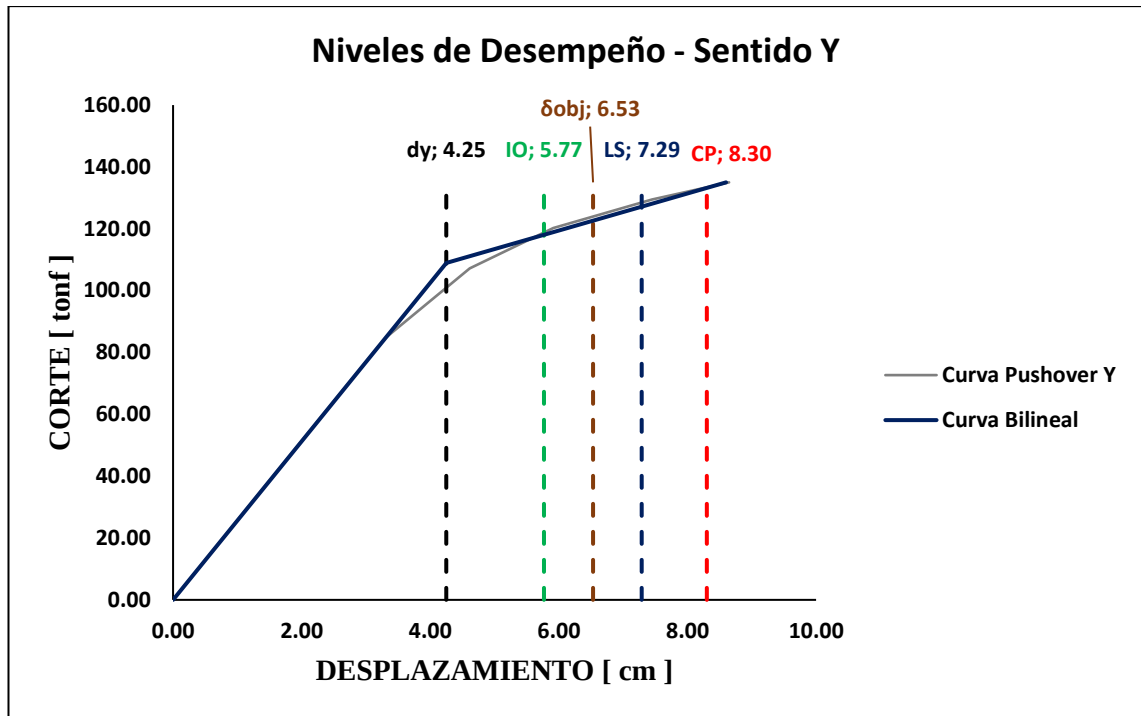


Figura 4. 149 Desempeño de la estructura sentido Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el desplazamiento objetivo está cerca del nivel de Seguridad de Vida (LS), sin embargo, se requiere obtener un nivel de Ocupación Inmediata (IO), por lo cual se requiere reforzar la estructura en el sentido Y.

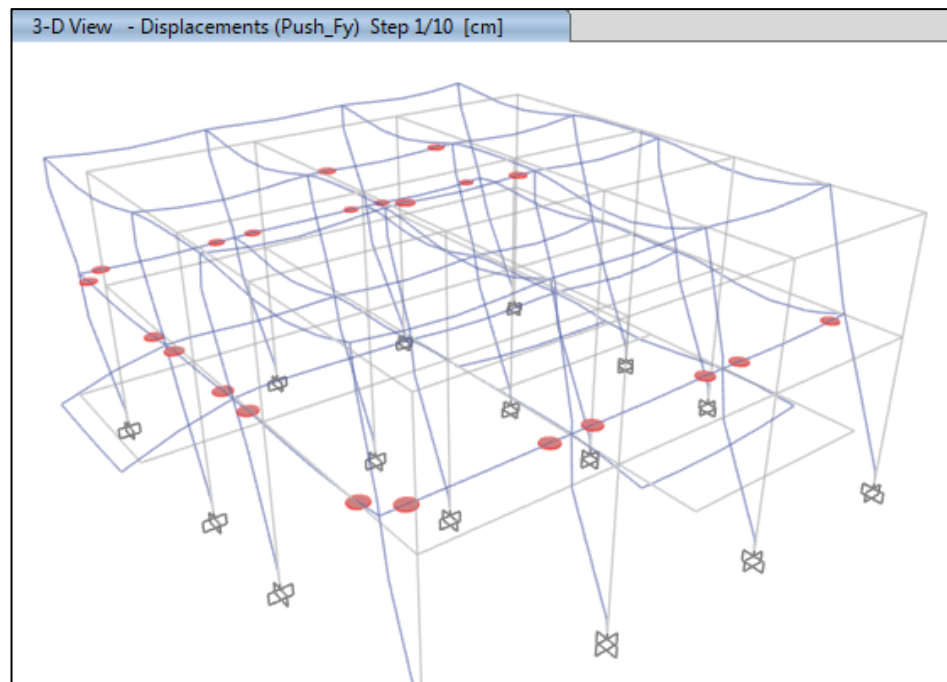


Figura 4. 150 Formación de rótulas plásticas en vigas en el paso 1 sentido Y

Fuente: Elaboración propia

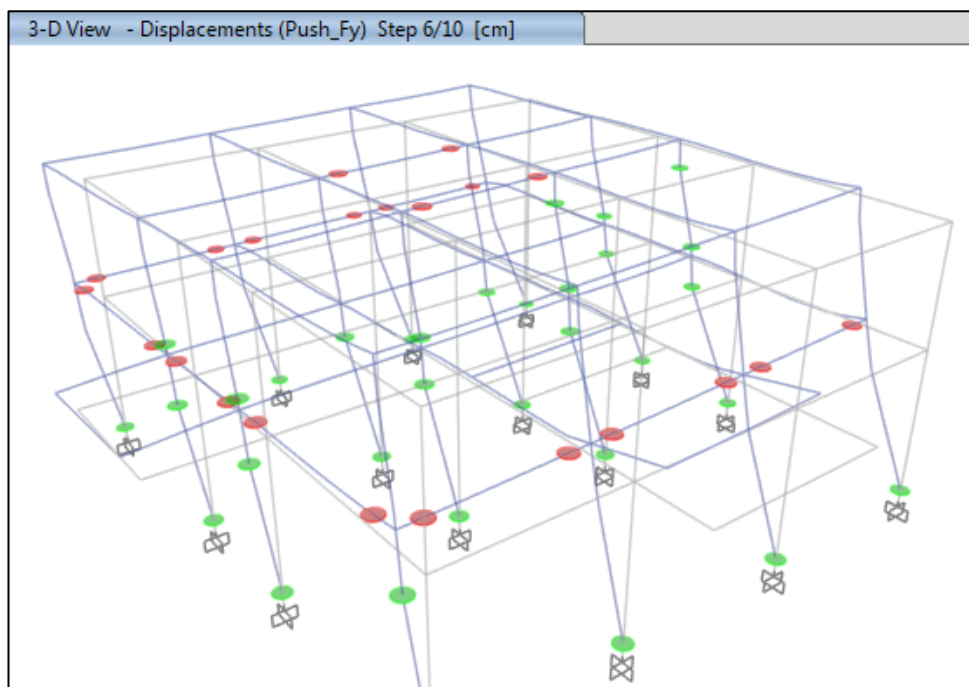


Figura 4. 151 Formación de rótulas plásticas en columnas en el paso 6 sentido Y

Fuente: Elaboración propia

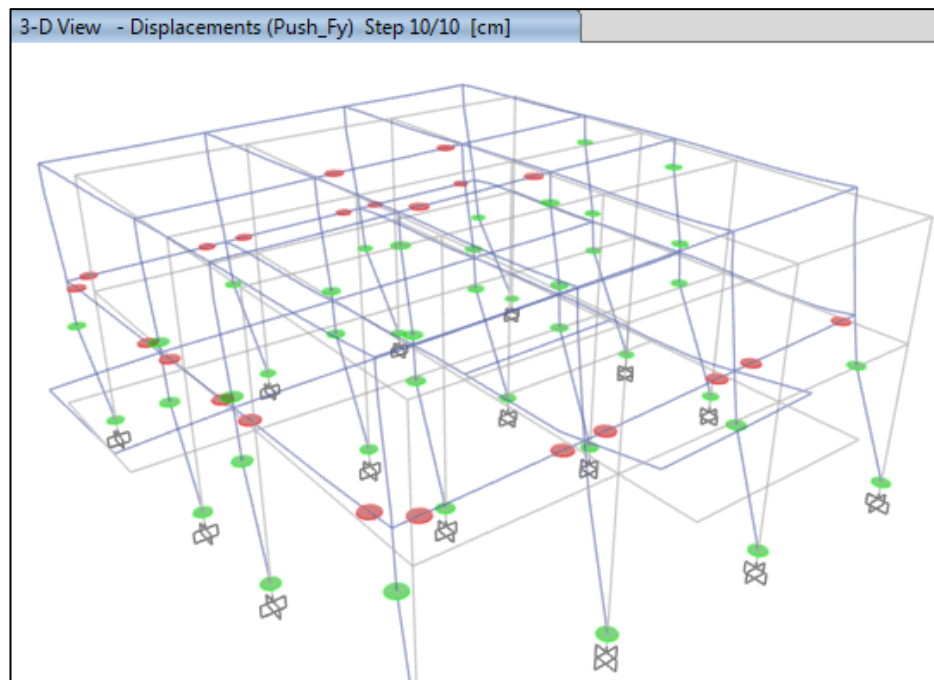


Figura 4. 152 Formación de rótulas plásticas en el paso final sentido Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las rótulas plásticas en las columnas se mantienen en el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS), no así las vigas las cuales están el nivel (CP) en el sentido Y.

4.6 Análisis dinámico

Se realizará un Análisis Tiempo-Historia únicamente para verificar el valor del desplazamiento máximo obtenido a través del Análisis Pushover, usando registros sísmicos cercanos a la zona donde se encuentra ubicado el hospital indicado, no se evaluará para cada registro los procedimientos indicados anteriormente para las rótulas plásticas debido a que el mismo sería demasiado extenso.

A continuación, se indican los pasos para el desarrollo del Análisis Tiempo-Historia:

1. Seleccionar los registros más cercanos a la zona donde se encuentra ubicada la estructura de análisis.

Los registros a usar se los obtiene desde la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC), los cuales se indican a continuación.

Tabla 4. 107 Registros para el análisis**Fuente:** Elaboración propia

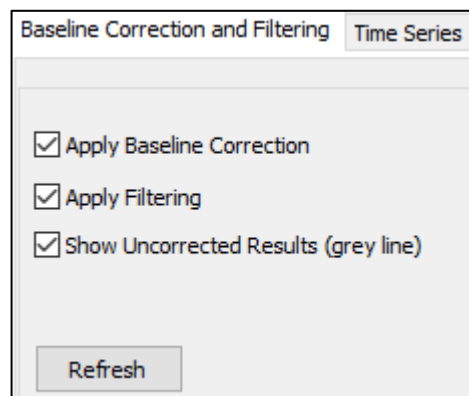
Item	Registro	Dirección	Unidad
1	AGYE-E	Este	cm/s ²
2	AGYE-N	Norte	cm/s ²
3	ALIB-E	Este	cm/s ²
4	ALIB-N	Norte	cm/s ²
5	AMIL-E	Este	cm/s ²
6	AMIL-N	Norte	cm/s ²
7	AOTA-E	Este	cm/s ²
8	AOTA-N	Norte	cm/s ²
9	PRAM-E	Este	cm/s ²
10	PRAM-N	Norte	cm/s ²

2. Realizar la corrección de línea base y filtrado de los registros a usar.

Se usa el software SeismoSignal[®] y SesimoMatch[®] para corregir los registros y realizar el escalamiento de las señales hasta el espectro objetivo.

2.1 Corrección de la línea base

Se ingresa el registro para **AGYE_E** en SeismoSignal[®] para determinar si se requiere realizar la corrección de línea base, así como el filtrado respectivo.

**Figura 4. 153** Procedimiento para corrección de la línea base**Fuente:** Elaboración propia

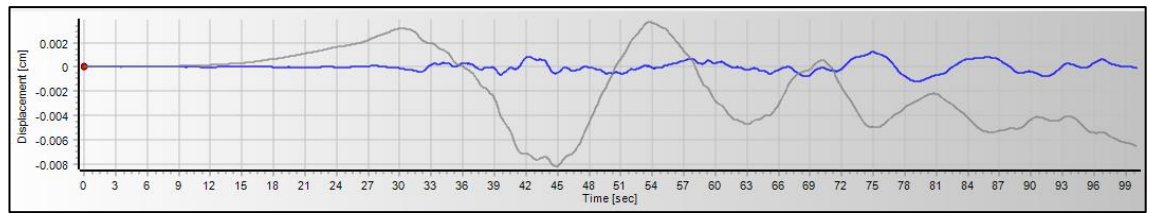


Figura 4. 154 Corrección de la línea base para AGYE_E

Fuente: Elaboración propia

Se observa en la figura anterior que existe un desplazamiento desde la línea base, por tanto, se debe realizar la corrección.

En la figura la línea de color azul representa la línea base corregida.

Se realiza el mismo procedimiento para los demás registros, obteniendo las siguientes curvas:

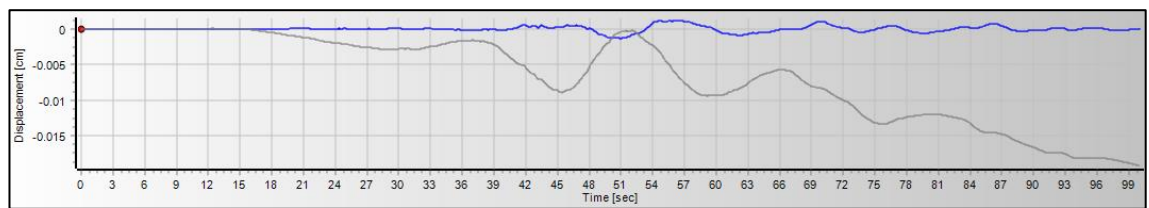


Figura 4. 155 Corrección de la línea base para AGYE_N

Fuente: Elaboración propia

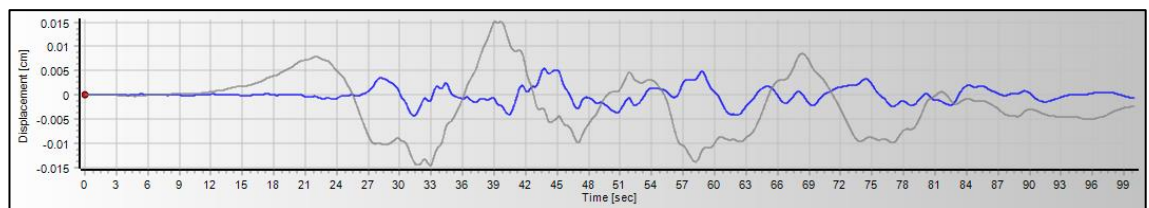


Figura 4. 156 Corrección de la línea base para ALIB_E

Fuente: Elaboración propia

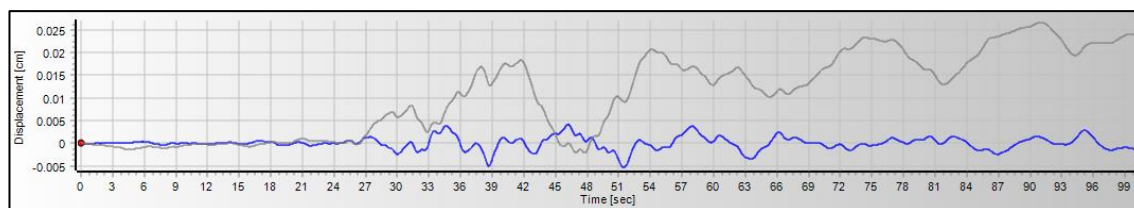


Figura 4. 157 Corrección de la línea base para ALIB_N

Fuente: Elaboración propia

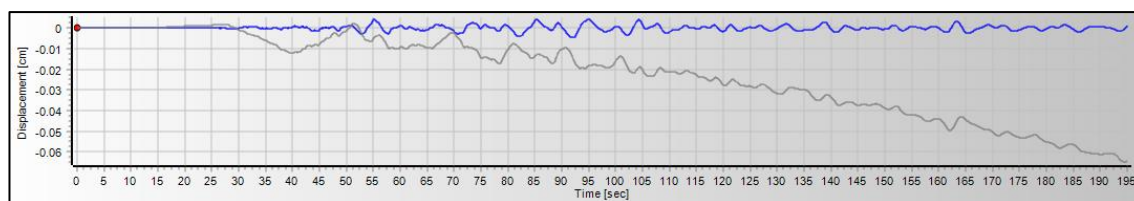


Figura 4. 158 Corrección de la línea base para AMIL_E

Fuente: Elaboración propia

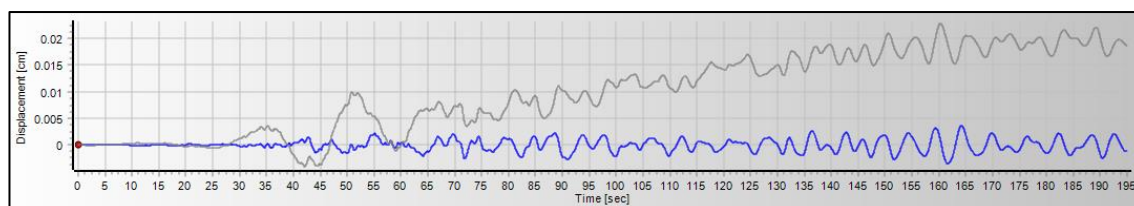


Figura 4. 159 Corrección de la línea base para AMIL_N

Fuente: Elaboración propia



Figura 4. 160 Corrección de la línea base para AOTA_E

Fuente: Elaboración propia

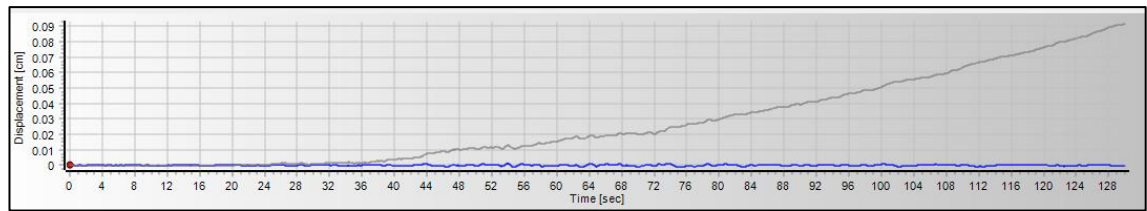


Figura 4. 161 Corrección de la línea base para AOTA_N

Fuente: Elaboración propia

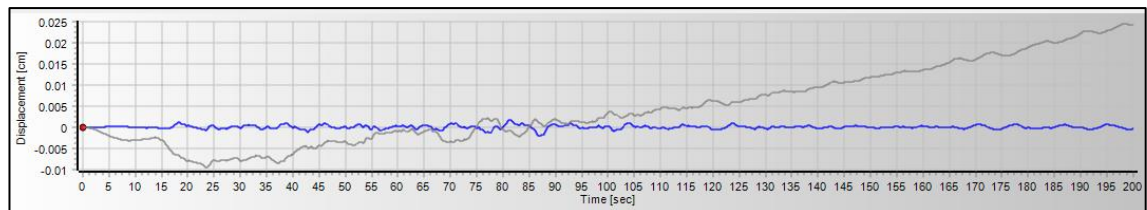


Figura 4. 162 Corrección de la línea base para PRAM_E

Fuente: Elaboración propia

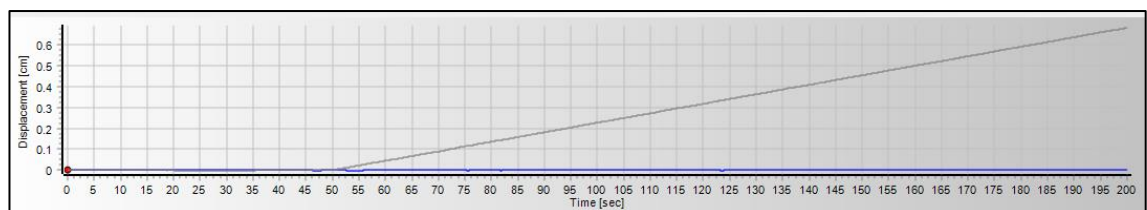


Figura 4. 163 Corrección de la línea base para PRAM_N

Fuente: Elaboración propia

3. Escalamiento de los registros corregidos.

Se realiza el escalado de los registros en función del espectro objetivo para cada una de los registros a través del programa SesimoMatch®.

3.1 Seleccionamos los Registros a Escalar

3.2 Cargamos el Espectro Objetivo

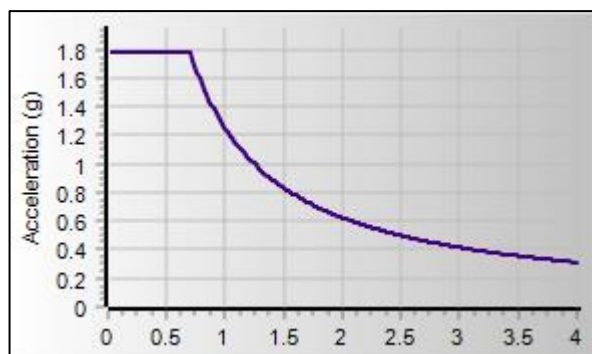


Figura 4. 164 Espectro objetivo

Fuente: Elaboración propia

3.3 Ingresar el intervalo para el escalamiento

Tabla 4. 108 Participación modal

Fuente: Elaboración propia

E

Modal Participating Mass Ratios

File

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As Noted

Hidden Columns: No

Sort: None

Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	Modal	1	0.57	0.0002	0.9382	0	0.0002	0.9382
	Modal	2	0.546	0.9528	0.0003	0	0.9529	0.9385
	Modal	3	0.481	0.0008	0.0145	0	0.9537	0.953
	Modal	4	0.206	0.0004	0.0458	0	0.9541	0.9988
	Modal	5	0.204	0.0457	0.0005	0	0.9998	0.9993
	Modal	6	0.186	0.0002	0.0007	0	1	1

