

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE LA  
INFRAESTRUCTURA DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE  
INGENIERÍA CIVIL

PRESENTADO POR:

ROLANDO CISNEROS AYALA

DIRIGIDO POR:

ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ

AYACUCHO - PERÚ

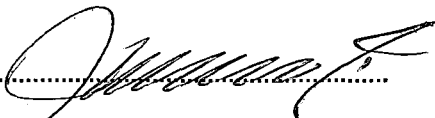
DICIEMBRE 2014

Tesis  
Cv 418  
Cia

“ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA  
DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL”


RECOMENDADO : 23 DE OCTUBRE DE 2014

APROBADO : 01 DE DICIEMBRE DE 2014



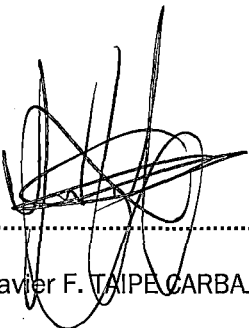
Ing. Dr. Jaime A. HUAMÁN MONTES

(PRESIDENTE (e))



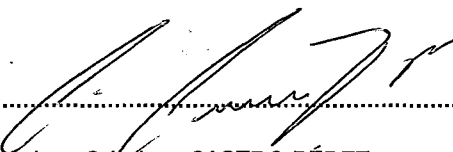
Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA

(MIEMBRO)



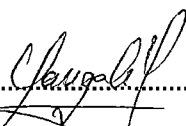
Ing. Javier F. TAIPE CARBAJAL

(MIEMBRO)



Ing. Cristian CASTRO PÉREZ

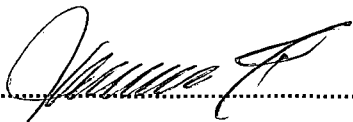
(MIEMBRO)



Ing. Floro N. YANGALI GUERRA

(SECRETARIO DOCENTE)