Tabla 4. 109 Períodos de la estructura en ETABS

Fuente: Elaboración propia

Períodos ETABS		
Tmin	0.481	seg
Tmax	0.57	seg

Tabla 4. 110 Períodos para el intervalo de escalamiento

Fuente: Elaboración propia

Períodos ASCE 41-13		
T inf = 0.2Tmin	0.0962	seg
Tsup = 1.5Tmax	0.855	seg

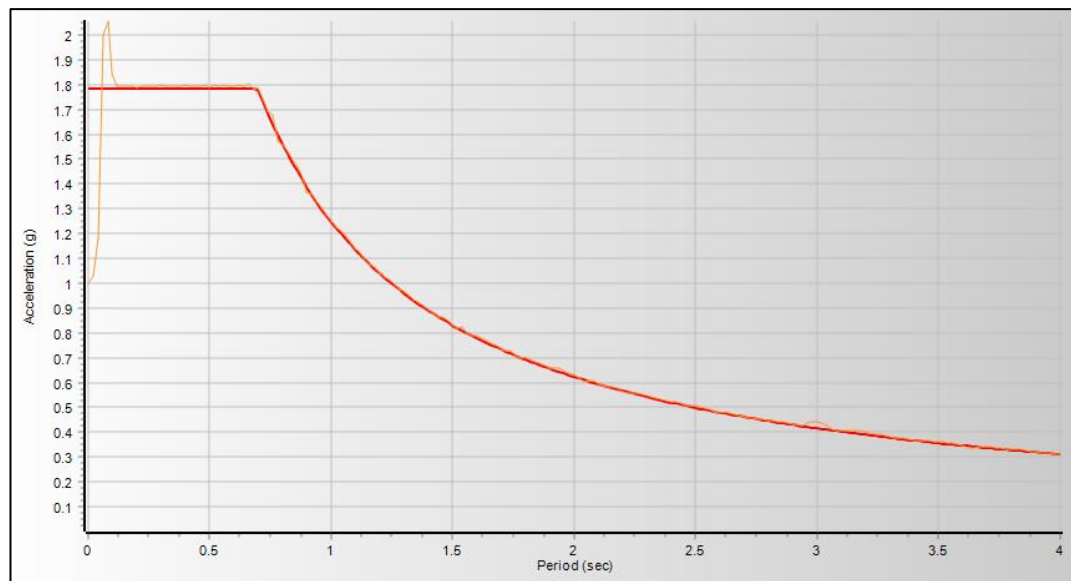


Figura 4. 165 Aceleración “Matched” para AGYE-E

Fuente: Elaboración propia

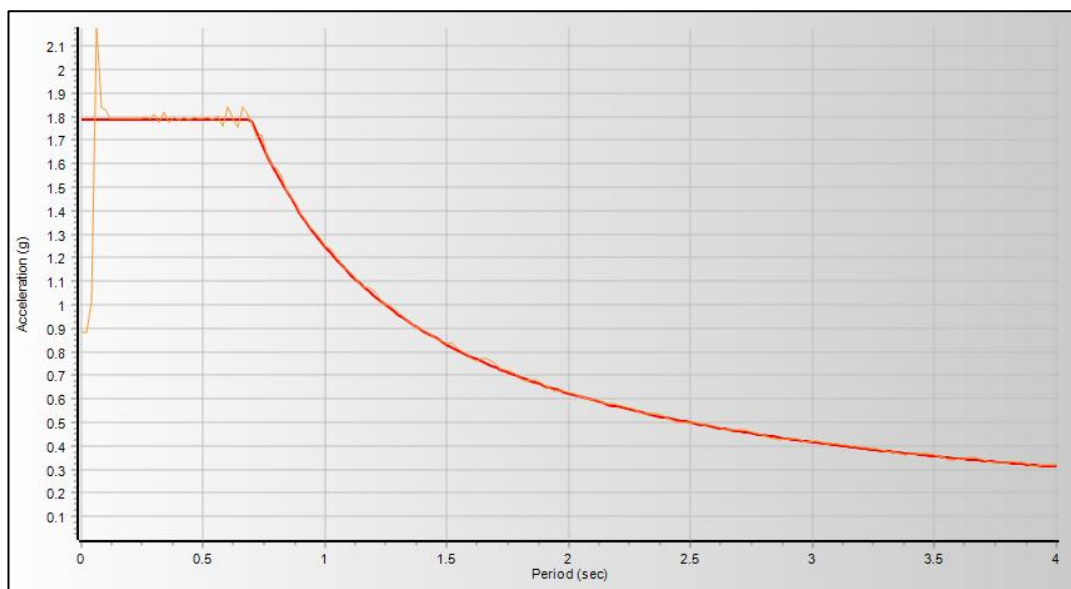


Figura 4. 166 Aceleración “Matched” para AGYE-N

Fuente: Elaboración propia

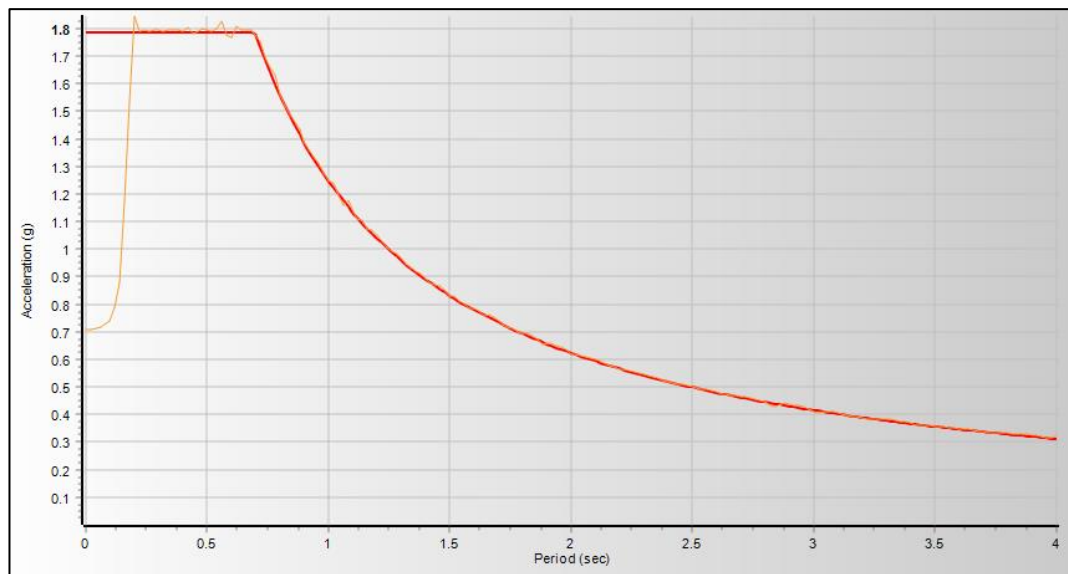


Figura 4. 167 Aceleración “Matched” para ALIB-E

Fuente: Elaboración propia

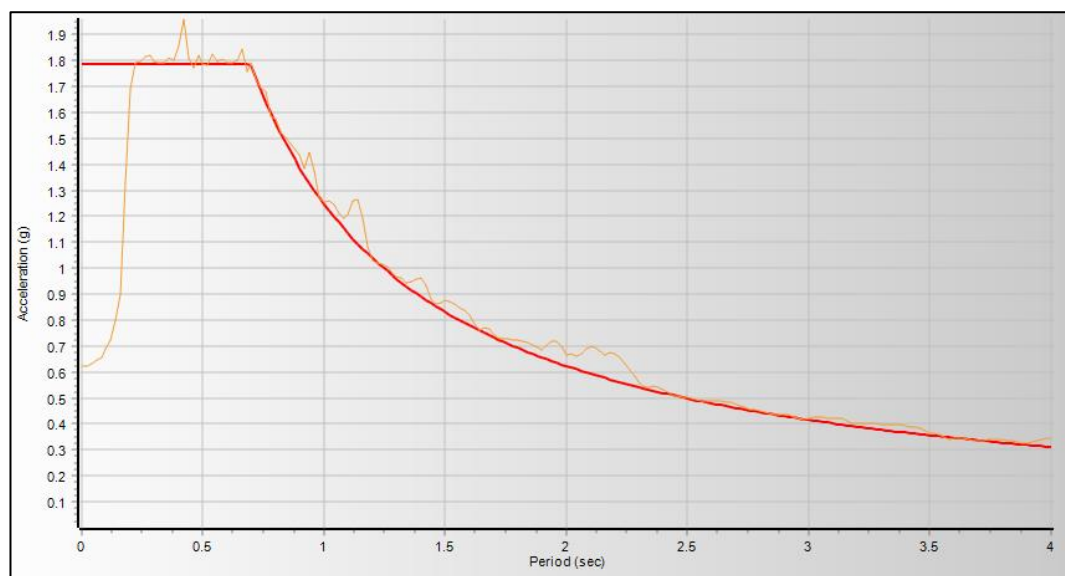


Figura 4. 168 Aceleración “Matched” para ALIB-N

Fuente: Elaboración propia

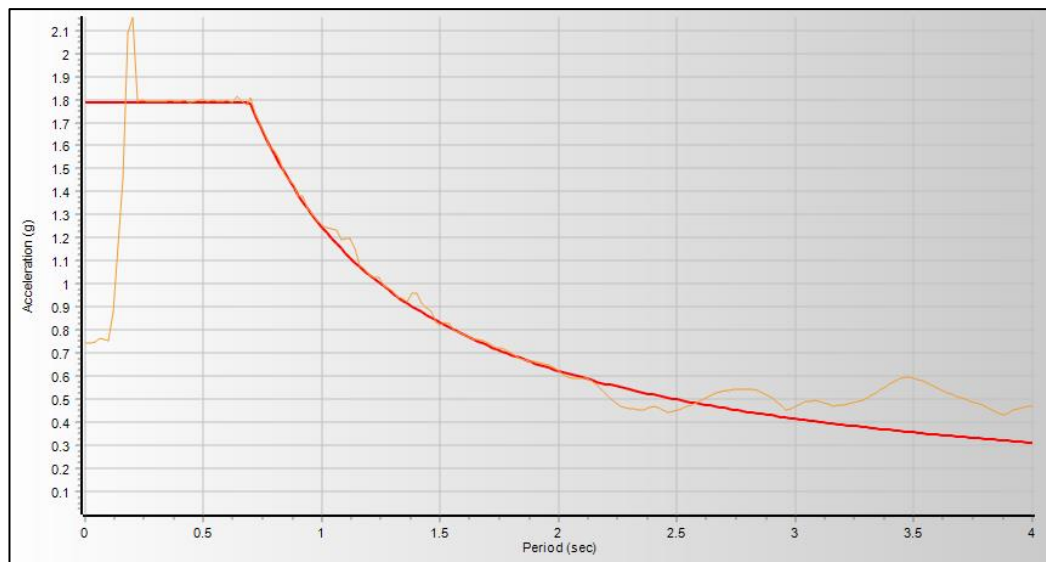


Figura 4. 169 Aceleración “Matched” para AMIL-E

Fuente: Elaboración propia

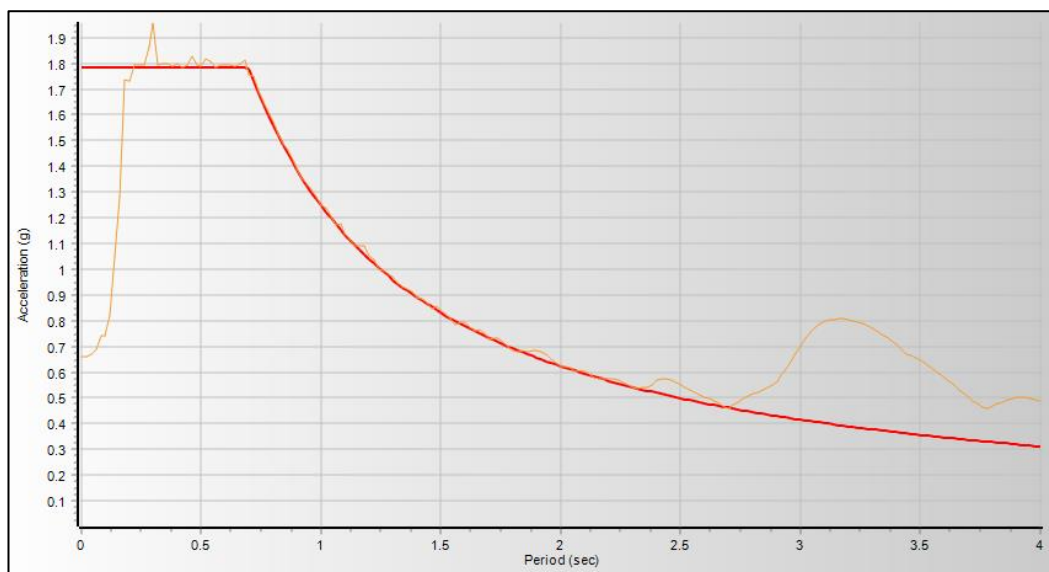


Figura 4. 170 Aceleración “Matched” para AMIL-N

Fuente: Elaboración propia

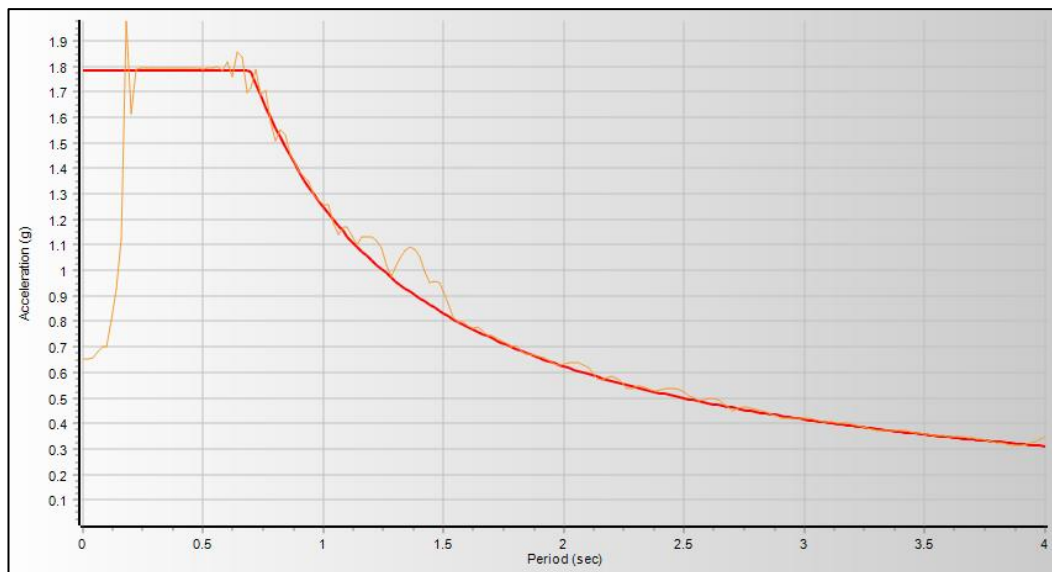


Figura 4. 171 Aceleración “Matched” para AOTA-E

Fuente: Elaboración propia

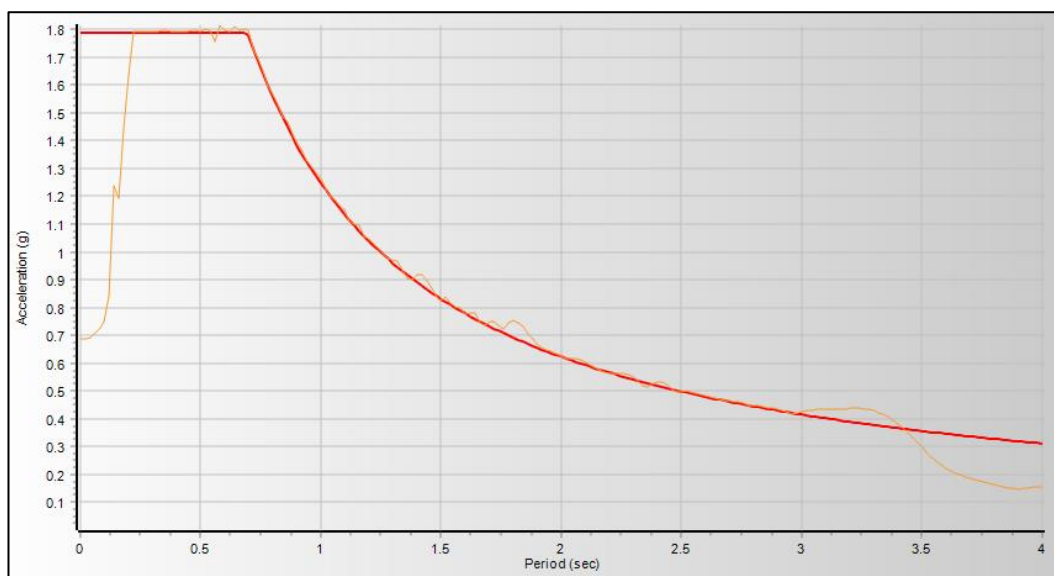


Figura 4. 172 Aceleración “Matched” para AOTA-N

Fuente: Elaboración propia

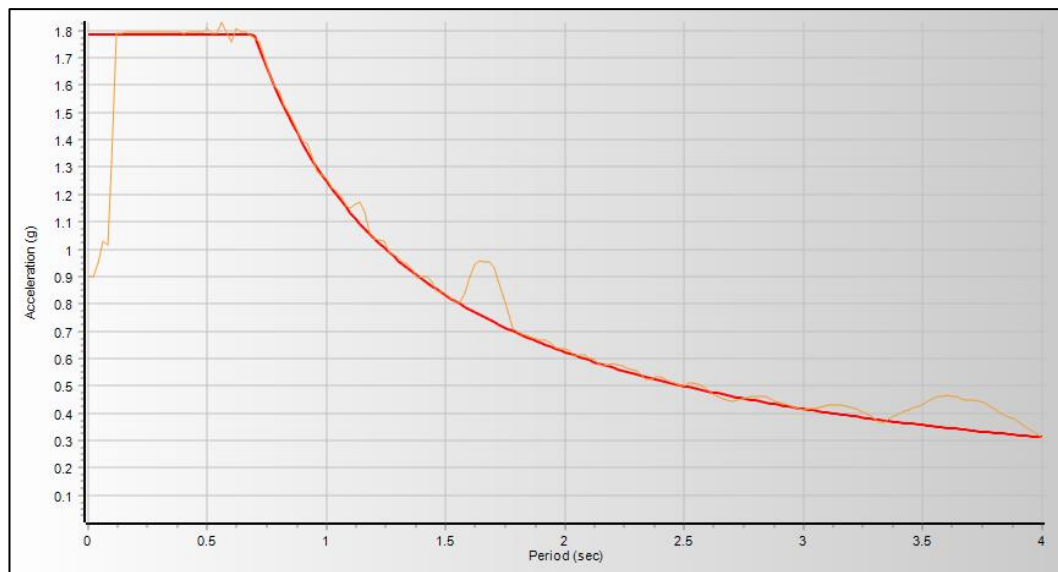


Figura 4. 173 Aceleración “Matched” para PRAM-E

Fuente: Elaboración propia

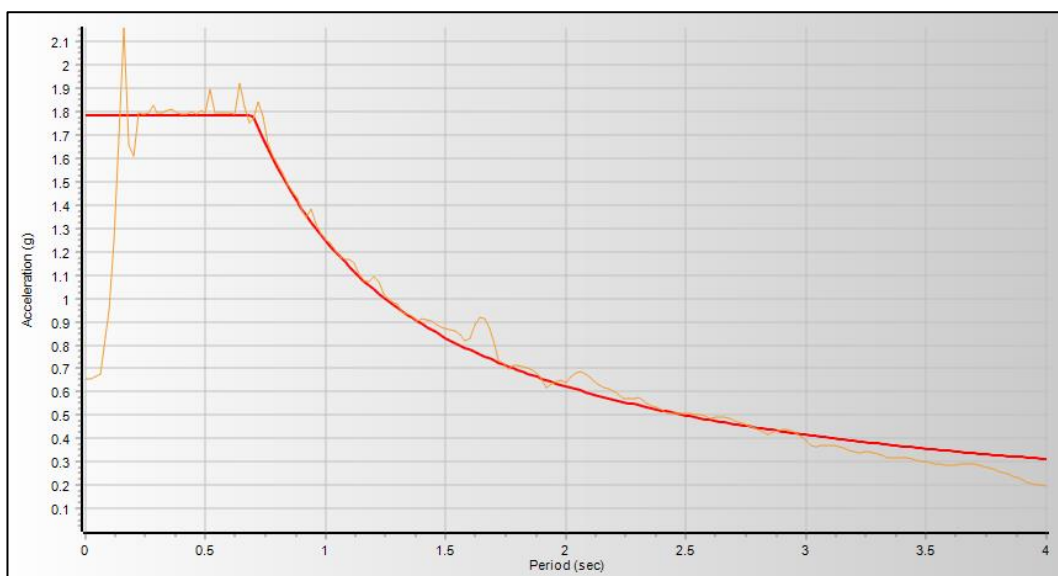


Figura 4. 174 Aceleración “Matched” para PRAM-N

Fuente: Elaboración propia

4. Ingresar los registros escalados en ETABS®.

4.1 Se definen los casos de carga para cada registro.

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
CGNL	Nonlinear Static
SISMO AGYE	Nonlinear Direct Integration History
SISMO ALIB	Nonlinear Direct Integration History
SISMO AMIL	Nonlinear Direct Integration History
SISMO AOTA	Nonlinear Direct Integration History
SISMO PRAM	Nonlinear Direct Integration History

Figura 4. 175 Definición de casos de carga

Fuente: Elaboración propia

4.2 Configuración de los casos de carga para cada registro.

General

Load Case Name: SISMO AGYE

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integrati

Mass Source: Fuente de Masa

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	AGYE-E	980.665
Acceleration	U2	AGYE-N	980.665

Other Parameters	
Geometric Nonlinearity Option	P-Delta
Number of Output Time Steps	202
Output Time Step Size	0.02 sec
Damping	Mass: 0.8289; Stiff: 0.0022; Modal: No Modify/Show...
Time Integration	Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...
Nonlinear Parameters	User Defined - Event-to-Event Only Modify/Show...

Figura 4. 176 Configuración de casos de carga

Fuente: Elaboración propia

5. Verificar los desplazamientos máximos para cada registro

Para conocer los desplazamientos máximos para cada registro seguimos los siguientes pasos:

Display → Story Response Plots → Show → Display Type → Case/Combo → Output Type

Show	
Display Type	Max story displ
Case/Combo	SISMO AGYE
Output Type	MaxMin
Load Type	Load Case

Figura 4. 177 Configuración para desplazamientos máximos

Fuente: Elaboración propia

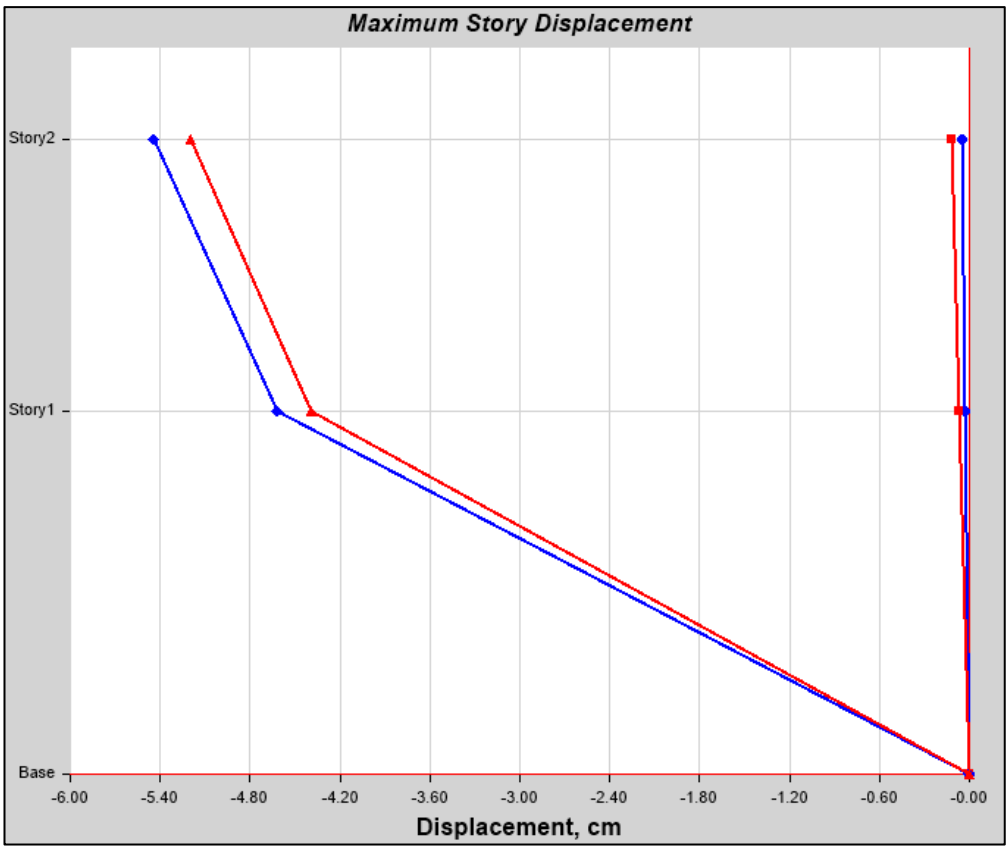


Figura 4. 178 Desplazamientos máximos para AGYE

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se indica en la siguiente tabla los desplazamientos máximos para cada registro.

Tabla 4. 111 Desplazamientos máximos para cada registro

Fuente: Elaboración propia

Desplazamiento Máximo			
Registro	Dirección		Unidad
	E	N	
AGYE	5.44	5.19	cm
ALIB	7.12	6.59	cm
AMIL	7.62	7.86	cm
AOTA	8.62	9.52	cm
PRAM	8.02	5.97	cm
Promedio	7.36	7.03	cm

Se observa que el desplazamiento máximo obtenido con el espectro de diseño fue de 8.6cm, mientras que el valor promedio con los registros escalados es 7.36cm, con lo cual se deduce que la estructura tiene dicho desplazamiento.

Capítulo 5. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1 Evaluación inicial de elementos

A continuación, se indican los pasos para determinar si las secciones de la columna C1 y la viga V2 requieren o no reforzamiento.

5.1.2 Evaluación para la viga

1. Se verifica si la viga cumple con la relación **b/h** del párrafo 4.2.1 de la NEC 2015

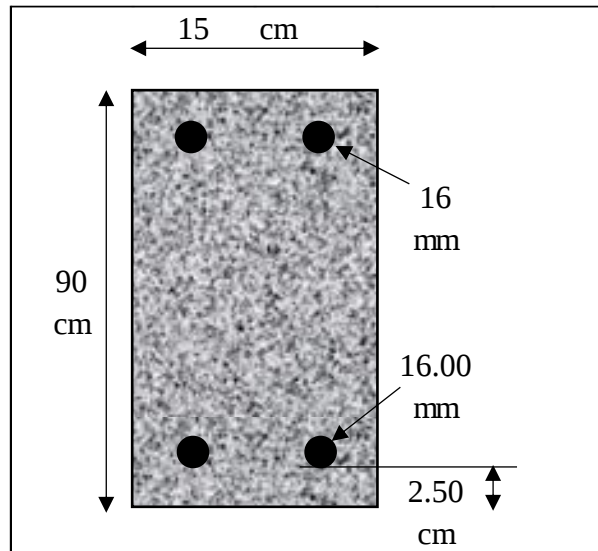


Figura 5. 1 Dimensiones iniciales V2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. 1 Verificación b/h para V2

Fuente: Elaboración propia

Condiciones Iniciales Viga			
av	15	cm	Ancho inicial de la viga
bv	90	cm	Peralte inicial de la viga
r	2.50	cm	Recubrimiento
Fm	1.20	adim.	Factor de mayoración
Lh	4.50	m	Long. horiz.viga
Lt	2.70	m	Long. transv.viga
b/h	0.17	adim.	NEC 2015- Secc.4.2.1
b/h >= 0.3			Comprobación de relación según NEC 2015
No Cumple con NEC2015			

2. Verificar si la viga tiene un comportamiento dúctil en función del acero de refuerzo, de acuerdo a la Tabla 10-7 de ASCE 41, (condición i).

Tabla 5. 2 Verificación para el acero superior

Fuente: Elaboración propia

Acero Superior - As			
nr_s	2	u	Num. refuerzo superior
Ø r_s	16	mm	Diam. refuerzo superior
A s	4.02	cm2	Área superior de acero
ρ (-)	0.2977	%	Cuantía negativa
ρ (-) < 0.5 ρ bal			Comprobación de cuantías
Viga Dúctil			

Tabla 5. 3 Verificación para el acero inferior

Fuente: Elaboración propia

Acero inferior - Ai			
nr_s	2	u	Diam. refuerzo inferior
Ø r_i	16	mm	Diam. refuerzo inferior
A i	4.02	cm2	Área inferior de acero
ρ (+)	0.2977	%	Cuantía postiva
ρ (+) > 0.5 ρ (-)			Comprobación de cuantías
Viga Dúctil			

3. Verificar si la viga necesita reforzamiento.

3.1 Verificación a Momento

Tabla 5. 4 Verificación a momento

Fuente: Elaboración propia

Momento			
Mres	12.43	tonf-m	Momento Resistente
Mult	4.11	tonf-m	Momento Ultimo
M res > M u			Condición para Reforzamiento
No Reforzar Viga			
Mpr1	17.38	tonf-m	Momento Probable 1
Mpr2	17.38	tonf-m	Momento Probable 2

Para el momento resistente usamos la siguiente ecuación:

$$M_{res} = 0.9 \left[(A_i - A_s) f_y \left(d' - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d' - d) \right] \quad (5-1)$$

Donde:

A_i: Área inferior (positiva)

A_s: Área superior (negativa)

f_y: Esfuerzo de fluencia de acero

d': Distancia efectiva

a: Distancia al bloque de compresión

d: Distancia al centroide del refuerzo

Para el momento último usamos la siguiente ecuación:

$$M_{ult} = \frac{0.65 \phi P_u L_t (L_h - a)^2}{8} \quad (5-2)$$

Donde:

φ: Factor para flexión (0.85)

P_u: Carga última

L_t: Distancia transversal para el área tributaria

L_h: Distancia horizontal para el área tributaria

Para el momento probable usamos la siguiente ecuación:

$$M_{prob} = 1.25 A_s f_y \left(d' - \frac{1.25 A_s f_y}{1.7 f'_c a} \right) \quad (5-3)$$

Donde:

f'_c: Resistencia del concreto

3.2 Verificación a Cortante

Tabla 5. 5 Verificación a cortante

Fuente: Elaboración propia

Cortante			
Vs	28.32	tonf	Corte de la armadura
Vc	10.42	tonf	Cortante
Vg	5.31	tonf	Corte por gravedad
Vpr	57.92	tonf	Corte probable
Vu	63.23	tonf	Corte actuante
V res	29.06	tonf	Corte Resistente
Vres > Vu			Condición para
Reforzar Viga			Reforzamiento

Para el corte en la armadura usamos la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_{st} f_y n_{rf} d'}{S_{st}} \quad (5-4)$$

Donde:

Ast: Área del estribo

nrf: Número de refuerzos

Sst: Separación del estribo

4. Evaluar entre la verificación a momento y cortante.

Tabla 5. 6 Evaluación final

Fuente: Elaboración propia

EVALUACIÓN FINAL	
Mres, Vres > Mu, Vu	
EVALUAR REFORZAMIENTO A CORTE O MOMENTO	
PRINCIPAL	CORTE
SECUNDARIO	MOMENTO
CORTE: PRINCIPAL	
Reforzar Viga	
Realizar Cálculos de Reforzamiento	

5.1.3 Evaluación para la columna

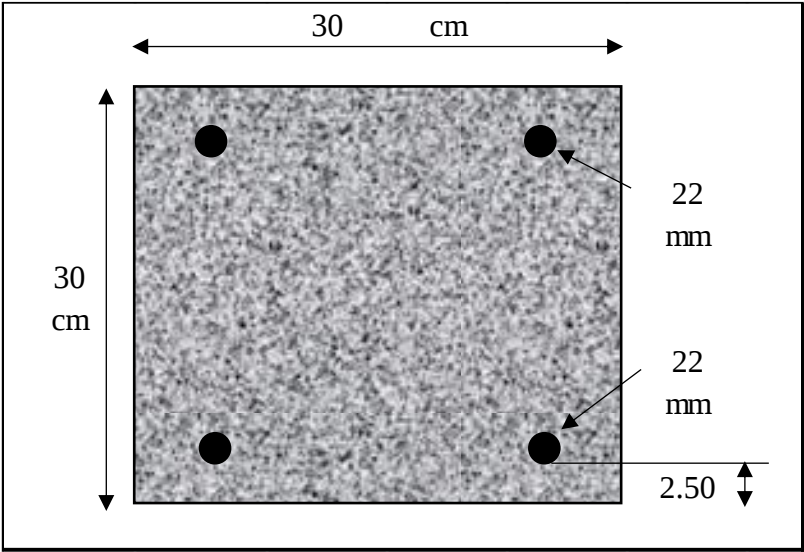


Figura 5. 2 Dimensiones iniciales C1

Fuente: Elaboración propia

1. Calcular la a compresión y el área mínima de la columna

Tabla 5. 7 Carga a compresión y área mínima

Fuente: Elaboración propia

Lh	2.25	m	Long. horiz.columna
Lt	2.70	m	Long. transv.columna
At	6.08	m2	Área tributaria
Fm	1.20	adim.	Factor de mayoración
Puc	15.18	tonf	Carga última de compresión
Ag min	199.22	cm2	Área mínima columna

Para la carga última de compresión usamos la siguiente ecuación:

$$P_{uc} = N_p P_u A_{tri}$$
 (5-5)

Donde:

Np: Número de pisos

Pu: Carga última

Atri: Área tributaria

Para el área mínima de columna usamos la siguiente ecuación:

$$A_{g_{\min}} = \frac{P_{uc}}{0.3 f'_c} \quad (5-6)$$

2. Determinar si la cuantía acero de refuerzo es mayor al 1%.

Tabla 5. 8 Comprobación de la cuantía de acero

Fuente: Elaboración propia

ac	30	cm	Ancho inicial de la columna
bc	30	cm	Peralte inicial de la columna
nrs	2	u	Num. refuerzo superior
nri	2	u	Num. refuerzo inferior
Ø r	22	mm	Diam. refuerzo longit.
Ø est	8	mm	Diam. estribo
S_st	13.2	cm	Separación de estribos
Nv	0	u	Número de vinchas
r	2.5	cm	Recubrimiento
Agh	900	cm2	Área total de la columna
N rs	4	u	Número total de refuerzos
As	15.20	cm2	Área total de acero
ρ s	1.69	%	Cuantía de acero
ρ s > 1 %			Condición para Cuantía de acero
Cumple			

3. Determinar si la cuantía del estribo es menor al 0.006 para tener una buena ductilidad.

Tabla 5. 9 Comprobación de la cuantía del estribo

Fuente: Elaboración propia

Cortante			
$\rho_{\text{ cort}}$	0.00254	adim.	Cuantía de estribos
$\rho_{\text{ cort}} < 0.006$			Condición para Cuantía para estribos
No Cumple			

Para la carga última de compresión usamos la siguiente ecuación:

$$\rho_{st} = A_{st} \left(\frac{2 + N_{vc}}{a_c S_{stc}} \right) \quad (5-7)$$

Donde:

Nvc: Número de vinchas

ac: Ancho de la columna

4. Comprobar la relación columna fuerte viga débil.

Tabla 5. 10 Comprobación relación columna fuerte viga débil

Fuente: Elaboración propia

Comprobacion Columna Fuerte - Viga Débil			
Mult	13.45	tonf-m	Momento Último
ΣM_{col}	13.45	tonf-m	Sum. Moment. Columna
ΣM_{vig}	34.75	tonf-m	Sum. Moment. Viga
$\Sigma M_{col} / \Sigma M_{vig} \geq 1.2$		0.39	Condición para Columna Fuerte - Viga Débil
No Cumple			

5. Determinar las condiciones para la relación nudo fuerte viga débil.

Tabla 5. 11 Condiciones para la relación nodo fuerte viga débil

Fuente: Elaboración propia

Condiciones para NF-VD			
T1	21.10	tonf	Fuerza de Tensión 1
T2	21.10	tonf	Fuerza de Tensión 2
Vcol	57.92	tonf	Corte en la columna
Vj	-15.72	tonf	Corte en el nudo
INT	5.30	adim.	Ubicación Col. Interna
CEN	4.00	adim.	Ubicación Col. Central
ESQ	3.20	adim.	Ubicación Col. Esquina
TIPO	ESQ	adim.	Ubicación Columna
Factor α	3.20	adim.	Factor Ubicación Columna
av > 0.75 ac			Condición para el Factor u
Disminuir Factor α			
α def	3.20	adim.	Factor definitivo Columna
Ac	675.00	cm2	Área de confinamiento
Vn	26.38	tonf	Resistencia de nudo

Para las fuerzas de tensión en los refuerzos de las vigas usamos la siguiente ecuación:

$$T = 1.25 A_{ref} f_y \quad (5-8)$$

Donde:

A_{ref}: Área del refuerzo

Para el cortante en la columna usamos la siguiente ecuación:

$$V_{col} = \frac{M_{prob1} + M_{prob2}}{L_h - a_{fr} - 4b_v} \quad (5-9)$$

Donde:

a_{fr}: Dimensión final de la columna en el recrecido

b_v: Peralte inicial de la viga

Para el cortante en el nodo usamos la siguiente ecuación:

$$V_j = T_{1ref} + T_{2ref} + V_{col} \quad (5-10)$$

Para el área de confinamiento usamos la siguiente ecuación:

$$A_{conf} = \left(\frac{a_v + a_{fr}}{2} \right) b_{fr} \quad (5-11)$$

Donde:

b_{fr}: Dimensión final de la columna en el recrecido

Para la resistencia del nudo usamos la siguiente ecuación:

$$V_{nod} = 0.8 \alpha A_{conf} \sqrt{f'_c} \quad (5-12)$$

Donde:

α: Constante que toma en cuenta la ubicación de la columna

6. Realizar a comprobación de la relación nudo fuerte viga débil.

6.1 Condiciones actuantes

Tabla 5. 12 Condiciones actuantes

Fuente: Elaboración propia

Actuante			
Vj	-15.72	tonf	Corte en el nudo
bv	90	cm	Dimensión vertical
Ø rv max	16	mm	Diam. Max. Refuerzo
Dadher	32	cm	Distancia de Adherencia

6.2 Condiciones resistentes

Tabla 5. 13 Condiciones resistentes

Fuente: Elaboración propia

Resistente			
Vn	26.38	tonf	Corte nominal
bc	30	cm	Dimensión vertical
Dadherc	30	cm	Distancia de Adherencia

7. Realizar la comprobación para nudo fuerte viga débil.

Tabla 5. 14 Comprobación para NF-VD

Fuente: Elaboración propia

C1: $V_n > V_j$	Condición para Cortante
Cumple	
C2: $bc > bv$	Condición para el Ancho
No Cumple	
C3: $Dadherc > Dadher$	Condición para Adherencia
No Cumple	
CT: $C1 * C2 * C3 = 1$	Condición para Nudo Fuerte - Viga Débil
No Cumple NF-VD	

8. Evaluación para reforzamiento

8.1 Evaluación por área necesaria

Tabla 5. 15 Evaluación por área

Fuente: Elaboración propia

Evaluación por Área			
Ag falt	0.00	cm2	Área faltante de concreto
Agh > Ag min			Comprobación para recrecido
a 1	30	cm	Ancho columna si existe recrecido
b 1	30	cm	Peralte columna si existe recrecido
No Reforzar			Área para definir el recrecido

Para el área faltante usamos la siguiente ecuación:

$$Ag_{falt} = Ag_{min} - Ag_h \quad (5-13)$$

Donde:

Ag min: Área mínima de hormigón

Ag h: Área bruta de hormigón

8.2 Evaluación por Adherencia

Tabla 5. 16 Evaluación por adherencia

Fuente: Elaboración propia

Evaluación por Adherencia			
Adher res <= Adher act			Comprobación por adherencia
Reforzar			
a 2	32	cm	Ancho necesario por adherencia
b 2	32	cm	Ancho necesario por adherencia

Para la adherencia resistente usamos la siguiente ecuación:

$$Adh_{res} = 20 \phi_{ref} \quad (5-14)$$

Donde:

Φ ref: Diámetro del acero de reforzamiento

Para la adherencia actuante usamos la siguiente ecuación:

$$Adh_{act} = b_c \quad (5-15)$$

Donde:

bc: Peralte inicial de la columna

5.2 Reforzamiento de los elementos

5.2.1 Reforzamiento para vigas usando encamisado

Para las vigas, se realizará el reforzamiento a través de un encamisado, debido a que el mismo es más rápido respecto al recrecido de hormigón, teniendo presente que el uso de perfiles angulares y platinas sirven para mejorar la capacidad de la viga a cortante.

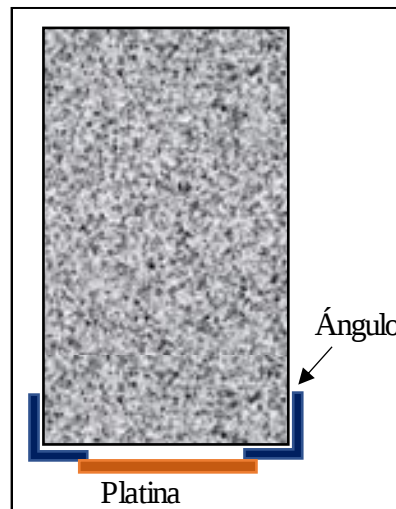


Figura 5. 3 Encamisado de vigas

Fuente: Elaboración propia

5.2.1.2 Procedimiento

a. Verificación para los ángulos

1. Se determinan las propiedades de sección del ángulo a usar.

Tabla 5. 17 Propiedades de sección del ángulo**Fuente:** Elaboración propia

Datos del ángulo			
na	2	adim.	Número ángulos
fya	36	ksi	Esfuerzo material
ba	5.0	cm	Ancho
ta	0.6	cm	Espesor
wa	10.47	kgf/m	Peso/m
b/t			AISC 360-22
Elem. Atiesado			
Aa	5.64	cm2	Área ángulo
Ix	13.13	cm4	Momento Inercia
rx	1.53	cm	Radio de giro
Cg	1.47	cm	Centro gravedad
n	10.92	adim.	Hormigon/Acero
Aef	43.88	cm2	Área efectiva
a1	7.50	cm	Factor para X
b1	43.88	cm2	Factor para X
c1	-3769.67	cm3	Factor para X
X	19.68	cm	Dist. al Cg
Itransp	3768.18	cm4	Inercia transportada
fya	2530	kg/cm2	Esfuerzo material

Para el factor que toma en cuenta la relación entre acero y hormigón **n**, usamos la siguiente ecuación:

$$n = \frac{E_s}{12600 \sqrt{f'_{cv}}} \quad (5-16)$$

Donde:

Es: Módulo de elasticidad del acero

f'cv: Resistencia del hormigón para la viga

Para el área efectiva, usamos la siguiente ecuación:

$$A_{efe} = n A_{sv} \quad (5-17)$$

Donde:

Asv: Área del acero superior de la viga

2. Se determina si la viga dispone de la capacidad a momento, por lo cual, se compara el momento resultante (**M_{res}**) calculado con el momento último (**M_{ult}**), dicho valor se lo denominará momento faltante.

$$M_{res} > M_{ult} \quad (5-18)$$

M falt	0.00	tonf-m	Momento Faltante
---------------	-------------	--------	------------------

3. Se determina el momento adicional **M_{adic}** que proporciona la sección usada, en este caso el ángulo, si el mismo es mayor que el **M_{falt}**, entonces la sección usada será correcta.

Tabla 5. 18 Momento adicional agregado por el ángulo

Fuente: Elaboración propia

Momento			
M_{adic}	4.84	tonf-m	Momen. Aporte
M_{adi} > M_{falt}			Condición para el
Ángulo Correcto			ángulo usado

b. Verificación para las platinas

4. Se seleccionan las dimensiones de las platinas a usar.

Tabla 5. 19 Datos de la platina

Fuente: Elaboración propia

Datos de Platina			
N_{plat}	4	u	Núm. de platinas
N_{apoyos}	4	u	Núm. de apoyos
bp	10.0	cm	Ancho platina
tp	0.9	cm	Espesor platina

5. Se determinan las ubicaciones de las platinas a usar.

Tabla 5. 20 Ubicación de las platinas

Fuente: Elaboración propia

L libre	36.36	cm	Long. Libre
L_{max ubi}	91.53	cm	Máx. ubic. platina
L libre > L_{max ubi}			Condición número de
N apoyos correcto			apoyos

Para la longitud libre, usamos la siguiente ecuación:

$$L_{libre} = \frac{L_h - a_v}{N_{ap} + 1} \quad (5-19)$$

Donde:

Nap: Número de apoyos

Para la longitud de ubicación máxima, usamos la siguiente ecuación:

$$L_{max} = 60 r_x \quad (5-20)$$

Donde:

rx: Radio de giro

c. Se verifica si el reforzamiento usando el ángulo y platinas son correctos.

Tabla 5. 21 Verificación de la platina

Fuente: Elaboración propia

Verificacion de la Platina			
Vs falt	37.59	tonf	Corte Falt Estribos
Vs ref	40.34	tonf	Corte platina
Vsref > Vs falt			Condición parámetros
N apoyos, bp, tp Correctas			platina

Para el corte faltante en los estribos, usamos la siguiente ecuación:

$$V_{s_{falt}} = V_u - V_{res} \quad (5-21)$$

Para el corte generado por la platina de refuerzo, usamos la siguiente ecuación:

$$V_{s_{ref}} = \frac{0.75 N_{pl} d' b_p t_p f_{ya}}{L_{libre}} \quad (5-22)$$

Donde:

Npl: Número de platinas

bp: Ancho de la platina

tp: Espesor de la platina

Tabla 5. 22 Verificación del ángulo**Fuente:** Elaboración propia

Verificación del Ángulo			
Mres ref	17.27	tonf-m	Momento del Refuerzo
Mres ref > Mult			Condición para Reforzamiento
Reforzamiento Correcto			

Para el momento resistente generado por la platina de refuerzo, usamos la siguiente ecuación:

$$Mres_{ref} = Mres_v + Madic_a \quad (5-23)$$

Donde:

Madic: Momento que aporta el ángulo

Mres: Momento resistente de la viga

5.2.2 Reforzamiento para columnas usando encamisado

5.2.2.1 Procedimiento

a. Verificación para los ángulos

1. Se determinan las propiedades de sección del ángulo a usar.

Tabla 5. 23 Propiedades del ángulo**Fuente:** Elaboración propia

Datos del ángulo			
na	4	adim.	Número ángulos
fya	50	ksi	Esfuerzo material
ba	10.0	cm	Ancho
ta	1.2	cm	Espesor
wa	10.47	kgf/m	Peso/m
b/t			AISC 360-22
Elem. Atiesado			
Aa	22.56	cm2	Área ángulo
Ix	210.01	cm4	Momento Inercia
rx	3.05	cm	Radio de giro
Cg	2.94	cm	Centro gravedad
fya	3514	kg/cm2	Esfuerzo material

2. Se determinan las ubicaciones de las platinas y su cuantía.

Tabla 5. 24 Propiedades de la platina

Fuente: Elaboración propia

Datos de Platina			
N apoyos	4	u	Núm. de apoyos
bp	15.0	cm	Ancho platina
tp	1.5	cm	Espesor platina
L libre	67	cm	Long. Libre
Ap	22.50	cm2	Area de la platina
ρ plat	0.0224	adim.	Cuantía de platina
ρ plat > 0.006			Condicion para revisión de platina
Platina Correcta			

Para el momento resistente generado por la platina de refuerzo, usamos la siguiente ecuación:

$$L_{libre} = \frac{H_e - H_{losa}}{N_{apoy} + 1} \quad (5-24)$$

Donde:

He: Altura de entrepiso

H losa: Altura de la losa

Napoy: Número de apoyos

Para la cuantía generada por la platina de refuerzo, usamos la siguiente ecuación:

$$\rho_{platina} = \frac{2 A_{pe}}{a_c L_{libre}} \quad (5-25)$$

Donde:

Ape: Área de la platina

ac: Ancho de la columna inicial

3. Se determinan la esbeltez y cargas en el ángulo

Tabla 5. 25 Esbeltez y cargas en el ángulo

Fuente: Elaboración propia

Esbeltez Ángulo			
esb	77.57	adim.	Esbetez
Fe	3444.77	kgf/cm2	Esfuerzo de Euler

Cargas en el ángulo			
Puc	15.18	tonf	Carga última a compresión
Pres	186.21	tonf	Carga resiatente
Pres > Puc			Condición para el ángulo
Ángulo Correcto			

Para determinar la esbeltez del ángulo según AISC 360 - capítulo E5, usamos la siguiente ecuación:

$$\frac{L}{r_a} \leq 75 \quad (5-26)$$

$$\frac{L_c}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_a}$$

$$\frac{L}{r_a} > 75 \quad (5-27)$$

$$\frac{L_c}{r} = 45 + \frac{L}{r_a}$$

Donde:

Lc: Longitud libre

r: Radio de giro

Para determinar la carga de Euler del ángulo según AISC 360 - capítulo E3, usamos la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (5-28)$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

Para determinar la carga resistente según AISC 360 - capítulo E3, usamos la siguiente ecuación:

$$\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5-29)$$

$$F_n = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

$$\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5-30)$$

$$F_n = 0.877 F_e$$

Donde:

Fy: Esfuerzo de fluencia

4. Se determina el número de pernos para a conexión entre la columna y su parte superior.

Tabla 5. 26 Valores para la placa de unión

Fuente: Elaboración propia

Placa de unión			
It	13963.96	cm4	Inercia total ángulos
Nper a	4	u	Num.pernos en dir. a
Nper b	4	u	Num.pernos en dir. b
Nper t	12	u	Num.total pernos
Ø perno	3/8	in	Diametro perno
Ap	0.71	cm2	Área del perno

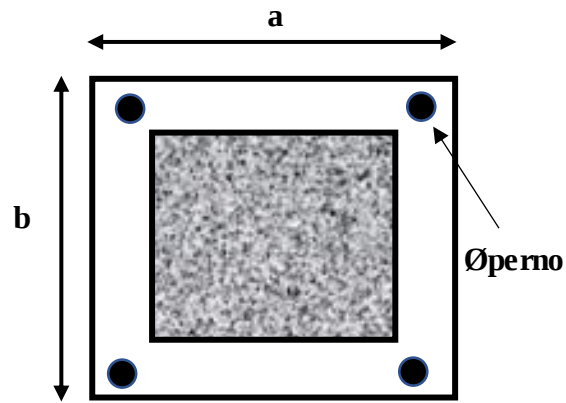


Figura 5. 4 Placa de unión

Fuente: Elaboración propia

5. Se determina las cargas en los pernos, así como los momentos en los ángulos, para verificar que la carga total en los pernos sea mayor que el córtate último en la columna.

Tabla 5. 27 Cargas y momentos en la columna reforzada

Fuente: Elaboración propia

Cargas y Momentos			
M ult ang	32.71	tonf-m	Momento último ángulo
M col ori	13.45	tonf-m	Momento col. Original
Mult col	46.16	tonf-m	Momento último column.
Vu	13.78	tonf	Cortante último
Qemb	1.43	tonf	Resist.perno embebido
Qt	17.17	tonf	Resist. total embebido
Qt > Vu			Condición para pernos
Cumple			

Para determinar el momento último en los ángulos, usamos la siguiente ecuación:

$$M_{ult\ ang} = \frac{2 f_{ya} I_t}{a_c} \quad (5-31)$$

Donde:

It: Inercia total de los ángulos

Para determinar el momento último en la columna, usamos la siguiente ecuación:

$$M_{ult\ col} = M_{ult\ ang} + M_{col\ inicial} \quad (5-32)$$

Donde:

M ult ang: Momento último en los ángulos

M col inicial: Momento inicial de la columna

Para determinar el cortante último en la columna, usamos la siguiente ecuación:

$$V_{ult\ col} = \frac{M_{ult\ col}}{H_e - H_{losa}} \quad (5-33)$$

Para determinar la resistencia del perno embebido, usamos la siguiente ecuación:

$$Q_{emb} = 0.3 A_{perno} \sqrt{E_v f'_{cv}} \quad (5-34)$$

Donde:

Ev: Modulo de Elasticidad del concreto para la viga

Aperno: Área del perno

6. Se realiza la comprobación de columna fuerte viga débil.

Tabla 5. 28 Comprobación de columna fuerte viga débil

Fuente: Elaboración propia

Comprobacion Columna Fuerte - Viga Débil			
$\sum M_{col}$	46.16	tonf-m	Sum. Moment.Columna
$\sum M_{vig}$	34.75	tonf-m	Sum. Moment.Viga
$\sum M_{col} / \sum M_{vig} \geq 1.2$		1.33	Condición para Columna
Cumple			Fuerte - Viga Débil

5.2.3 Reforzamiento para columnas usando recrecido de hormigón

5.2.3.1 Procedimiento

En cálculos anteriores se determinó que la columna se debe reforzar sea por encamisado o por recrecido, este último se lo realiza en función de la longitud de adherencia del acero de refuerzo de la viga embebido en la columna.

1. Se determina si se requiere aumentar las dimensiones iniciales de la columna (30x30), si no se requiere, debido a la adherencia se tomará una dimensión inicial de 10cm (Guaño, 2018).

Tabla 5. 29 Comprobación para aumentar la sección inicial

Fuente: Elaboración propia

d re min	10	cm	Ancho mínimo para recrecido
xo rec	0.00	cm	Aumento de columna (recrecido) por área
xo rec <= d re min			Aumento inicial de columna (recrecido)
Usar d re min			

2. Se realiza un proceso iterativo a través de la variable **Xrec def**, la cual indicará la dimensión final del recrecido, para las condiciones debido a falta de área, por adherencia o los dos efectos combinados, así como la comprobación de la relación b/h.

Tabla 5. 30 Dimensiones finales para la columna

Fuente: Elaboración propia

X rec def	18	cm	Recrecido definitivo
fc	210	kgf/cm2	Resistencia del concreto para recrecido
fc rec	210	kgf/cm2	Resistencia sin recrecido
a area	30	cm	Ancho columna por área
b area	30	cm	Peralte columna por área
a adhe	50	cm	Ancho columna por adherencia
b adhe	50	cm	Peralte columna por adherencia
a ar_adh	50	cm	Ancho columna por área y adherencia
b ar_adh	50	cm	Peralte columna por área y adherencia
a rec	50	cm	Ancho columna para recrecido
b rec	50	cm	Peralte columna para recrecido
a/b	1.00	adim.	NEC 2015- Secc.4.2.1
b/h >= 0.3			Comprobación de relación según NEC 2015
Cumple con NEC2015			

Para determinar las dimensiones finales (**aref**, **bref**) para el recrecido de la columna, usamos la siguiente ecuación:

$$a_{ref} = \text{Max}(a_{area}; a_{adher}; a_{area\ adher}) \quad (5-35)$$

$$b_{ref} = \text{Max}(b_{area}; b_{adher}; b_{area\ adher}) \quad (5-36)$$

Donde:

a area: Ancho de la columna evaluada para la condición de área

a adher: Ancho de la columna evaluada para la condición de adherencia

a área adher: Ancho de la columna evaluada para la condición de área y adherencia

b area: Peralte de la columna evaluada para la condición de área

b adher: Peralte de la columna evaluada para la condición de adherencia

b área adher: Peralte de la columna evaluada para la condición de área y adherencia

3. Se calculan el área de recrecido, área final y mínima para el recrecido de la columna.

Tabla 5. 31 Áreas para el recrecido de columna

Fuente: Elaboración propia

Ag rec	3456	cm2	Área de concreto recrecido
Ag final	4356	cm2	Área total de concreto recrecido
As min	40.78	cm2	Acero mínimo en el recrecido

Para determinar el área para el recrecido de la columna, usamos la siguiente ecuación:

$$Ag_{rec} = (a_c + 2x_{rec\ def})(b_c + 2x_{rec\ def}) - Ag_h \quad (5-37)$$

Donde:

ac: Ancho de la columna original

bc: Peralte de la columna original

xrec: Incremento del hormigón

Ag_h: Área bruta de la sección de la columna

Para determinar el área de acero mínimo de la columna, usamos la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = 1.1(0.012 A_{g_{\text{final}}} - A_{stc}) \quad (5-38)$$

Donde:

Ag final: Área total del concreto en el recrecido

Ast: Área de acero

4. A través de un proceso iterativo con el número de refuerzos y diámetros, se determina si el área de acero de refuerzo es mayor que el área de refuerzo mínima.

Tabla 5. 32 Comprobación para el acero de reforzamiento

Fuente: Elaboración propia

nra	4	u	Número de varillas en sentido a rec
nrb	4	u	Número de varillas en sentido b rec
nra f	4	u	Número de varillas final en a rec
nrb f	4	u	Número de varillas final en b rec
Ø r	22	mm	Diam. refuerzo longit. recrecido
Ø r f	22	mm	Diam. refuerzo longit. final recrecido
n vr	12	u	Número de varilas de refuerzo
As ref	45.59	cm2	Área total de acero en el recrecido
As ref > As min			Condición para Acero de refuerzo para el recrecido
Acero de Ref. Correcto			

5. A través de un proceso iterativo se determina las dimensiones para los estribos.

Tabla 5. 33 Comprobación para las dimensiones de estribos

Fuente: Elaboración propia

Ø est rec	12	mm	Diam. estribo en el recrecido
Ø est rec f	12	mm	Diam. estribo final en el recrecido
Smax est	10.0	cm	Separación max. estribo en el recrecido
S est recr	10	cm	Separación estribo en el recrecido
S est recr ≤ Smax est			Condición para separación de estribos en el recrecido
Separación Estr.Correctos			
Srecr f	10.0	cm	Separación final estribo en el recrecido
ρ estr	0.00706	adim.	Cuantía estribos
ρ estr > 0.006			Condición para Cuantía para estribos
Estribos Correctos			

Para determinar la cuantía total de los estribos, usamos la siguiente ecuación:

$$\rho_{est} = \frac{\pi \phi_{est\ final}^2}{2 a_{final\ rec} S_{rec\ final}} + \rho_{cort} \quad (5-39)$$

Donde:

$\Phi_{est\ final}$: Diámetro final del estribo para el recrecido

$a_{final\ rec}$: Ancho final de la columna en el recrecido

$S_{rec\ final}$: Separación final de los estribos en el recrecido

6. Con las nuevas dimensiones, número de refuerzos y estribos, se procede a verificar la relación columna fuerte viga débil (CF-VD), siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 4.

Tabla 5. 34 Comprobación CF-VD

Fuente: Elaboración propia

Columna Fuerte - Viga Débil			
d' rec	45.20	cm	Altura efectiva
d rec	4.80	cm	Dist. Centroides superior
Cbc	27.12	cm	Distancia bloque compresion
fc	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
Mult rec	53.48	tonf-m	Momento Último en el Recrecido
$\sum M_{colr}$	53.48	tonf-m	Sum. Moment. Columna
Mpr1r	17.38	tonf-m	Momento Probable 1 Viga
Mpr2r	17.38	tonf-m	Momento Probable 2 Viga
$\sum M_{vigr}$	34.75	tonf-m	Sum. Moment. Viga
$\sum M_{colr} / \sum M_{vigr} \geq 1.2$	1.54		Condición para Columna Fuerte - Viga
Cumple			Débil

7. Se procede a determinar los parámetros requeridos para evaluar la relación nudo fuerte viga débil (NF-VD), siguiendo el procedimiento descrito anteriormente.

Tabla 5. 35 Parámetros requeridos para evaluar NF-VD

Fuente: Elaboración propia

T1 rec	21.10	tonf	Fuerza de Tensión 1
T2 rec	21.10	tonf	Fuerza de Tensión 2
Vcol rec	86.88	tonf	Corte en la columna
Vj rec	-44.68	tonf	Corte en el nudo
INT	5.30	adim.	Ubicación Col. Interna
CEN	4.00	adim.	Ubicación Col. Central
ESQ	3.20	adim.	Ubicación Col. Esquina
TIPO	ESQ	adim.	Ubicación Columna
Factor α	3.20	adim.	Factor Ubicación Columna
av < 0.75 a rec			Condición para el Factor u
Disminuir Factor α			
α def	3.20	adim.	Factor definitivo Columna
Ac	1625.00	cm2	Área de confinamiento
Vn	63.50	tonf	Resistencia de nudo

8. Se determinan valores de cortes y dimensiones finales para las condiciones actuantes y resistentes para evaluar a condición nudo fuerte viga débil (NF-VD), siguiendo el procedimiento descrito anteriormente.

Tabla 5. 36 Valores para condición actuante y resistente

Fuente: Elaboración propia

Actuante			
Vj r	-44.68	tonf	Corte horizontal
bv	90	cm	Dimensión vertical
$\emptyset_{rv \text{ max}}$	16	mm	Diam. Max. Refuerzo
Dadher	32	cm	Adherencia
Resistente			
Vnr	63.50	tonf	Corte horizontal
bcr	50	cm	Dimensión vertical
Dadherc	50	cm	Adherencia

9. Se evalúa la condición nudo fuerte viga débil (NF-VD), siguiendo el procedimiento descrito anteriormente.

Tabla 5. 37 Comprobación condición NF-VD

Fuente: Elaboración propia

C1: $V_{nr} > V_{jr}$	Condición para Cortante
Cumple	
C2: $b_{cr} > b_v$	Condición para el Ancho
No Cumple	
C3: $D_{adherc} > D_{adher}$	Condición para Adherencia
Cumple	
CT: $C1 * C2 * C3 = 1$	Condición para Nudo Fuerte - Viga Débil
No Cumple NF-VD	

10. Se realiza una comparación entre la curva de interacción de la columna original y la curva de la columna reforzada.

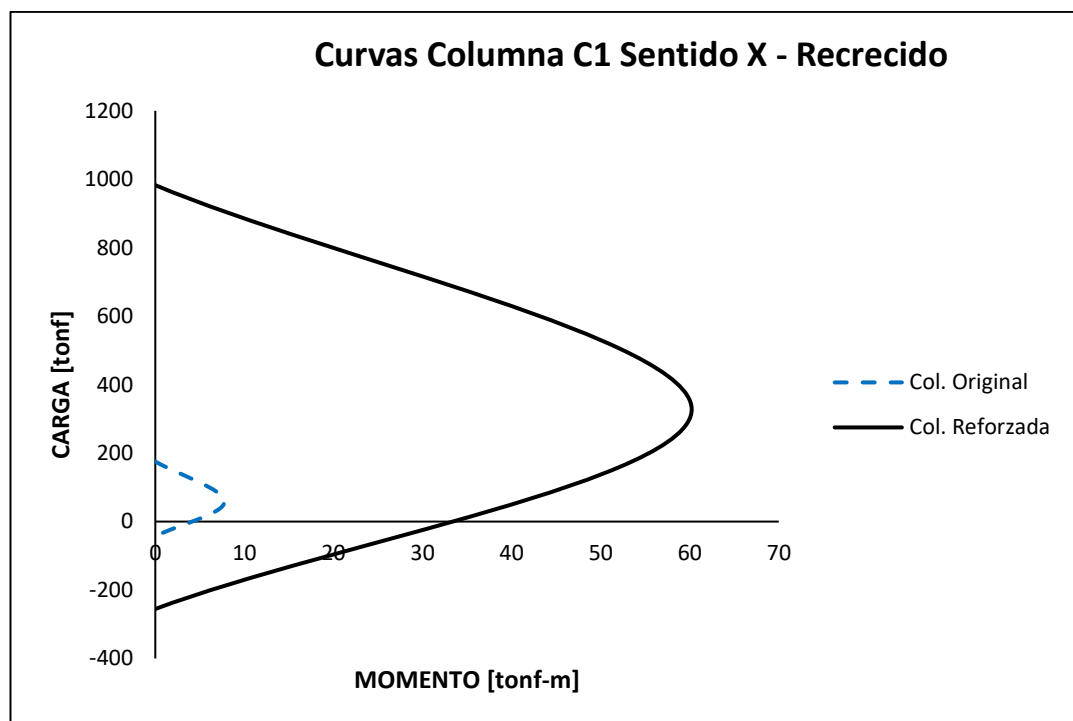


Figura 5. 5 Curva original y reforzada para la C1

Fuente: Elaboración propia

En este caso, la columna reforzada por recrecido no cumple el criterio NF-VD, esto se debe a que el perlarte de la viga es muy grande (90cm), por lo cual, para poder cumplir con el criterio se debería incrementar la dimensión de la columna hasta un valor de 90cm, lo cual resulta impráctico.

La comprobación anterior nos indica que la columna se deberá reforzar únicamente por encamisado.

El análisis anterior se lo realizó para la C1 y V2 correspondiente al eje X, a continuación, se muestra los resultados para cada columna y viga de cada piso en sentido X e Y.

Tabla 5. 38 Resumen para cada columna en el sentido X - Piso 1

Fuente: Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 1				
Item	Dirección X			
	Col. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Col. Final [cm]
C1	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C2	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C3	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C4	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C5	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C6	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C7	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C8	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C9	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C10	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C11	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C12	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C13	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C14	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C15	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C16	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30

Tabla 5. 39 Resumen para cada viga en el sentido X - Piso 1

Fuente: Elaboración propia

VIGAS - PISO 1				
Item	Dirección X			
	Vig. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Corte/Momento/SR
V2	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V3	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V4	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V4	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V6	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V7	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V8	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V8	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V9	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V10	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V11	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V11	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V12	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V13	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V14	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte
V14	15 x 90	Reforzar	Encamisado	Corte

Tabla 5. 40 Resumen para cada columna en el sentido Y - Piso 1

Fuente: Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 1				
Item	Dirección Y			
	Col. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Col. Final [cm]
C1	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C2	30 x 30	No Reforzar	No Reforzar	30 x 30
C3	30 x 30	No Reforzar	No Reforzar	30 x 30
C4	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C5	30 x 30	No Reforzar	No Reforzar	30 x 30
C6	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C7	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C8	30 x 30	No Reforzar	No Reforzar	30 x 30
C9	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C10	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C11	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C12	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C13	30 x 30	Reforzar	Encamisado	30 x 30
C14	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C15	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30
C16	30 x 30	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 30 x 30

Tabla 5. 41 Resumen para cada viga en el sentido Y - Piso 1

Fuente: Elaboración propia

VIGAS - PISO 1				
Item	Dirección Y			
	Vig. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Corte/Momento/SR
V24	15 x 90	No Reforzar	No Reforzar	SR
V21	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V18	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V15	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V25	15 x 90	No Reforzar	No Reforzar	SR
V22	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Corte
V19	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Corte
V16	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V26	15 x 90	No Reforzar	No Reforzar	SR
V23	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V20	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V17	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V26	15 x 90	No Reforzar	No Reforzar	SR
V23	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V20	20 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V17	20 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR

Tabla 5. 42 Resumen para cada columna en el sentido X - Piso 2

Fuente: Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 2				
Item	Dirección X			
	Col. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Col. Final [cm]
C1	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C2	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C3	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C4	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C5	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C6	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C7	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C8	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C9	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C10	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C11	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C12	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C13	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C14	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C15	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C16	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25

Tabla 5. 43 Resumen para cada viga en el sentido X - Piso 2

Fuente: Elaboración propia

VIGAS - PISO 2				
Item	Dirección X			
	Vig. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Corte/Momento/SR
V1	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V2	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V3	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V3	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V4	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V5	15 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V6	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V6	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V7	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V8	15 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V9	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V9	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V10	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V11	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V12	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V12	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR

Tabla 5. 44 Resumen para cada columna en el sentido Y - Piso 2

Fuente: Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 2				
Item	Dirección Y			
	Col. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Col. Final [cm]
C1	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C2	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C3	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C4	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C5	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C6	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C7	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C8	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C9	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C10	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C11	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C12	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C13	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C14	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C15	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25
C16	25 x 25	Reforzar	Recrecido / Encam.	50 x 50 / 25 x 25

Tabla 5. 45 Resumen para cada viga en el sentido Y - Piso 2

Fuente: Elaboración propia

VIGAS - PISO 2				
Item	Dirección Y			
	Vig. Original [cm]	Condición	Tipo de Reforz.	Corte/Momento/SR
V22	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V19	20 x 45	No Reforzar	No Reforzar	SR
V16	20 x 45	No Reforzar	No Reforzar	SR
V13	15 x 50	Reforzar	Encamisado	Momento
V23	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V20	20 x 45	Reforzar	Encamisado	Momento
V17	20 x 45	Reforzar	Encamisado	Momento
V14	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V24	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V21	20 x 45	No Reforzar	No Reforzar	SR
V18	20 x 45	No Reforzar	No Reforzar	SR
V15	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V24	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR
V21	20 x 45	No Reforzar	No Reforzar	SR
V18	20 x 45	No Reforzar	No Reforzar	SR
V15	15 x 50	No Reforzar	No Reforzar	SR

A continuación, se muestran las dimensiones de los perfiles usados para el encamisado de vigas y columnas, así como el recrecido únicamente para columnas.

a. Para encamisado de vigas y columnas

Tabla 5. 46 Perfiles para vigas del piso 1 en sentido X

Fuente: Elaboración propia

PISO 1 - SENTIDO X				
Viga	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
V2-3-4-12-13-14	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	4	PL 9 x 100	Inferior
V6-7-8-11	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	4	PL 6 x 100	Inferior
V9-10	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	4	PL 15 x 150	Inferior

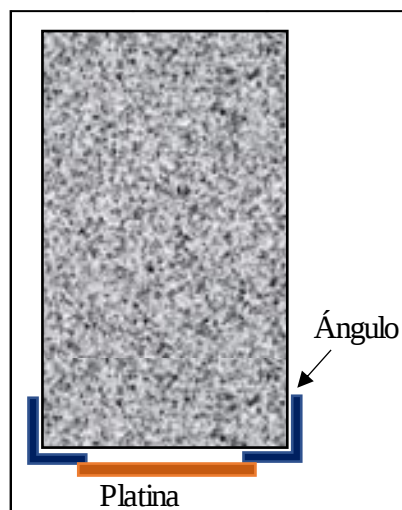


Figura 5. 6 Configuración del reforzamiento en vigas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. 47 Perfiles para vigas del piso 1 en sentido Y

Fuente: Elaboración propia

PISO 1 - SENTIDO Y				
Viga	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
V15-16-17-25-26	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	5	PL 6 x 100	Inferior
V18-19-20-21-22-23-24	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	5	PL 15 x 150	Inferior

Tabla 5. 48 Perfiles para vigas del piso 2 en sentido X

Fuente: Elaboración propia

PISO 2 - SENTIDO X				
Viga	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
V2-3-4-6-7-9-10-11-12	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	5	PL 6 x 100	Inferior
V5-8	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	4	PL 9 x 100	Inferior

Tabla 5. 49 Perfiles para vigas del piso 2 en sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2 - SENTIDO Y				
Viga	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
V13	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	5	PL 9 x 100	Inferior
V14-15-16-18-19-21-22-23-	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	5	PL 6 x 100	Inferior
V17-20	Ángulo	2	L 6 x 50 x 50	Inferior
	Platina	5	PL 15x 150	Inferior

Tabla 5. 50 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido X**Fuente:** Elaboración propia

PISO 1 - SENTIDO X				
Col.	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
Col Ref Encamisado	Ángulo	4	L 12 x 100 x 100	Esquinas
	Platina	4	PL 15 x 150	Lados

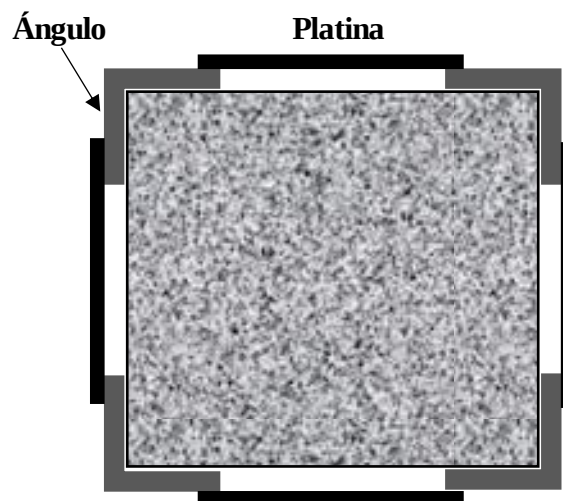
**Figura 5. 7** Configuración del reforzamiento en columnas**Fuente:** Elaboración propia

Tabla 5. 51 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

PISO 1 - SENTIDO Y				
Col.	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
Col Ref Encamisado	Ángulo	4	L 12 x 100 x 100	Esquinas
	Platina	4	PL 15 x 150	Lados

Tabla 5. 52 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido X**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2 - SENTIDO X				
Col.	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
Col Ref Encamisado	Ángulo	4	L 12 x 100 x 100	Esquinas
	Platina	4	PL 15 x 150	Lados

Tabla 5. 53 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2 - SENTIDO Y				
Col.	Descripción	Cant.	Identificación	Ubicación
Col Ref Encamisado	Ángulo	4	L 12 x 100 x 100	Esquinas
	Platina	4	PL 15 x 150	Lados

a. Para el recrecido de las columnas**Tabla 5. 54** Perfiles para columnas del piso 1 en sentido X**Fuente:** Elaboración propia

PISO 1 - SENTIDO X				
Col.	Descripción	Ident.	Dimensión	Unidad
Col Ref Recrecido (Todas)	Recrecido	X r	18	cm
	Ancho	a r	50	cm
	Peralte	b r	50	cm
	Recubrimiento	r	2.5	cm
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	4	adim.
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	4	adim.
	Num. Total Refuerzos	nv r	12	adim.
	Diam. final refuerzos	Ø r f	22	mm
	Diam. final estribos	Ø est r	12	mm
	Separación Estribos	S est r	10	cm

Tabla 5. 55 Perfiles para columnas del piso 1 en sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

PISO 1 - SENTIDO Y				
Col.	Descripción	Ident.	Dimensión	Unidad
Col Ref Recrecido 1-4- 6-7-9-10-11-12- 13-14-15-16	Recrecido	X r	18	cm
	Ancho	a r	50	cm
	Peralte	b r	50	cm
	Recubrimiento	r	2.5	cm
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	4	adim.
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	4	adim.
	Num. Total Refuerzos	nv r	12	adim.
	Diam. final refuerzos	Ø r f	22	mm
	Diam. final estribos	Ø est r	12	mm
	Separación Estribos	S est r	10	cm
Col Ref Recrecido 2-3- 5-8	Recrecido	X r	SN	---
	Ancho	a r	SN	---
	Peralte	b r	SN	---
	Recubrimiento	r	SN	---
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	SN	---
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	SN	---
	Num. Total Refuerzos	nv r	SN	---
	Diam. final refuerzos	Ø r f	SN	---
	Diam. final estribos	Ø est r	SN	---
	Separación Estribos	S est r	SN	---

Tabla 5. 56 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido X**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2 - SENTIDO X				
Col.	Descripción	Ident.	Dimensión	Unidad
Col Ref Recrecido 1-2-3	Recrecido	X r	22	cm
	Ancho	a r	50	cm
	Peralte	b r	50	cm
	Recubrimiento	r	2.5	cm
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	4	adim.
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	4	adim.
	Num. Total Refuerzos	nv r	16	adim.
	Diam. final refuerzos	Ø r f	22	mm
	Diam. final estribos	Ø est r	10	mm
	Separación Estribos	S est r	10	cm
Col Ref Recrecido 4-5-6-7-8-9-10-11-12-13-14-15-16	Recrecido	X r	22	cm
	Ancho	a r	50	cm
	Peralte	b r	50	cm
	Recubrimiento	r	2.5	cm
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	5	adim.
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	5	adim.
	Num. Total Refuerzos	nv r	16	adim.
	Diam. final refuerzos	Ø r f	22	mm
	Diam. final estribos	Ø est r	10	mm
	Separación Estribos	S est r	10	cm

Tabla 5. 57 Perfiles para columnas del piso 2 en sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

PISO 2 - SENTIDO Y				
Col.	Descripción	Ident.	Dimensión	Unidad
Col Ref Recrecido 1-4- 5-6-7-8-9-12- 13-16	Recrecido	X r	22	cm
	Ancho	a r	50	cm
	Peralte	b r	50	cm
	Recubrimiento	r	2.5	cm
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	5	adim.
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	5	adim.
	Num. Total Refuerzos	nv r	16	adim.
	Diam. final refuerzos	Ø r f	22	mm
	Diam. final estribos	Ø est r	10	mm
	Separación Estribos	S est r	10	cm
Col Ref Recrecido 2-3- 10-11-14-18	Recrecido	X r	18	cm
	Ancho	a r	50	cm
	Peralte	b r	50	cm
	Recubrimiento	r	2.5	cm
	Num. Refuerzo sentido a	nra r	4	adim.
	Num. Refuerzo sentido b	nrb r	4	adim.
	Num. Total Refuerzos	nv r	12	adim.
	Diam. final refuerzos	Ø r f	22	mm
	Diam. final estribos	Ø est r	10	mm
	Separación Estribos	S est r	10	cm

5.3 Propuesta de reforzamiento

Se procede a realizar el análisis para dos propuestas de reforzamiento en referencia a las columnas tanto del piso 1 como del piso 2, las cuales se describen a continuación:

Opción 1. Todas las columnas se reforzarán usando el proceso de encamisado.

Opción 2. Las columnas se reforzarán usando los procesos de encamisado y recrecido.

5.3.1 Opción 1

A continuación, se describe el proceso usado para la configuración y el análisis respectivo para la opción 1.

1. A través de Section Designer, se modela la sección para cada viga, en este caso se indicará únicamente la viga V2.

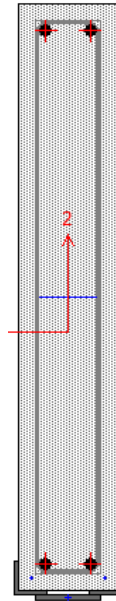


Figura 5. 8 Configuración del reforzamiento para la viga V2

Fuente: Elaboración propia

2. A través de Section Designer, se modela la sección para cada columna en este caso se indicará únicamente la columna C1 en el piso 1.

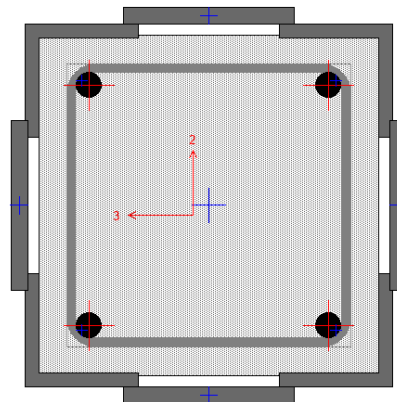


Figura 5. 9 Configuración del reforzamiento para la columna C1 – Piso 1

Fuente: Elaboración propia

5. Se determina la curva pushover y bilineal en la dirección X

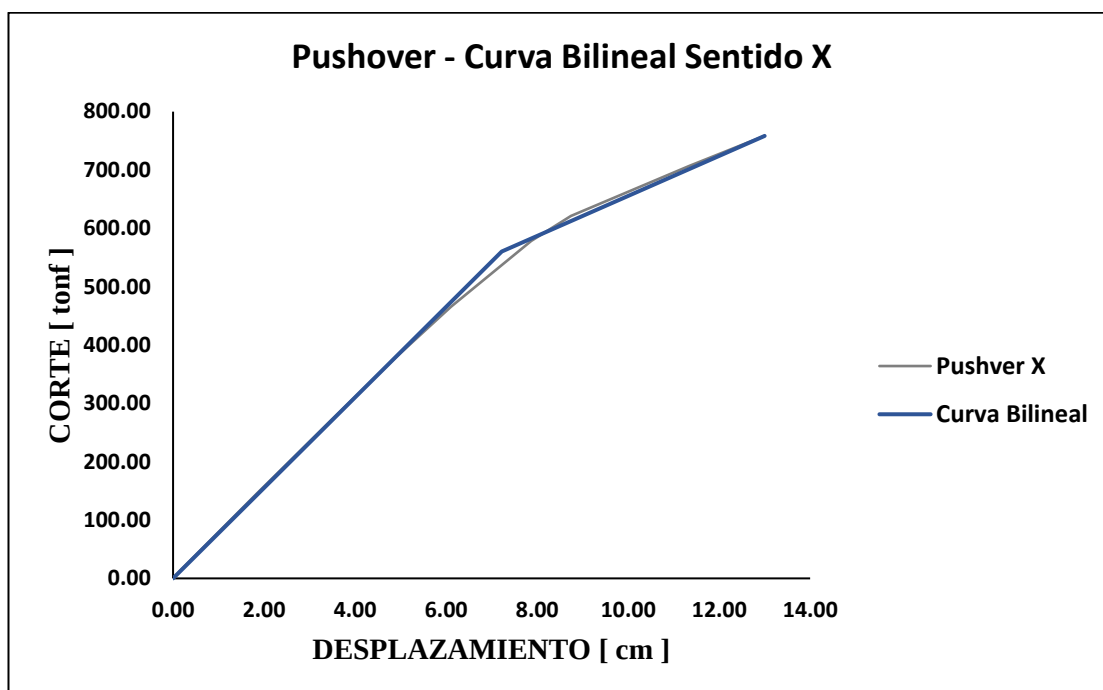


Figura 5. 12 Curva Pushover y Bilineal en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

6. Se determina el desplazamiento objetivo y se verifica el nivel de desempeño que se tiene la estructura en la dirección X.

Tabla 5. 58 Desplazamiento Objetivo en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
Co =	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
Cm =	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
Sa =	0.5952	g	Espectro de Diseño
Ti =	0.600	seg	Período Inicial ETABS
g =	980.60	cm/seg ²	Aceleración gravedad
W_{est} =	269.655	tonf	Peso de la estructura
a =	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
Ki =	87.01	tonf/cm	Rigidez inicial
Ke =	77.58	tonf/cm	Rigidez efectiva
μ_r =	0.29	adim.	Relación de Resistencia
Te =	0.635	seg	Periodo efectivo
C1 =	0.97	adim.	Factor de modificación
C2 =	1.00	adim.	Factor de modificación
δ_{obj} =	6.96	cm	Desplazamiento objetivo

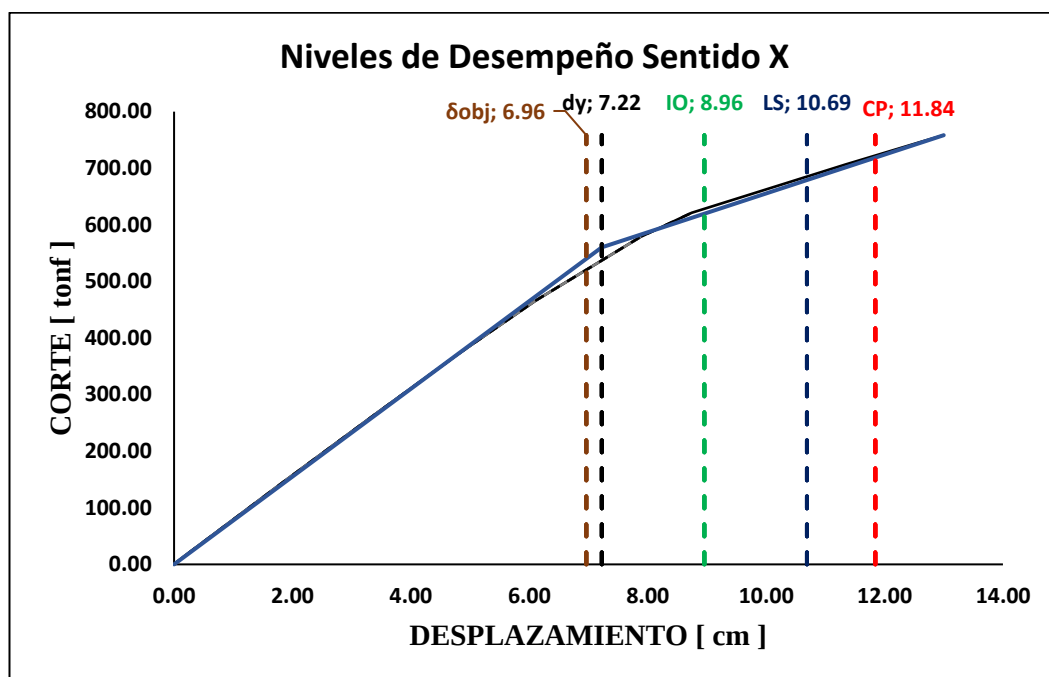


Figura 5. 13 Desempeño de la estructura – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

Se observa que con la opción 1 de reforzamiento, el desplazamiento objetivo se encuentra en el nivel de desempeño deseado, es decir, en Ocupación en el sentido X.

7. Se determina la curva pushover y bilineal en la dirección Y

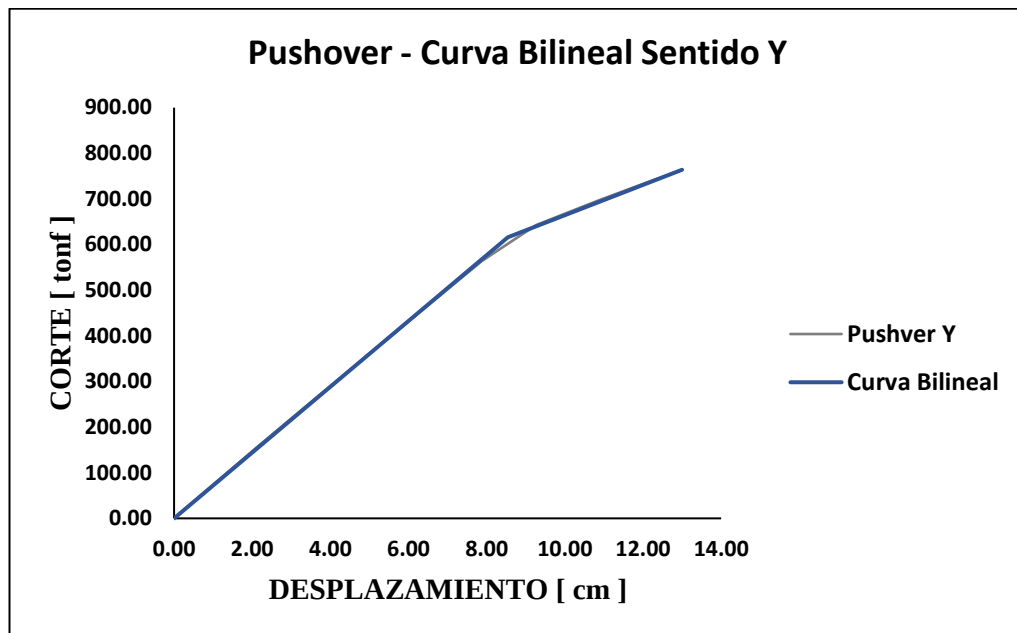


Figura 5. 14 Curva Pushover y Bilineal en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

8. Se determina el desplazamiento objetivo y se verifica el nivel de desempeño que se tiene la estructura en la dirección Y.

Tabla 5. 59 Desplazamiento objetivo en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
Co =	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
Cm =	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
Sa =	0.5952	g	Espectro de Diseño
Ti =	0.600	seg	Período Inicial ETABS
g =	980.60	cm/seg ²	Aceleración gravedad
W_{est} =	269.655	tonf	Peso de la estructura
a =	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
Ki =	75.03	tonf/cm	Rigidez inicial
Ke =	72.14	tonf/cm	Rigidez efectiva
μ_r =	0.26	adim.	Relación de Resistencia
Te =	0.612	seg	Periodo efectivo
C1 =	0.97	adim.	Factor de modificación
C2 =	1.00	adim.	Factor de modificación
δ_{obj} =	6.44	cm	Desplazamiento objetivo

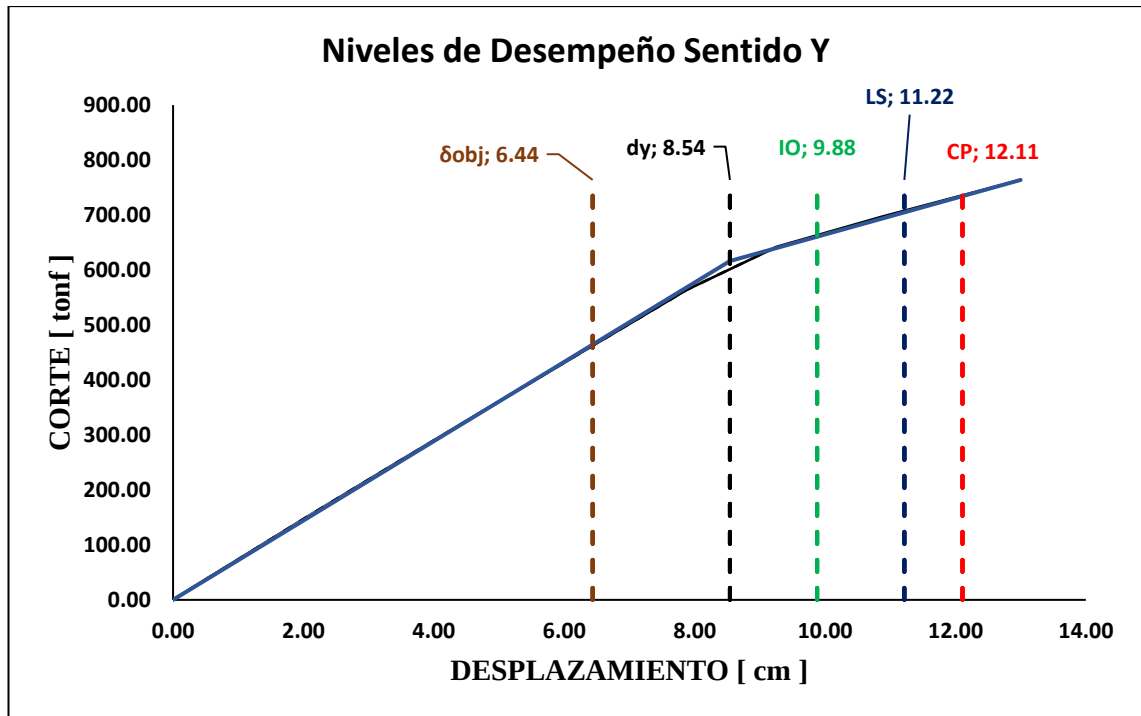


Figura 5. 15 Desempeño de la estructura – dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa que con la opción 1 de reforzamiento, el desplazamiento objetivo se encuentra en el nivel de desempeño deseado, es decir, en Ocupación en el sentido Y.

9. Se realiza la comparativa entre los períodos de la estructura sin reforzamiento y empleando la opción 1.

Tabla 5. 60 Comparativa de períodos en la estructura inicial y reforzada

Fuente: Elaboración propia

Comparación de Períodos				
Ta m1	0.317	seg	Calculado	Período de Vibración Método 1
Ta m2	0.412	seg	Calculado	Período de Vibración Método 2
Tsr	0.6	seg	ETABS	Período sin Reforzamiento
Tref OP1	0.344	seg	ETABS	Período con Reforzamiento

Se observa que el período del modo 1 en la estructura reforzada a través de la opción 1 se encuentra del rango Tm1 y Tm2, lo cual es un indicativo que el reforzamiento es adecuado.

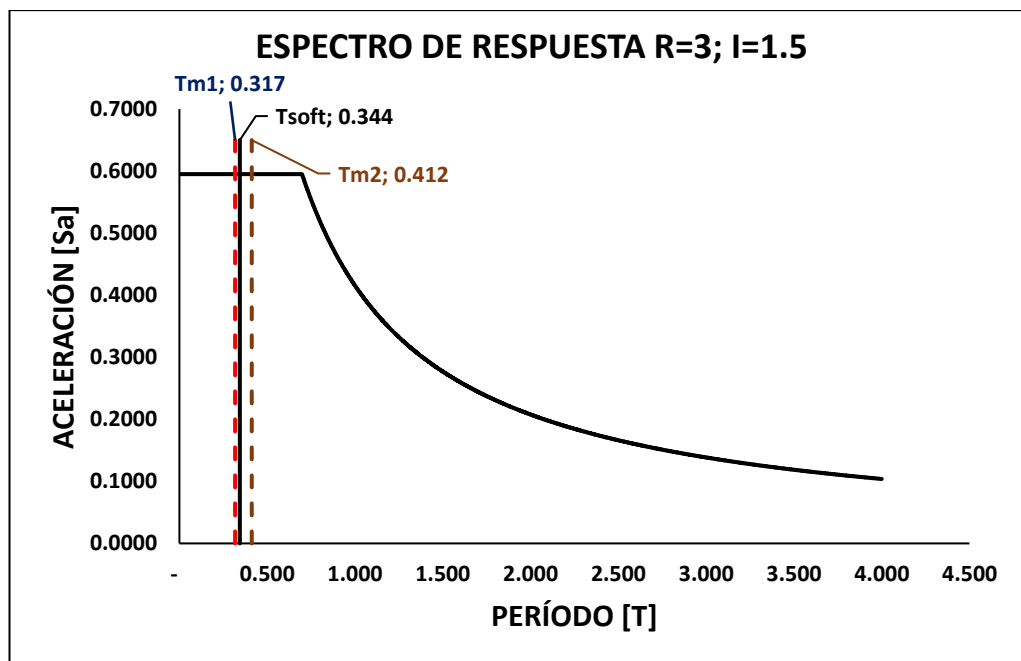


Figura 5. 16 Período de la estructura con reforzamiento Opción 1

Fuente: Elaboración propia

10. Se indican las derivas de la estructura con reforzamiento empleando la opción 1.

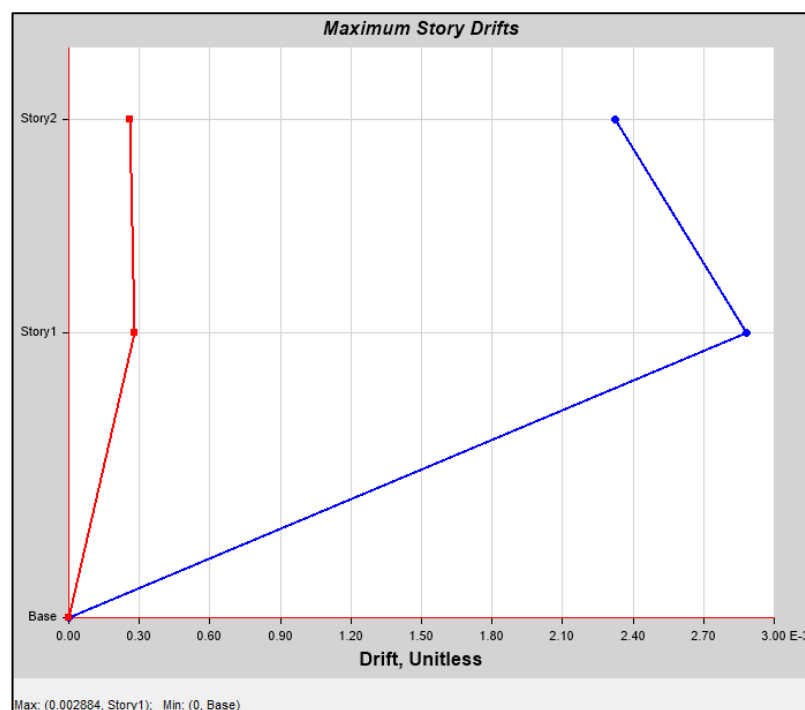


Figura 5. 17 Deriva para la estructura reforzada con la dirección X

Fuente: Elaboración propia

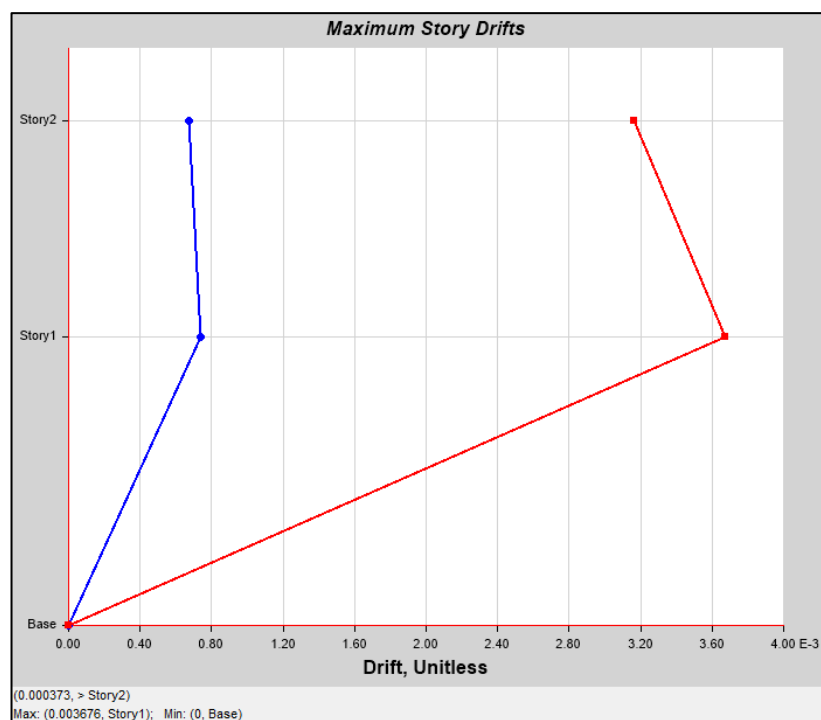


Figura 5. 18 Deriva para la estructura reforzada con la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. 61 Derivas para la estructura reforzada con la opción 1

Fuente: Elaboración propia

DERIVAS OPCIÓN 1		
Factor	Valor	Descripción
R	3	Factor de Reducción de Resistencia
Δ elástica X	0.002884	Deriva Elástica (ETABS) en X
Δ inelástica X	0.00649	Deriva Inelástica en X
Δ max	0.02	Deriva Máxima
Δ inelástica X < Δ max	Cumple	Comprbación
Δ elástica Y	0.003676	Deriva Elástica (ETABS) en Y
Δ inelástica Y	0.00827	Deriva Inelástica en Y
Δ max	0.02	Deriva Máxima
Δ inelástica Y < Δ max	Cumple	Comprbación

11. Se indica las ubicaciones donde se generan las rótulas plásticas.

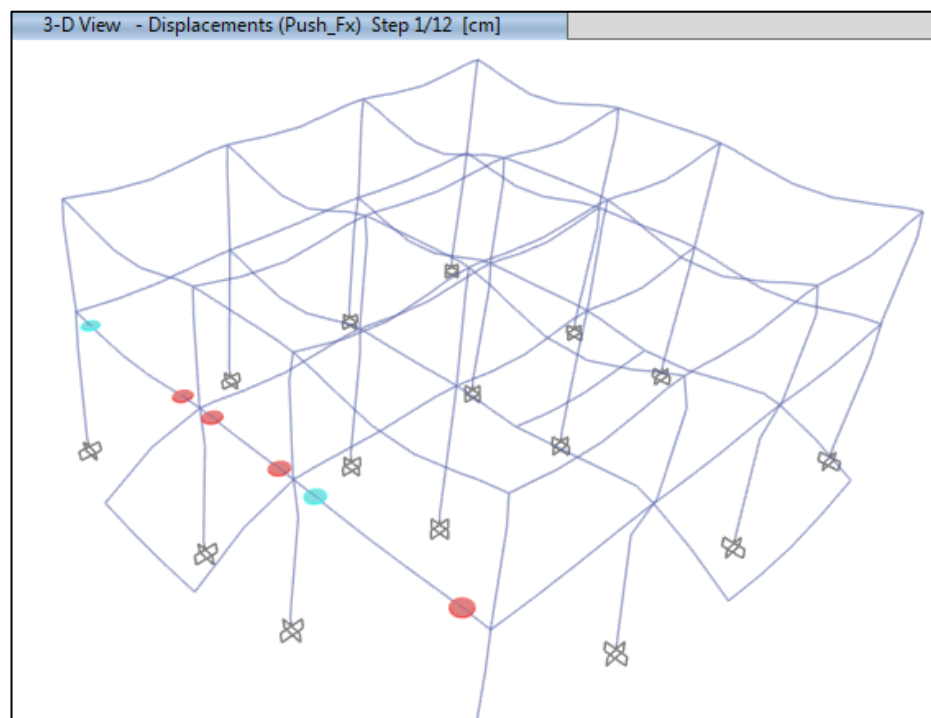


Figura 5. 19 Formación de rótulas plásticas

Fuente: Elaboración propia

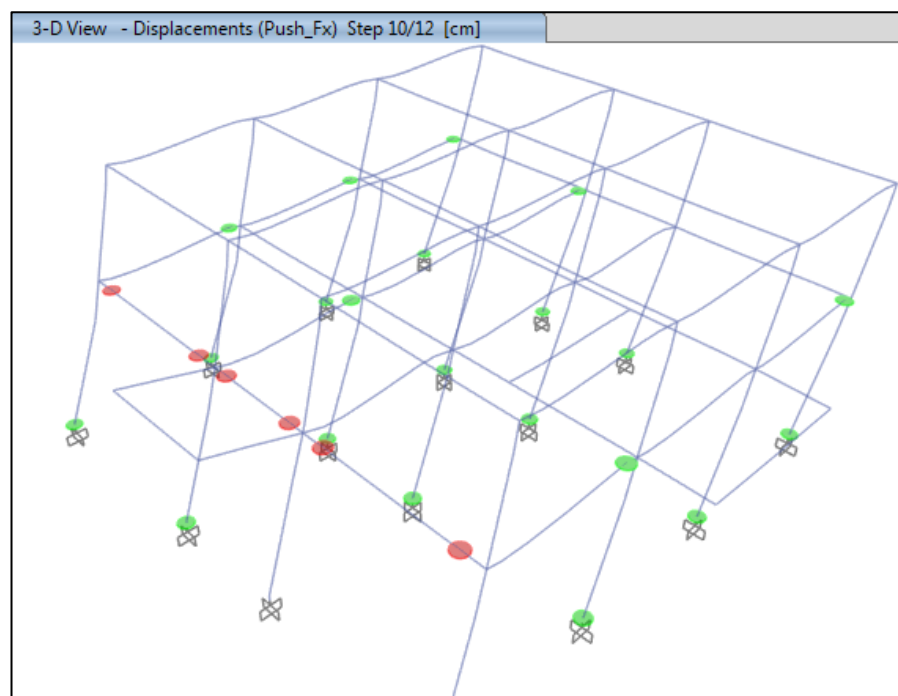


Figura 5. 20 Formación de rótulas plásticas

Fuente: Elaboración propia

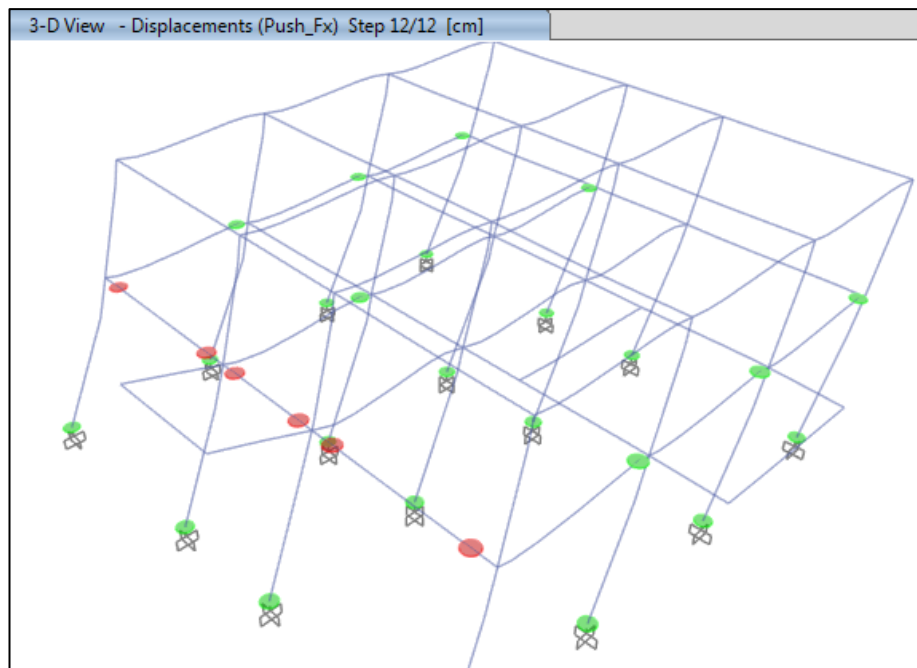


Figura 5. 21 Formación de rótulas plásticas

Fuente: Elaboración propia

En las figuras anteriores se observa la formación de rótulas plásticas en ciertas vigas, así como en las columnas del piso 1 las cuales no ingresan en zona de daño, sin embargo, esto no representa un colapso general de la estructura, sino más bien indica que las vigas reforzadas donde aparecen con daño serán donde se disipa energía.

5.3.2 Opción 2

La opción 2 se basa en el reforzamiento de columnas de acuerdo a las tablas 5-37 y 5-39, es decir, se refuerzan las columnas tanto por recrecido y encamisado.

1. A través de Section Designer, se modela la sección con recrecido usada para las columnas en el piso 1 y 2 con dimensiones finales de 50x50cm, las demás columnas se mantienen con el encamisado como indican las tablas mencionadas anteriormente.

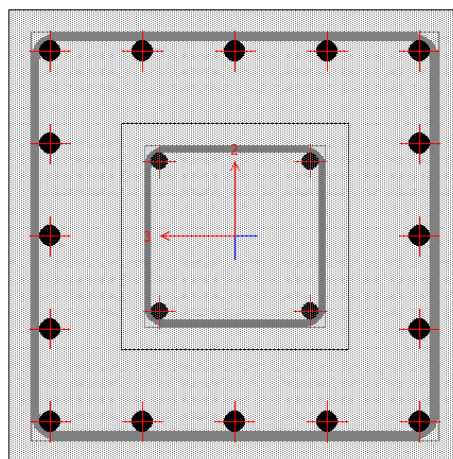


Figura 5. 22 Columna con recrado 50x50

Fuente: Elaboración propia

2. Se asigna cada sección reforzada en el modelo.

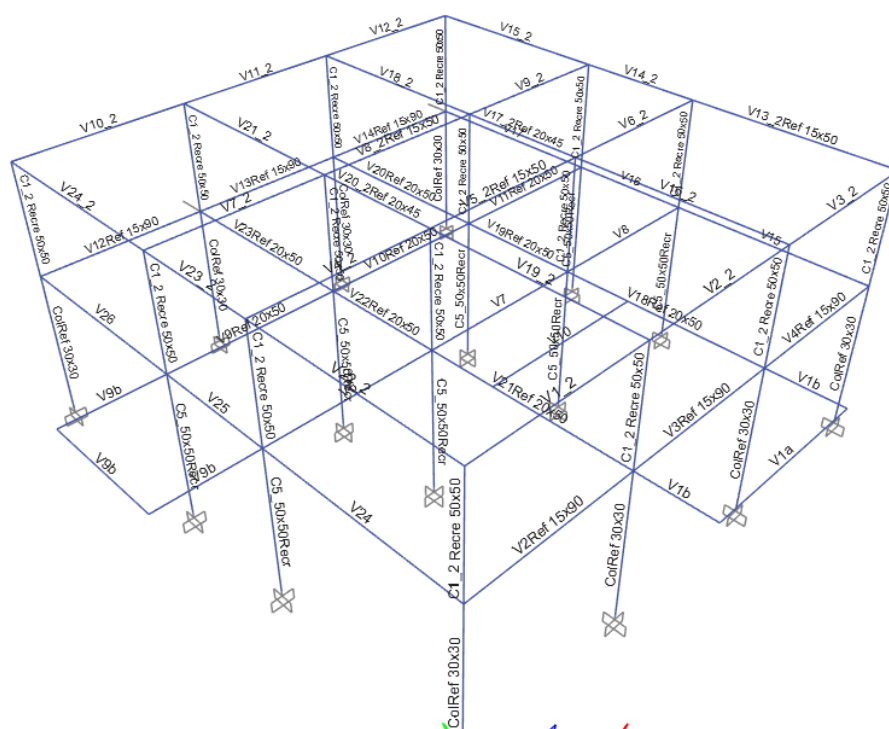


Figura 5. 23 Reforzamiento por encamisado/recrado para la estructura

Fuente: Elaboración propia

3. Se determina la curva pushover y bilineal en la dirección X

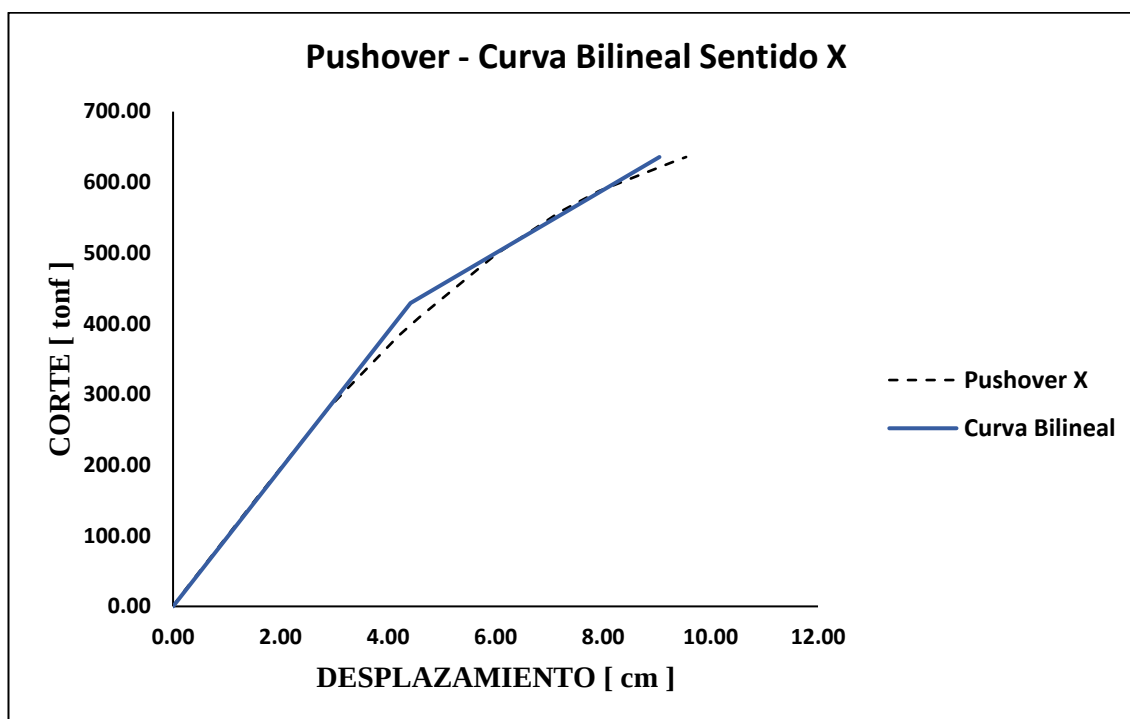


Figura 5. 24 Curvas Pushover y bilineal en dirección X

Fuente: Elaboración propia

4. Se determina el desplazamiento objetivo y se verifica el nivel de desempeño que se tiene la estructura en la dirección X.

Tabla 5. 62 Desplazamiento objetivo en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
Co =	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
Cm =	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
Sa =	0.5952	g	Espectro de Diseño
Ti =	0.600	seg	Período Inicial ETABS
g =	980.60	cm/seg ²	Aceleración gravedad
W_{est} =	269.655	tonf	Peso de la estructura
a =	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
Ki =	108.40	tonf/cm	Rigidez inicial
Ke =	97.17	tonf/cm	Rigidez efectiva
μ_r =	0.37	adim.	Relación de Resistencia
Te =	0.634	seg	Periodo efectivo
C1 =	0.97	adim.	Factor de modificación
C2 =	1.00	adim.	Factor de modificación
δ_{obj} =	6.95	cm	Desplazamiento objetivo

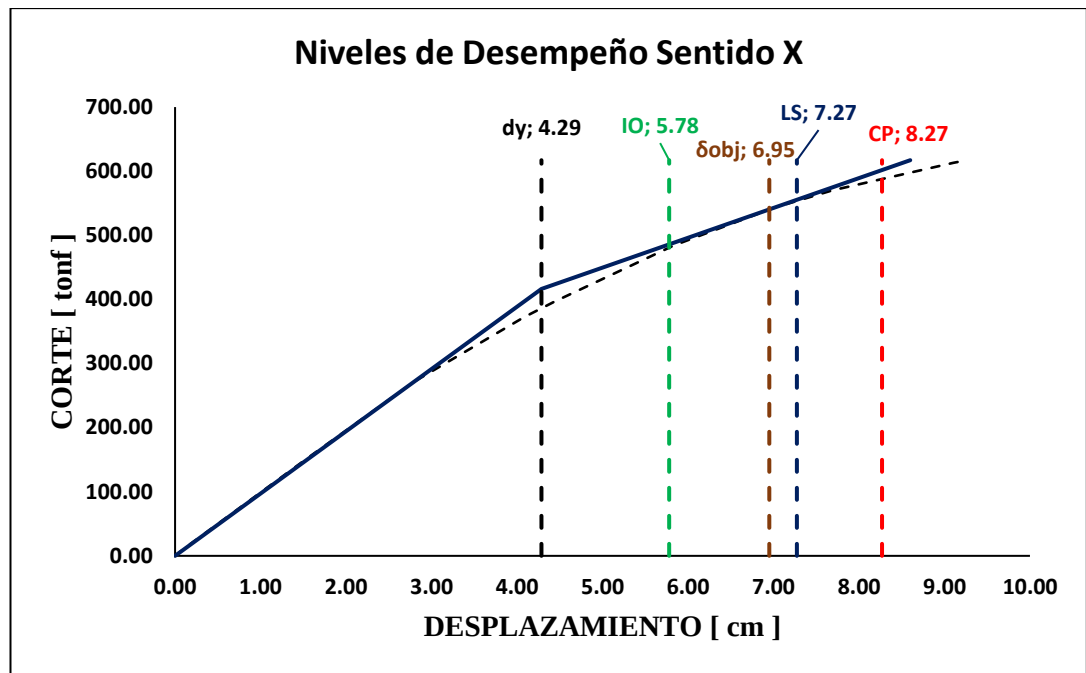


Figura 5. 25 Desempeño de la estructura – dirección X

Fuente: Elaboración propia

Se observa que con la opción 2 de reforzamiento, el desplazamiento objetivo se encuentra cerca del nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS) en el sentido X, por lo cual esta opción no cumple con el objetivo de la investigación.

5. Se determina la curva pushover y bilineal en la dirección Y

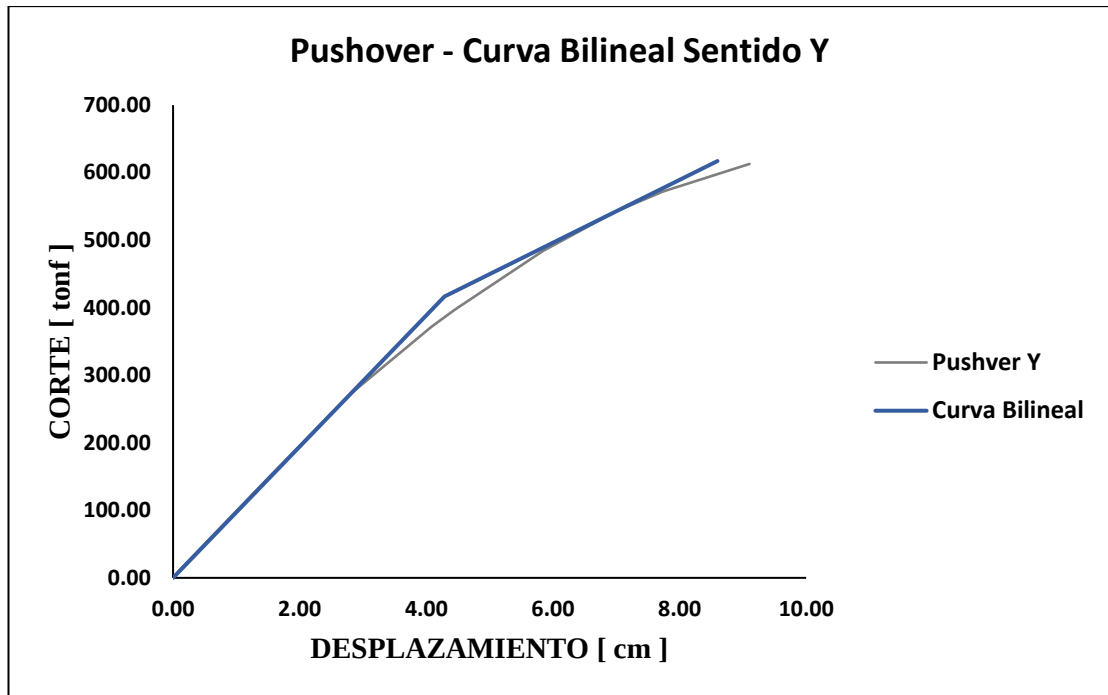


Figura 5. 26 Curva Pushover y bilineal en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

6. Se determina el desplazamiento objetivo y se verifica el nivel de desempeño que se tiene la estructura en la dirección Y.

Tabla 5. 63 Desplazamiento Objetivo en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO			
Co =	1.20	adim.	Tabla 7-5 ASCE 41
Cm =	1.00	adim.	Tabla 7-4 ASCE 41
Sa =	0.5952	g	Espectro de Diseño
Ti =	0.600	seg	Período Inicial ETABS
g =	980.60	cm/seg ²	Aceleración gravedad
W_{est} =	269.655	tonf	Peso de la estructura
a =	60.0	adim.	Factor Clase de Sitio
Ki =	108.40	tonf/cm	Rigidez inicial
Ke =	97.17	tonf/cm	Rigidez efectiva
μ_r =	0.39	adim.	Relación de Resistencia
Te =	0.634	seg	Periodo efectivo
C1 =	0.97	adim.	Factor de modificación
C2 =	1.00	adim.	Factor de modificación
δ_{obj} =	6.95	cm	Desplazamiento objetivo

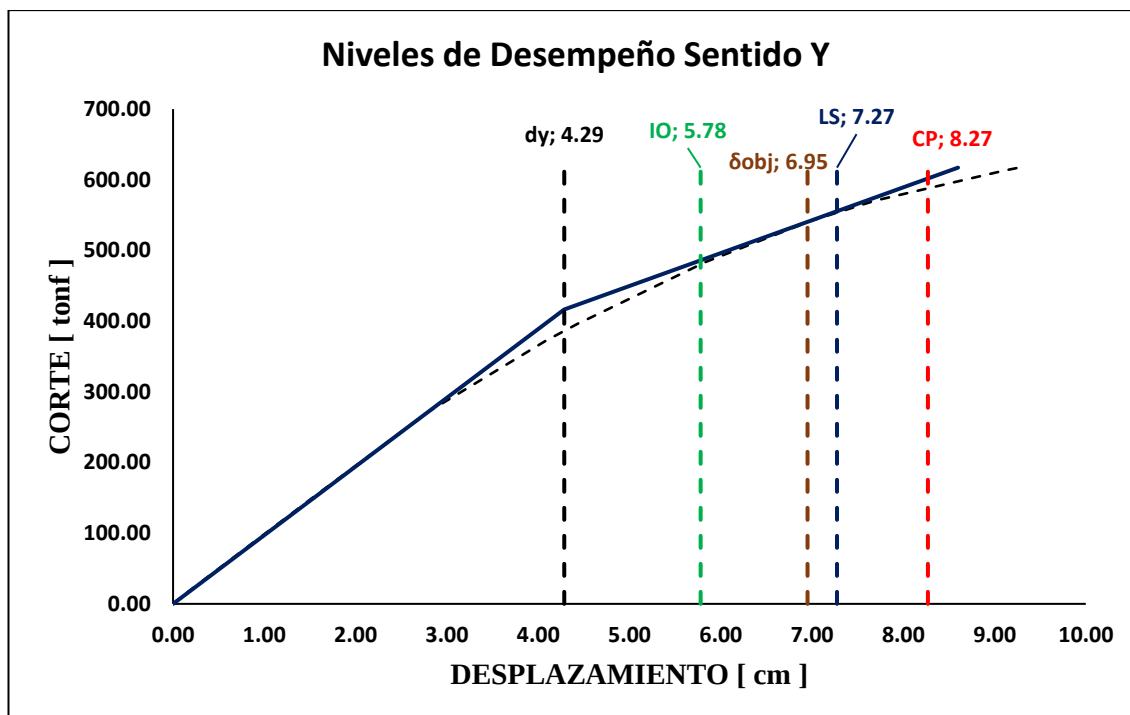


Figura 5. 27 Desempeño de la estructura – dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa que con la opción 2 de reforzamiento, el desplazamiento objetivo se encuentra cerca del nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS) en el sentido Y, por lo cual esta opción no cumple con el objetivo de la investigación.

7. Se realiza la comparativa entre los períodos de la estructura sin reforzamiento y empleando la opción 2.

Tabla 5. 64 Comparativa de períodos en la estructura inicial y reforzada

Fuente: Elaboración propia

Comparación de Períodos				
Ta m1	0.317	seg	Calculado	Período de Vibración Método 1
Ta m2	0.412	seg	Calculado	Período de Vibración Método 2
Tsr	0.6	seg	ETABS	Período sin Reforzamiento
Tref OP2	0.312	seg	ETABS	Período con Reforzamiento

Se observa que el período del modo 1 en la estructura reforzada a través de la opción 2 se encuentra del rango Tm1 y Tm2, lo cual es un indicativo que el reforzamiento es adecuado para el período, pero no para el nivel de desempeño requerido (IO).

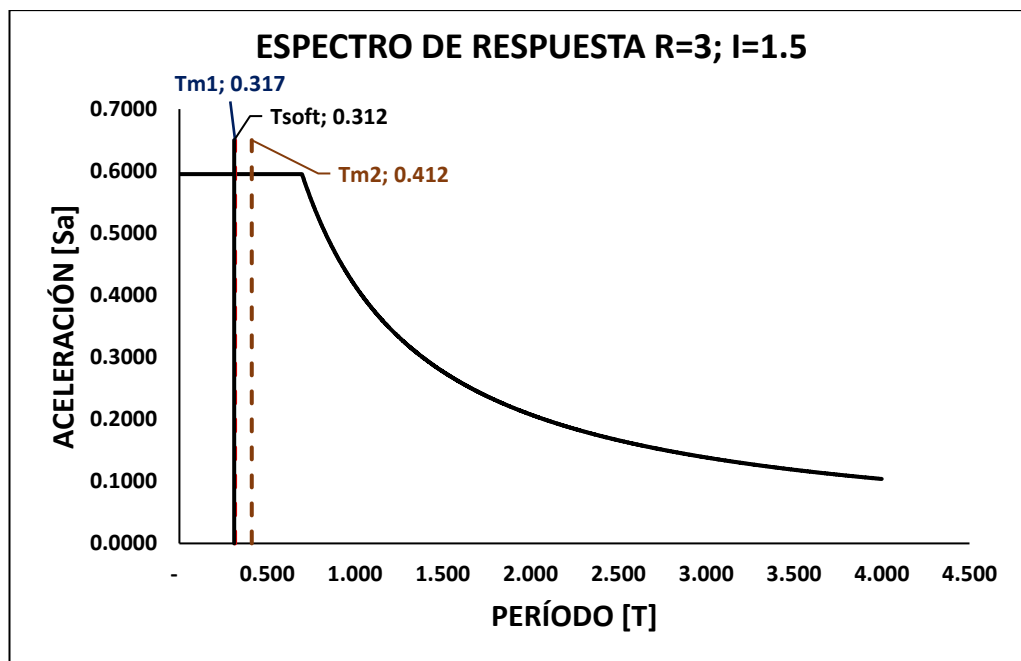


Figura 5. 28 Período de la estructura con reforzamiento Opción 2

Fuente: Elaboración propia

8. Se indican las derivas de la estructura con reforzamiento empleando la opción 2.

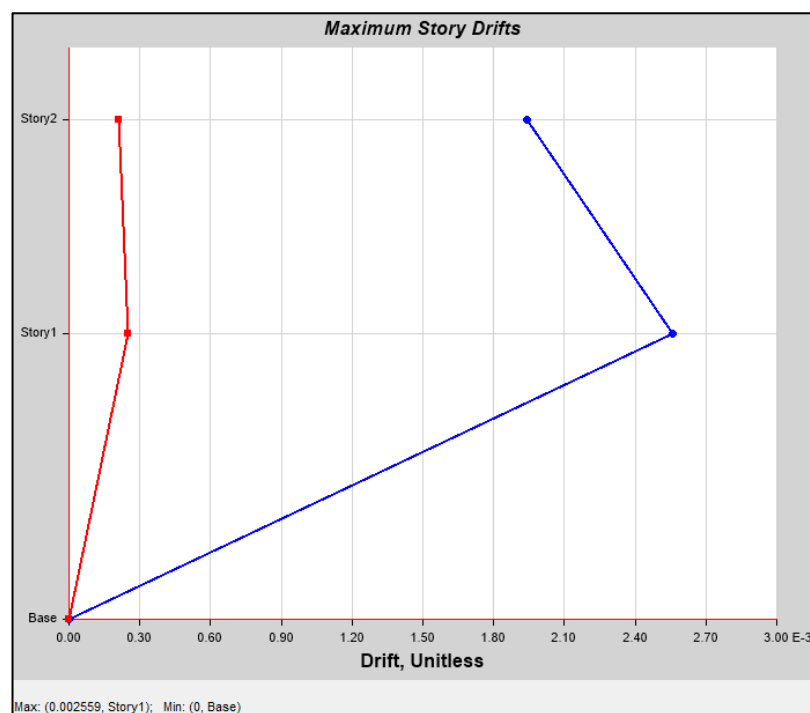


Figura 5. 29 Deriva para la estructura reforzada con la dirección X

Fuente: Elaboración propia

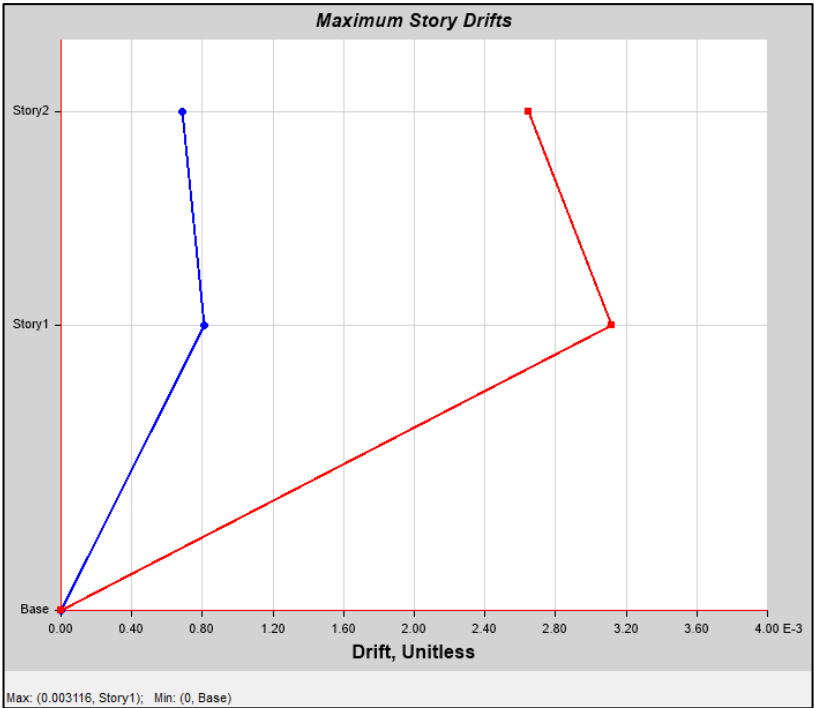


Figura 5. 30 Deriva para la estructura reforzada con la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. 65 Derivas para la estructura reforzada con la opción 1

Fuente: Elaboración propia

DERIVAS OPCIÓN 2			
Factor	Valor	Descripción	
R	3	Factor de Reducción de Resistencia	
Δ elástica X	0.002550	Deriva Elástica (ETABS) en X	
Δ inelástica X	0.00574	Deriva Inelástica en X	
Δ max	0.02	Deriva Máxima	
Δ inelástica X < Δ max		Cumple	Comprbación
Δ elástica Y	0.003110	Deriva Elástica (ETABS) en Y	
Δ inelástica Y	0.007	Deriva Inelástica en Y	
Δ max	0.02	Deriva Máxima	
Δ inelástica Y < Δ max		Cumple	Comprbación

9. Se indica las ubicaciones donde se generan las rótulas plásticas.

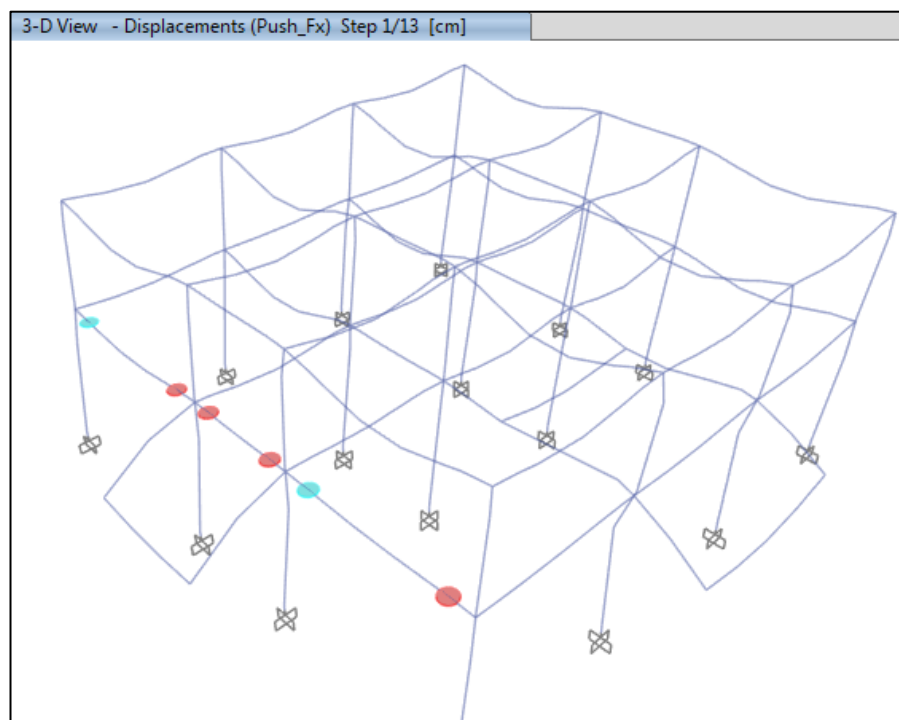


Figura 5. 31 Formación de rótulas plásticas step 1

Fuente: Elaboración propia

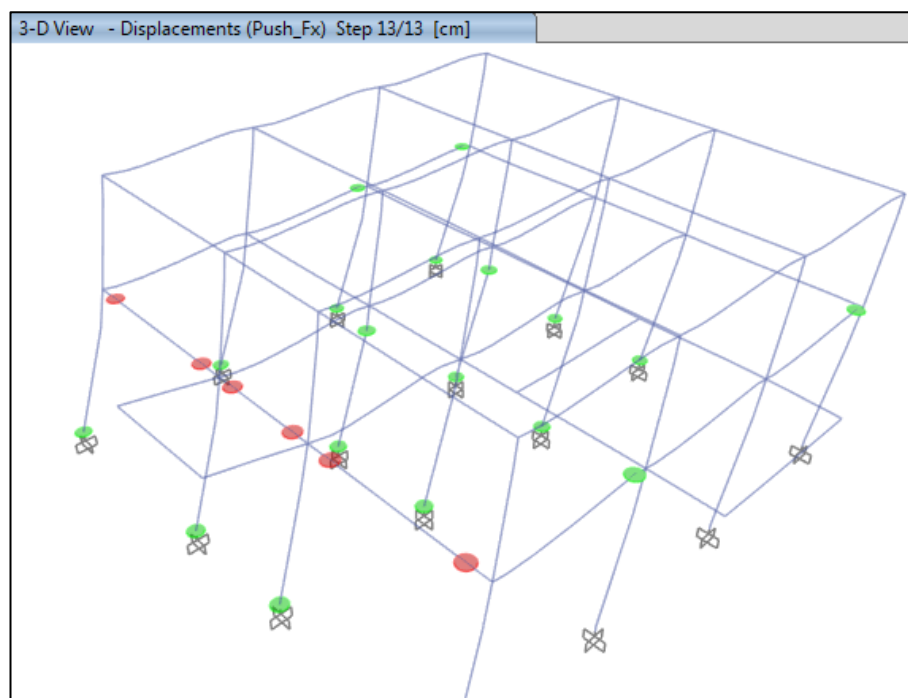


Figura 5. 32 Formación de rótulas plásticas step final

Fuente: Elaboración propia

En las figuras anteriores se observa la formación de rótulas plásticas en ciertas vigas, así como en las columnas del piso 1 las cuales no ingresan en zona de daño, sin embargo, esto no representa un colapso general de la estructura, sino más bien indica que las vigas reforzadas donde aparecen con daño serán donde se disipa energía.

Capítulo 6. ANÁLISIS ECONOMICO

6.1 Ejecución para el reforzamiento

Para realizar el encamisado de los elementos reforzados, se debe realizar un proceso cuidadoso con el cual el reforzamiento se comporte adecuadamente como se concibió en la fase de cálculo.

El personal que va a realizar el proceso de reforzamiento deberá ser calificado, así como tener conocimiento en técnicas de reforzamiento por el método de encamisado, para poder detectar alguna desviación en el proceso.

6.2 Procedimiento para el encamisado

El encamisado de vigas y columnas de hormigón consiste en “envolver” el elemento con una nueva “capa” de acero en su exterior para aumentar su capacidad portante, prolongando la vida útil del elemento luego un evento sísmico, en donde la estructura presente daños estructurales.

A continuación, se presenta un procedimiento para este tipo de reforzamiento:

1. Cortar las placas a las dimensiones requeridas.
2. Cortar los ángulos a las dimensiones requeridas.
3. Colocar los pernos donde sean necesarios
4. Soldar las placas a los ángulos

6.3 Listado de materiales

A continuación, se muestra la cantidad de materiales, así como el costo para el reforzamiento.

Tabla 6. 1 Costos por viga para el piso 1 sentido X**Fuente:** Elaboración propia

VIGAS - PISO 1 - SENTIDO X								
VIGA	ELEMENTOS [mm]		Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga
V2	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	51.1
	Platina	9x100	100	4	400	58.18	3.9	
V3	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	51.1
	Platina	9x100	100	4	400	58.18	3.9	
V4	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	51.1
	Platina	9x100	100	4	400	58.18	3.9	
V6	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	49.8
	Platina	6x100	100	4	400	38.78	2.6	
V7	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	49.8
	Platina	6x100	100	4	400	38.78	2.6	
V8	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	49.8
	Platina	6x100	100	4	400	38.78	2.6	
V9	Ángulo	6x50x50	2500	2	5000	31.47	26.2	32.2
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
V10	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	53.2
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
V11	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	53.2
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
V12	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	51.1
	Platina	9x100	100	4	400	58.18	3.9	
V13	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	51.1
	Platina	9x100	100	4	400	58.18	3.9	
V14	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	51.1
	Platina	9x100	100	4	400	58.18	3.9	

Tabla 6. 2 Costos por columna para el piso 1 sentido X**Fuente:** Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 1 - SENTIDO X								
COLUMNA	ELEMENTOS [mm]	Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga	
C1	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C2	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C3	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C4	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C5	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C6	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C7	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C8	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C9	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C10	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C11	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C12	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C13	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C14	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C15	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C16	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	

Tabla 6. 3 Costos por viga para el piso 1 sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

VIGAS - PISO 1 - SENTIDO Y								
VIGA	ELEMENTOS [mm]		Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga
V15	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V16	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	37.8
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V17	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V18	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	64.2
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V19	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	42.1
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V20	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	64.2
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V21	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	64.2
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V22	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	42.1
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V23	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	64.2
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V24	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	64.2
	Platina	15x150	150	5	750	60.18	7.5	
V25	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	37.8
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V26	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	

Tabla 6. 4 Costos por columna para el piso 1 sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 1 - SENTIDO Y								
COLUMNA	ELEMENTOS [mm]	Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga	
C1	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C2	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C3	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C4	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C5	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C6	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C7	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C8	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C9	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C10	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C11	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C12	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C13	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C14	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C15	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C16	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	

Tabla 6. 5 Costos por viga para el piso 2 sentido X**Fuente:** Elaboración propia

VIGAS - PISO 2 - SENTIDO X								
VIGA	ELEMENTOS [mm]		Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga
V1	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	53.2
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
V2	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V3	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V4	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V5	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V6	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V7	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V8	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V9	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V10	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V11	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V12	Ángulo	6x50x50	4500	2	9000	31.47	47.2	50.4
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	

Tabla 6. 6 Costos por columna para el piso 2 sentido X**Fuente:** Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 2 - SENTIDO X								
COLUMNA	ELEMENTOS [mm]	Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga	
C1	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C2	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C3	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C4	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C5	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C6	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C7	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C8	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C9	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C10	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C11	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C12	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C13	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C14	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C15	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C16	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	

Tabla 6. 7 Costos por viga para el piso 2 sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

VIGAS - PISO 2 - SENTIDO Y								
VIGA	ELEMENTOS [mm]		Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga
V13	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V14	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	37.8
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V15	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V16	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V17	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	37.8
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V18	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V19	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V20	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	37.8
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V21	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V22	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V23	Ángulo	6x50x50	3300	2	6600	31.47	34.6	37.8
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	
V24	Ángulo	6x50x50	5400	2	10800	31.47	56.6	59.9
	Platina	6x100	100	5	500	38.78	3.2	

Tabla 6. 8 Costos por columna para el piso 2 sentido Y**Fuente:** Elaboración propia

COLUMNAS - PISO 2 - SENTIDO Y								
COLUMNA	ELEMENTOS [mm]	Long. [mm]	U. Cant.	Total [mm]	USD/6m	USD/Elemento	USD/Viga	
C1	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C2	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C3	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C4	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C5	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C6	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C7	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C8	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C9	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C10	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C11	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C12	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C13	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C14	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C15	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	
C16	Ángulo	12x100x100	3500	4	14000	139.3	325.0	331.1
	Platina	15x150	150	4	600	60.18	6.0	

A continuación, se muestra las cantidades de materiales por cada piso.

Tabla 6. 9 Cantidad de materiales para el piso 1**Fuente:** Elaboración propia

CANTIDADES PISO 1				
ELEMENTOS [mm]		Total [mm]	Total [m]	Unit. / 6m
Ángulo	6x50x50	216800	216.8	36.1
Platina	9x100	2400	2.4	0.4
Platina	6x100	3700	3.7	0.6
Ángulo	12x100x100	448000	448	74.7
Platina	15x150	26250	26.25	4.4

Tabla 6. 10 Cantidad de materiales para el piso 2**Fuente:** Elaboración propia

CANTIDADES PISO 2				
ELEMENTOS [mm]		Total [mm]	Total [m]	Unit. / 6m
Ángulo	6x50x50	220800	220.8	36.8
Platina	15x150	600	0.6	0.1
Platina	6x100	11500	11.5	1.9
Ángulo	12x100x100	448000	448	74.7
Platina	15x150	19200	19.2	3.2

Se muestra a continuación el costo total de materiales, es decir, el valor de los perfiles usados.

Tabla 6. 11 Costo total de materiales**Fuente:** Elaboración propia

COSTO TOTAL MATERIALES						
ELEMENTOS [mm]		Total [mm]	Total [m]	Unit. / 6m	USD/6m	USD
Ángulo	6x50x50	437600	437.6	72.9	31.47	2295.2
Platina	15x150	46050	46.05	7.7	60.18	461.9
Platina	6x100	15200	15.2	2.5	38.78	98.2
Ángulo	12x100x100	896000	896	149.3	139.3	20802.1
TOTAL						23657.5

Se determina, los costos de material de aporte (soldadura), así como el valor de cada perno colocado, para los cuales se deben ver los planos como anexos.

Tabla 6. 12 Costo soldadura conexión 1**Fuente:** Elaboración propia

SOLDADURA CONEXIÓN 1 (VIGA) - ELECTRODO 7018						
ELEMENTOS [mm]		Total uniones	Total [m]	Peso [lb]	USD/lb	USD
Platina	6x100	302	30.2	16.83	3.91	65.8
Platina	6x100					
					TOTAL	65.8

Tabla 6. 13 Costo soldadura conexión 2**Fuente:** Elaboración propia

SOLDADURA CONEXIÓN 2 (VIGA) - ELECTRODO 7018						
ELEMENTOS [mm]		Total uniones	Total [m]	Peso [lb]	USD/lb	USD
Ángulo	6x50x50	302	45.3	25.25	3.91	98.7
Platina	6x100					
					TOTAL	98.7

Tabla 6. 14 Costo soldadura conexión 3**Fuente:** Elaboración propia

SOLDADURA CONEXIÓN 3 (VIGA) - ELECTRODO 7018						
ELEMENTOS [mm]		Total uniones	Total [m]	Peso [lb]	USD/lb	USD
Ángulo	6x50x50	302	80.93	45.11	3.91	176.4
Platina	6x100					
					TOTAL	176.4

Tabla 6. 15 Costo soldadura conexión 4**Fuente:** Elaboración propia

SOLDADURA CONEXIÓN 4 (COLUMNAS) - ELECTRODO 7018						
ELEMENTOS [mm]		Total uniones	Total [m]	Peso [lb]	USD/lb	USD
Ángulo	12x100x100	512	153.6	85.6	3.91	334.7
Platina	15x150					
					TOTAL	334.7

Tabla 6. 16 Costo soldadura conexión 5**Fuente:** Elaboración propia

SOLDADURA CONEXIÓN 5 (COLUMNAS PISO 1) - ELECTRODO 7018						
ELEMENTOS [mm]		Total uniones	Total [m]	Peso [lb]	USD/lb	USD
Platina	6x50	32	28.8	16.05	3.91	62.8
					TOTAL	62.8

Tabla 6. 17 Costo soldadura conexión 6**Fuente:** Elaboración propia

SOLDADURA CONEXIÓN 6 (COLUMNAS PISO 2) - ELECTRODO 7018						
ELEMENTOS [mm]		Total uniones	Total [m]	Peso [lb]	USD/lb	USD
Platina	6x50	32	28.8	16.05	3.91	62.8
					TOTAL	62.8

Tabla 6. 18 Costo del perno colocado en obra**Fuente:** Elaboración propia

PERNOS				
ELEMENTOS [in]		Total pernos	USD/perno	USD
Perno	Ø1/2"x1-1/2"	302	0.65	196.3
Perno	Ø3/8"x1-1/2"	768	0.65	499.2
TOTAL				695.5

Tabla 6. 19 Costo total electrodos y pernos**Fuente:** Elaboración propia

ELECTRODO - PERNOS	
Electrodo E7018	801.1
Pernos Ø1/2"x1-1/2"	196.3
Pernos Ø3/8"x1-1/2"	499.2
TOTAL	1496.6

A continuación, se indica, el costo total para el reforzamiento.

Tabla 6. 20 Costo total del reforzamiento**Fuente:** Elaboración propia

COSTO REFORZAMIENTO	
Ángulos / Platinas	23657.5
Electrodo / Pernos	1496.6
TOTAL	25154.1

El costo final para el reforzamiento es de USD 25154.1 por el método de encamisado.

Capítulo 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

7.1.1 Evaluación Estructural para $R=8$, $I=1.5$

- Se realiza un análisis para $R=8$, continuando con trabajos previos de investigación para el Hospital indicado.
- Se observó que las dimensiones de las vigas indicadas en los planos de ingeniería no cumplen con el párrafo 4.2.1 de la NEC 2015, es decir no cumplen con el ancho mínimo de 25cm y ciertas vigas no cumplen con el acero mínimo.
- Se observó que en los planos de ingeniería no se indican los valores de separación longitudinal de los estribos para ciertas vigas, los cuales se los calcula para la investigación.
- Se calcularon los valores de resistencia f'_{cc} a través del método de Mander tanto para vigas y columnas ya que permite modelar el comportamiento no lineal del concreto, teniendo presente que el método se basa en el confinamiento efectivo que mejora la resistencia del concreto, y este efecto tiene más relevancia en columnas debido que las mismas absorben cargas verticales y laterales durante eventos sísmicos, sin embargo, los cálculos para las vigas tienen por objetivo representar de la mejor manera la realidad del componente, ya que su enfoque está más centrado en la ductilidad bajo flexión.
- Para determinar los valores de las rótulas plásticas se empleó el código ASCE 41-13 debido a que el mismo es el más actualizado en el tema de Diseño Basado en Desempeño.
- Se determina el periodo de la estructura a través del Método 1 y 2 de la NEC2015, el cual es 0.317 s y 0.412s respectivamente, mientras que en el programa se obtiene 0.6s, lo cual indica que la estructura debe ser reforzada para reducir el período.
- Se determina los cortantes basales estáticos y se los compara con los dinámicos los cuales cumplen la normativa NEC2015.
- Se determinó la deriva en el sentido X, la cual tiene un valor de 0.022, por lo cual no cumple con la normativa.

- Se determinó la deriva en el sentido Y, la cual tiene un valor de 0.024, por lo cual no cumple con la normativa.
- Se calculan las rótulas plásticas para vigas y columnas para determinar el nivel de desempeño actual de la estructura, para las columnas se usó el valor de la carga máxima para cada combinación de carga con el cual se obtiene el momento ultimo desde los valores de la curva de interacción a través de una interpolación, teniendo presente que los valores deben estar en la zona de falla dúctil.
- Se determinó que ninguna de las columnas cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil.
- Se calcula el desplazamiento objetivo a través de ASCE 41-7, obteniendo un valor de 2.35 cm, sin embargo, con el programa se obtiene un valor de 2.1 cm para el sentido X, mientras que en el sentido Y se tiene 2.26 cm, esto se debe a la elevada inercia de las vigas con peralte de 90cm.
- Se evalúa el desempeño de la estructura, la cual tiene un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata en los sentidos X e Y, por tanto, no se requiere reforzar la estructura

7.1.2 Evaluación Estructural para $R=3$, $I=1.5$

- Debido a que el detallamiento de los elementos estructurales no son adecuados para clasificar a la estructura como pórtico especial a momento, se realizará todo el análisis para $R=3$ e $I=1.5$, para secciones menor a la especificada en NEC-SE-HM, debido a que las vigas con dimensiones 15x90 cm no cumplen con el ancho mínimo de 25 cm.
- Se calcula el desplazamiento objetivo a través de ASCE 41-7, obteniendo un valor de 6.52 cm, sin embargo, con el programa se obtiene un valor de 6.41 cm para el sentido X, mientras que en el sentido Y se tiene 6.01 cm.
- Se evalúa la estructura, la cual tiene un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS) en los sentidos X e Y, por tanto, se requiere reforzar la estructura para llevarla a un desempeño de Ocupación Inmediata (IO).
- Se implementaron modelos perfectamente plásticos y con el punto D de la curva de rótula plástica cercano al punto E al 80 y 90%, para evitar y comprobar si se

puede generar más curva del pushover los cuales no son incluidos en la investigación, sin embargo, con los mismos se obtuvieron los mismos resultados para el 25% de ubicación del punto D al punto E.

7.1.3 Análisis Dinámico

- Se realizará un Análisis Tiempo-Historia únicamente para verificar el valor del desplazamiento máximo obtenido a través del Análisis Pushover, usando registros sísmicos cercanos a la zona donde se encuentra ubicado el hospital indicado, no se evaluará para cada registro los procedimientos indicados anteriormente para las rótulas plásticas debido a que el mismo sería demasiado extenso.
- Se realiza un análisis dinámico para lo cual se usan los registros sísmicos AGYE-E, AGYE-N, ALIB-E, ALIB-N, AMIL-E, AMIL-N, AOTA-E, AOTA-N, PRAM-E, PRAM-N, se realiza su corrección a línea base, así como su filtrado y su escalamiento respectivo obteniendo un desplazamiento promedio de 7.36 cm y 7.03 cm es sentido E y N respectivamente, por lo cual, la estructura en las condiciones iniciales tiene estos desplazamientos máximos.

7.1.4 Reforzamiento

- Se propone dos métodos de reforzamiento, 1) el encamisado usando perfiles de acero en vigas y columnas, 2) encamisado y recrecido a través de la adición de hormigón y varillas de refuerzo.
- Se evalúa cada elemento para determinar si se debe reforzar y de ser el caso se determinan las dimensiones de ángulos y platinas para reforzamiento a través de método de encamisado, así como para el recrecido.
- Para la opción 1 correspondiente al encamisado, se determina el periodo de la estructura a través del Método 1 y 2 de la NEC2015, el cual es 0.317 s y 0.412s respectivamente, mientras que en el programa se obtiene 0.344 s, lo cual indica que el reforzamiento es adecuado para reducir el período.
- Se determina un desplazamiento objetivo de 6.44 cm, con el cual se determina que la estructura para la propuesta de reforzamiento por encamisado, cumple con el requisito del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO).

- Se determinan las derivas inelásticas las cuales están por debajo del valor máximo de 0.02, con lo cual la estructura reforzada cumple con la deriva de acuerdo a la normativa.
- Para la opción 2 correspondiente al encamisado, se determina el periodo de la estructura a través del Método 1 y 2 de la NEC2015, el cual es 0.317 s y 0.412s respectivamente, mientras que en el programa se obtiene 0.312 s, lo cual indica que el reforzamiento es adecuado para reducir el período.
- Se determina un desplazamiento objetivo de 6.95 cm, con el cual se determina que la estructura para la propuesta de reforzamiento, no cumple con el requisito del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) sino más bien para Seguridad de Vida (LS).
- La formación de rótulas plásticas en vigas las cuales aparecen en la zona de colapso, es debido a que las mismas son controladas a corte y no a flexión, es decir a una falla frágil debido a que no cumplen con el acero mínimo.

7.1.5 Análisis Económico

- Se realiza el análisis económico únicamente para la alternativa que cumple con el objetivo del proyecto de tesis, el cual es el reforzamiento por encamisado, el cual tiene un valor de USD 25154.1.

7.2 Recomendaciones

- La ingeniería de detalle (planos, modelos 3D), deben contener la mayor información posible de acuerdo a las dimensiones reales de la estructura, así como de cada uno de sus elementos.
- En el diseño, se debe seguir la normativa para diseñar estructuras y predimensionar elementos seguros frente a cargas sísmicas.
- Se deberá analizar el efecto global sobre la cimentación en las condiciones de reforzamiento, ya que el estudio está limitado en este tema.
- La presente investigación se limitó al sistema de encamisado y recrecido debido a que la estructura es pequeña, sin embargo, se deberá analizar el efecto de otros sistemas de reforzamiento, especialmente en la parte económica.

Bibliografía

- Aguilar, R., Rodríguez, M., & Mora, D. (2016). *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*. España; Barcelona: Barbat
- Albanesi, T. & Nuti, C. (2007). Nonlinear static análisis (pushover). *University of Rome*.
- ANSI/AISC 360-22. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.
- ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: California Seismic Safety Commission.
- ATC 72-1. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 242.
- Banco de Desarrollo de América Latina. (2014).
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2020).
- Calle Guaraca, F., & Feijoo Guevara B. (2017). *Análisis dinámico no lineal del hospital "Darío Machuca Palacios" (La Troncal), medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*. Universidad del Azuay, Cuenca.
- Campos Miguel, C., & Leandro Gabriel, D. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, distrito de San Juan de Miraflores, provincia de Lima, Departamento de Lima*. Universidad Continental, Huancayo.
- Castillo Sarango, D.J. (2016). *Vulnerabilidad sísmica del edificio principal del hospital Eugenio Espejo*. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Christopoulos, C. & Filiatraul, A. (2022). Principles of pasive supplemental damping and seismic isolation. *Istituto Universitario di Studi Superior di Pavia*

- FEMA 274. (1997). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.
- FEMA 306. (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. Washington, D.C.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation oof buildings*. Washington, D.C.
- FEMA 577. (2007). *Risk Management Series Design Guide*. Washington, D.C.
- FEMA P2006. (2018). *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Washington, D.C.
- FEMA P-2208. (2023). *NEHRP Recommended Revisions to ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. FEMA, 710. Washington, D.C.
- FEMA P440A. (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. FEMA, 312. Washington, D.C.
- Filiatrault, A., & Cherry, S. (1987). Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 4.
- Guaño Olmedo, M. (2018). *Estudio de la influencia de los sistemas de reforzamiento, mediante un análisis estructural, para mejorar la respuesta sismorresistente del edificio de la Contraloría General del Estado-Regional 1*. Universidad Central del Ecuador, Quito.
- Haselton, C., Baker, J., & Stewart, J. (2017). Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard. doi: 10.1193/032114EQS039M
- Jaimes, M., Reinoso, E. (2013). *Estimación de pérdidas por sismo de contenidos de edificios*. Universidad Autónoma de México.
- Lago, A., Trabucco, D., & Wood, A. (2019). *Damping Technologies for Tall Buildings*. Cambridge, MA 02139, United States: Elsevier
- Madhekar, S. & Matsagar, V. (2022). *Passive Vibration Control of Structures*. Broken Sound Parkway; United States: CRC Press

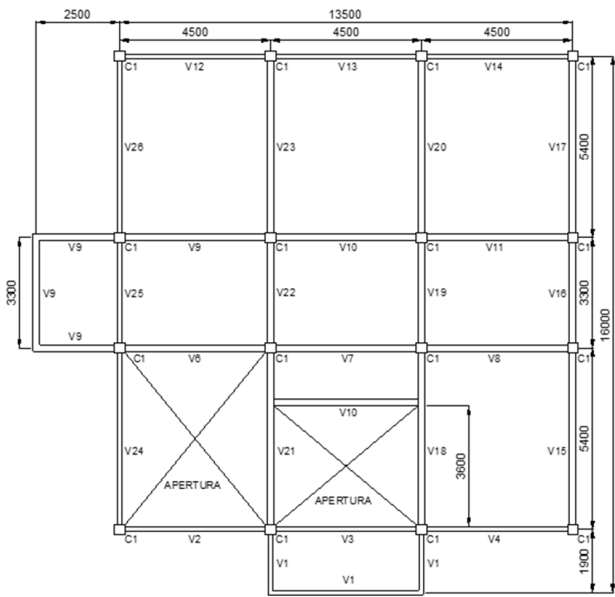
- NEC. (2014). *Estructuras de hormigón armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC. (2014). *Peligro sísmico, diseño sismo resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Organización Panamericana de la Salud. (2007). *¿Su hospital es seguro? Preguntas y respuestas para el personal de salud*. Ecuador: Noción.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C.
- Organización Panamericana de la Salud. (2004). *Manual de evaluación*
- Organización Panamericana de la Salud. (2023). Herramienta de evaluación posdesastre de hospitales. 21.
- Porter, K. (2021). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. *University of Colorado Boulder*.
- Roudsari, M., Cheraghi, K., & Aghayar, R. (2021). *Investigating the Retrofit of RC Frames Using TADAS Yielding Dampers*. doi: 10.32604/sdhm.2022.07927
- Tovar Molina, S.A. (2022). *Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio del honorable consejo universitario mediante la medición de vibraciones*. Universidad Técnica de Ambato, Ambato.
- Villota Tapia, I. (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*. Universidad del Azuay, Cuenca.
- Vision 2000 SEAOC. (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings*. Committee and California Office of Emergency Services. Sacramento, USA.
- Whittaker, A., & Bertero, V. (1991). Seismic testing of steel plate energy dissipation devices. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 5.

- Wijanto, S. (2012). *Behaviour and Design of Generic Buckling Restrained Brace Systems*. University of Auckland, New Zealand.
- Yi, Z. (2015). Assessment using FEA of the influence of detailing parameters on performance of buckling restrained braces. *POLITEHNICA UNIVERSITY TIMIȘOARA*, 134.
- Zayas, V., Mahin, S., & Constantinou, M. (2017). Continued Functionality Standard

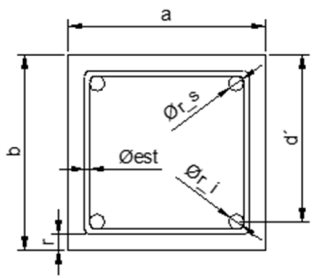
Anexos

Anexo 1: Rótulas plásticas para vigas

DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA



DIMENSIONES DE LA VIGA



$a := 15 \text{ cm}$	Ancho
$b := 90 \text{ cm}$	Peralte
$nrs := 2$	Núm. refuerzo superior
$nri := 2$	Núm. refuerzo inferior
$\phi rs := 16 \text{ mm}$	Diam. refuerzo superior
$\phi ri := 16 \text{ mm}$	Diam. refuerzo inferior
$\phi est := 8 \text{ mm}$	Diam. estribo
$r := 2.5 \text{ cm}$	Recubrimiento

DATOS DE LA ESTRUCTURA

$Np := 2$	Número de pisos
$He := 3.5 \text{ m}$	Altura del edificio
$bcol := 30 \text{ cm}$	Ancho de columna

CARGAS

$D := 0.541 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga Muerta
$L := 0.245 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga Viva

DATOS DE LA UBICACIÓN PARA LA VIGA V2

$L1 := 4.5 \text{ m}$	Longitud horizontal 1 de la viga
$L2 := 4.5 \text{ m}$	Longitud horizontal 2 de la viga
$L3 := 5.4 \text{ m}$	Longitud vertical 1 de la viga
$L4 := 1.9 \text{ m}$	Longitud vertical 2 de la viga

MATERIALES

$f'cc := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del hormigón Mander
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fluencia del acero
$Es := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de Elasticidad del acero

LONGITUDES PARA CÁLCULOS

$$Lh := \text{Max} (L1 ; L2) = 4.5 \text{ m}$$

Long. horiz.viga

$$Lt := \frac{L3 + L4}{2} = 3.65 \text{ m}$$

Long. transv.viga

PROPIEDADES DE SECCIÓN

$$d' := b - r - \phi_{est} - 0.5 \cdot \phi_{ri} = 85.9 \text{ cm}$$

Altura efectiva

$$dcs := r + \phi_{est} + 0.5 \cdot \phi_{rs} = 4.1 \text{ cm}$$

Dist. Centroides superior

$$dci := r + \phi_{est} + 0.5 \cdot \phi_{ri} = 4.1 \text{ cm}$$

Dist. Centroides inferior

$$As := nrs \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{rs}^2}{4} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

Área superior de acero

$$Ai := nri \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ri}^2}{4} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

Área inferior de acero

$$Aest := \frac{\pi \cdot \phi_{est}^2}{4} = 0.5027 \text{ cm}^2$$

Área del estribo

$$ac := \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_{cc} \cdot a} = 6.3078 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresión

$$Llibre := L1 - 2 \cdot \frac{b_{col}}{2} = 4.2 \text{ m}$$

Distancia libre de la viga

$$Iv := \frac{a \cdot b^3}{12} = 9.1125 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia

$$\rho_{bal} := 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_{cc}}{f_y} \cdot \left(\frac{6117}{6117 + f_y \frac{\text{cm}}{\text{kgf}}} \right)^2 \cdot 100$$

Cuantía balanceada

$$\rho_{bal} = 2.1419$$

Cuantía balanceada

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_{bal} = 1.0709$$

Cuantía máxima

$$\rho_{pos} := \frac{Ai}{d' \cdot a} \cdot 100 = 0.3121$$

Cuantía positiva

$$\rho_{neg} := \frac{As}{d' \cdot a} \cdot 100 = 0.3121$$

Cuantía negativa

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

$$Sst := \text{Min} \left(\frac{d'}{4} ; 8 \cdot \phi_{ri} ; 24 \cdot \phi_{est} ; 30 \text{ cm} \right)$$

Separación de estribos

$$Sst = 12.8 \text{ cm}$$

Separación de estribos

CARGA ÚLTIMA

$$Pu := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.0412 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga última

MOMENTO RESISTENTE

$$Mr := 0.9 \cdot \left((Ai - As) \cdot fy \cdot \left(d' - \frac{ac}{2} \right) + As \cdot fy \cdot (d' - dcs) \right)$$

Momento Resistente

$$Mr = 13.706 \text{ tonf m}$$

CORTE POR GRAVEDAD

$$Vg := \frac{(2 \cdot Lh - Lt) \cdot Lt \cdot Pu}{4} = 5.083 \text{ tonf}$$

Corte por gravedad (Área de trapecios)

MOMENTOS PROBABLES

$$Mpr1 := 1.25 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d' - \frac{1.25 \cdot As \cdot fy}{1.7 \cdot f'_{cc} \cdot a} \right)$$

Momento Probable 1

$$Mpr1 = 19.0727 \text{ tonf m}$$

Momento Probable 1

$$Mpr2 := 1.25 \cdot Ai \cdot fy \cdot \left(d' - \frac{1.25 \cdot Ai \cdot fy}{1.7 \cdot f'_{cc} \cdot a} \right)$$

Momento Probable 2

$$Mpr2 = 19.0727 \text{ tonf m}$$

Momento Probable 2

CORTE PROBABLE

$$Vpr := \frac{Mpr1 + Mpr2}{Llibre} = 9.0822 \text{ tonf}$$

Corte probable

CORTE ACTUANTE

$$V := Vg + Vpr = 14.1653 \text{ tonf}$$

Corte Actuante

CAPACIDAD DE CORTE DE LA ARMADURA

$$Vs := \frac{Aest \cdot fy \cdot nrs \cdot d'}{Sst} = 31.2346 \text{ tonf}$$

Capacidad de Corte de la armadura

CONDICIONES TABLA 10 7

Condición i 1:

$$Ci1 := \frac{\rho_{neg} - \rho_{pos}}{\rho_{bal}} = 0$$

Condición i 2:

$$Sst = 12.8 \text{ cm}$$

$$V = 14.1653 \text{ tonf}$$

$$Ci21 := \frac{d'}{3} = 28.6333 \text{ cm}$$

$$Ci22 := \frac{3}{4} \cdot V = 10.6239 \text{ tonf}$$

```
if Sst ≤ Ci21
  Resultado1 := "SECCIÓN CONFORME"
else
  Resultado1 := "SECCIÓN NO CONFORME"
```

Resultado1 = "SECCIÓN CONFORME"

```
if Vs > Ci22
  Resultado2 := "SECCIÓN CONFORME"
else
  Resultado2 := "SECCIÓN NO CONFORME"
```

Resultado2 = "SECCIÓN CONFORME"

Condición i 3:

$$Ci3 := \frac{V}{a \cdot d' \cdot \sqrt{f'_{cc} \text{ MPa}}} = 0.2155$$

```
if (Ci3 > 0.25) ∧ (Ci3 < 0.5)
  Resultado3 := "INTERPOLAR"
else
  Resultado3 := "NO INTERPOLAR"
```

Resultado3 = "NO INTERPOLAR"

Condición ii 1:

```
if Sst ≤  $\frac{d'}{2}$ 
  Resultado4 := "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN ii"
else
  Resultado4 := "COMPROBAR OTRO CRITERIO"
```

Resultado4 = "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN ii"

Condición ii 2:

```
if Sst >  $\frac{d'}{2}$ 
  Resultado5 := "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN ii"
else
  Resultado5 := "COMPROBAR OTRO CRITERIO"
```

Resultado5 = "COMPROBAR OTRO CRITERIO"

Condición iii 1:

```

if  $Sst \leq \frac{d'}{2}$ 
  Resultado6 := "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN iii"
else
  Resultado6 := "COMPROBAR OTRO CRITERIO"

```

Resultado6 = "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN iii"

Condición iii 2:

```

if  $Sst > \frac{d'}{2}$ 
  Resultado7 := "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN iii"
else
  Resultado7 := "COMPROBAR OTRO CRITERIO"

```

Resultado7 = "COMPROBAR OTRO CRITERIO"

Condición iv:

$CF_VD := 0.52$

```

if  $CF\_VD < 1.2$ 
  Resultado8 := "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN iv"
else
  Resultado8 := "COMPROBAR OTRO CRITERIO"

```

Resultado8 = "USAR LOS VALORES DE LA TABLA 10-7 PARA CONDICIÓN iv"

ROTACIONES Y MOMENTOS**Módulo de Elasticidad del Concreto**

$$Ec := 15100 \cdot \sqrt{f'_{cc} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 2.1882 \cdot 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad del Concreto

Distancia al Eje Neutro

$$\beta_1 := 0.85$$

Factor para concreto

$$Cen := \frac{ac}{\beta_1} = 7.421 \text{ cm}$$

Distancia al Eje Neutro

Momento de Fluencia

$$My := fy \cdot Ai \cdot \left(d' - \frac{Cen}{3} \right) = 15.5316 \text{ tonf m}$$

Momento de Fluencia este valor debería ser 7 tonf.m

Rotación de Fluencia

$$\phi_Y := \frac{Llibre \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Iv} = 0.0005$$

Rotación de Fluencia

Rotación Última

$$a1 := 0.025$$

Valor desde la Interpolación Tabla 10_7

$$\phi_u := \phi_Y + a1 = 0.0255$$

Rotación Última

Momento Último

$$Mu := My + a1 \cdot Ec \cdot Iv \cdot (\phi_u - \phi_Y) \cdot \frac{1}{m}$$

Momento Último

$$Mu = 29.2691 \text{ tonf m}$$

Momento Último

Rotación Remanente

$$b1 := 0.05$$

Valor desde la Interpolación Tabla 10_7

$$\phi_r := \phi_Y + b1 = 0.0505$$

Rotación Remanente

Momento Remanente

$$c1 := 0.2$$

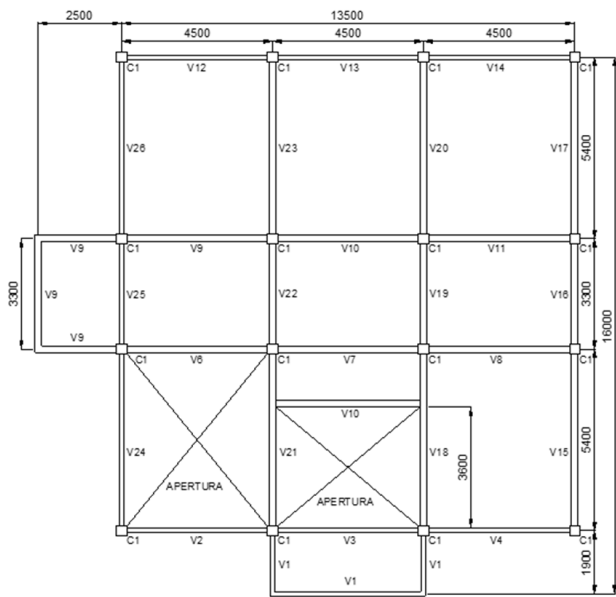
Valor desde la Interpolación Tabla 10_7

$$Mr := My \cdot c1 = 3.1063 \text{ tonf m}$$

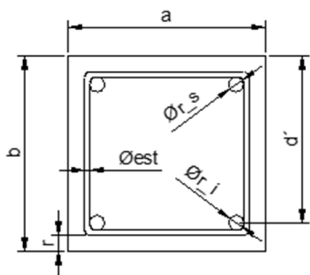
Momento Remanente

Anexo 2: Reforzamiento para vigas

DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA



DIMENSIONES DE LA VIGA



$a := 15 \text{ cm}$	Ancho
$b := 90 \text{ cm}$	Peralte
$nrs := 2$	Núm. refuerzo superior
$nri := 2$	Núm. refuerzo inferior
$\phi rs := 16 \text{ mm}$	Diam. refuerzo superior
$\phi ri := 16 \text{ mm}$	Diam. refuerzo inferior
$\phi est := 8 \text{ mm}$	Diam. estribo
$r := 2.5 \text{ cm}$	Recubrimiento
$Fm := 1$	Factor de mayoración

DATOS DE LA ESTRUCTURA

$Np := 1$	Número de pisos
$He := 3.5 \text{ m}$	Altura del edificio
$bcol := 30 \text{ cm}$	Ancho de columna

CARGAS

$D := 0.541 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga Muerta
$L := 0.245 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Carga Viva

DATOS DE LA UBICACIÓN PARA LA VIGA V2

$L1 := 4.5 \text{ m}$	Longitud horizontal 1 de la viga
$L2 := 4.5 \text{ m}$	Longitud horizontal 2 de la viga
$L3 := 5.4 \text{ m}$	Longitud vertical 1 de la viga
$L4 := 1.9 \text{ m}$	Longitud vertical 2 de la viga

MATERIALES

$f'cc := 233 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del hormigón Mander
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fluencia del acero
$Es := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de Elasticidad del acero

LONGITUDES PARA CÁLCULOS

$$Lh := \text{Max} (L1 ; L2) = 4.5 \text{ m}$$

Long. horiz.viga

$$Lt := \frac{L3 + L4}{2} = 3.65 \text{ m}$$

Long. transv.viga

PROPIEDADES DE SECCIÓN

$$d' := b - r - \phi_{est} - 0.5 \cdot \phi_{ri} = 85.9 \text{ cm}$$

Altura efectiva

$$dcs := r + \phi_{est} + 0.5 \cdot \phi_{rs} = 4.1 \text{ cm}$$

Dist. Centroide superior

$$dci := r + \phi_{est} + 0.5 \cdot \phi_{ri} = 4.1 \text{ cm}$$

Dist. Centroide inferior

$$As := nrs \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{rs}^2}{4} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

Área superior de acero

$$Ai := nri \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ri}^2}{4} = 4.0212 \text{ cm}^2$$

Área inferior de acero

$$Aest := \frac{\pi \cdot \phi_{est}^2}{4} = 0.5027 \text{ cm}^2$$

Área del estribo

$$ac := \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_{cc} \cdot a} = 5.6852 \text{ cm}$$

Altura del bloque de compresión

$$Llibre := L1 - 2 \cdot \frac{bcol}{2} = 4.2 \text{ m}$$

Distancia libre de la viga

$$\rho_{pos} := \frac{Ai}{d' \cdot a} = 0.0031$$

Cuantía positiva

$$\rho_{neg} := \frac{As}{d' \cdot a} = 0.0031$$

Cuantía negativa

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

$$Sst := \text{Min} \left(\frac{d'}{4} ; 8 \cdot \phi_{ri} ; 24 \cdot \phi_{est} ; 30 \text{ cm} \right)$$

Separación de estribos

$$Sst = 12.8 \text{ cm}$$

Separación de estribos

Módulo de Elasticidad del Concreto

$$Ec := 15100 \cdot \sqrt{f'_{cc} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

Módulo de Elasticidad del Concreto

$$Ec = 2.3049 \cdot 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

CARGA ÚLTIMA

$$Pu := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.0412 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga última

MOMENTO RESISTENTE

$$M_{res} := 0.9 \cdot \left((A_i - A_s) \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a_c}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot (d' - d_{cs}) \right) \quad \text{Momento Resistente}$$

$$M_{res} = 13.706 \text{ tonf m}$$

CORTE POR GRAVEDAD

$$V_g := \frac{(2 \cdot L_h - L_t) \cdot L_t \cdot Pu \cdot F_m}{4} = 5.083 \text{ tonf}$$

Corte por gravedad (Área de trapecios)

MOMENTOS PROBABLES

$$M_{pr1} := 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{1.25 \cdot A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_{cc} \cdot a} \right)$$

Momento Probable 1

$$M_{pr1} = 19.1633 \text{ tonf m}$$

Momento Probable 1

$$M_{pr2} := 1.25 \cdot A_i \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{1.25 \cdot A_i \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_{cc} \cdot a} \right)$$

Momento Probable 2

$$M_{pr2} = 19.1633 \text{ tonf m}$$

Momento Probable 2

CORTE PROBABLE

$$V_{pr} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_{libre} - a - 4 \cdot b} = 85.1702 \text{ tonf}$$

Corte probable

CORTE ACTUANTE

$$V := V_g + V_{pr} = 90.2532 \text{ tonf}$$

Corte Actuante

CAPACIDAD DE CORTE DE LA ARMADURA

$$V_s := \frac{A_{est} \cdot f_y \cdot nrs \cdot d'}{S_{st}} = 31.2346 \text{ tonf}$$

Capacidad de Corte de la armadura

Verificación para Reforzamiento por Corte

$$M_{pr1} = 19.1633 \text{ tonf m}$$

$$M_{pr2} = 19.1633 \text{ tonf m}$$

$$V_g = 5.083 \text{ tonf}$$

$$V_{pr} = 85.1702 \text{ tonf}$$

$$V_s = 31.2346 \text{ tonf}$$

$$V_u := V = 90.2532 \text{ tonf}$$

$$V_c := 0.53 \cdot a \cdot d' \cdot \sqrt{f'_{cc} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_c = 11.4906 \text{ tonf}$$

$$V_{res} := 0.75 \cdot V_s + 0.75 \cdot V_c = 32.0439 \text{ tonf}$$

```
if Vres > Vu
  Resultado2 := "NO SE NECESITA REFORZAR LA VIGA"
else
  Resultado2 := "REFORZAR VIGA"
```

Resultado2 = "REFORZAR VIGA"

Corte Faltante

$$V_{res} = 32.0439 \text{ tonf}$$

$$V_u = 90.2532 \text{ tonf}$$

```
if Vres > Vu
  Vfaltante := 0
else
  Vfaltante := Vu - Vres
```

Vfaltante = 58.2092 tonf

Verificación para Reforzamiento por Momento

$$M_{ult} := \frac{0.65 \cdot 0.85 \cdot P_u \cdot L_t \cdot (L_h - a)^2}{8 \cdot F_m}$$

$$M_{ult} = 4.9665 \text{ tonf m}$$

```
if Mres > Mult
  Resultado1 := "NO SE NECESITA REFORZAR LA VIGA"
else
  Resultado1 := "REFORZAR VIGA"
```

Resultado1 = "NO SE NECESITA REFORZAR LA VIGA"

```

if  $M_{res} > M_{ult}$ 
   $M_{faltante} := 0$  tonf m
else
   $M_{faltante} := M_{ult} - M_{res}$ 

```

$M_{faltante} = 0$

Encamisado



Datos para la Platina

$L_p := 75$ mm

$t_p := 6$ mm

$N_{ap} := 8$

$f_{ya} := 36$ kpsi

Datos del Ángulo

$n_a := 2$

$b_a := 50$ mm

$t_a := 6$ mm

$A_a := 6.09$ cm²

$w_a := 10.466$ $\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

$I_x := 14.402$ cm⁴

$r_x := 1.537$ cm

ANÁLISIS PARA CORTE

Valores de Ubicación para Platinas

$L_{li_ap} := \frac{L_h - a}{N_{ap} + 1} = 48.3333$ cm

$L_{max_ubi} := 60 \cdot r_x = 92.22$ cm

```

if Lli_ap < Lmax_ubi
  Resultado4 := "Np ADECUADO"
else
  Resultado4 := "CAMBIAR Np"

```

Resultado4 = "Np ADECUADO"

Corte del Refuerzo (Platina)

$$Vsref := \frac{0.75 \cdot 2 \cdot d' \cdot Lp \cdot tp \cdot fya}{Lli_ap} = 33.47 \text{ tonf}$$

```

if Vsref > Vfaltante
  Resultado5 := "PLATINA ADECUADA"
else
  Resultado5 := "CAMBIAR PLATINA"

```

Resultado5 = "CAMBIAR PLATINA"

ANÁLISIS PARA MOMENTO

Propiedades de la Sección

```

if  $\frac{ba}{ta} < 0.45 \cdot \sqrt{\frac{Es}{fya}}$ 
  Atiesado := "CUMPLE"
else
  Atiesado := "NO CUMPLE"

```

Tabla B4.1a AISC 360_22

Atiesado = "CUMPLE"

$$n := \frac{Es}{15100 \cdot \sqrt{f'cc \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

Factor para tener en cuenta la interacción entre Acero y Hormigón

$$n = 9.111$$

$$Aefc := As \cdot n = 36.6374 \text{ cm}^2$$

Área efectiva

$$a1 := \frac{a}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$b1 := n \cdot Aa = 55.4858 \text{ cm}^2$$

$$c1 := -n \cdot Aa \cdot d' = -4766.2283 \text{ cm}^3$$

$$x := \frac{-b1 + \sqrt{b1^2 - 4 \cdot a1 \cdot c1}}{2 \cdot a1}$$

$$x = 21.78 \text{ cm}$$

$$Cg := \frac{ba^2 \cdot ta + (ba - ta) \cdot ta^2}{2 \cdot Aa} = 1.3616 \text{ cm}$$

$$I_{transp} := na \cdot \left(Ix + Aa \cdot (x - Cg)^2 \right) = 5106.773 \text{ cm}^4$$

Momento Adicional

$$Madic := \frac{fya \cdot I_{transp}}{x} = 6.5418 \text{ tonf m}$$

```
if Madic > Mfaltante
  Resultado3 := "ÁNGULO ADECUADO"
else
  Resultado3 := "CAMBIAR ÁNGULO"
```

```
Resultado3 = "ÁNGULO ADECUADO"
```

Anexo 3: Planos de reforzamiento

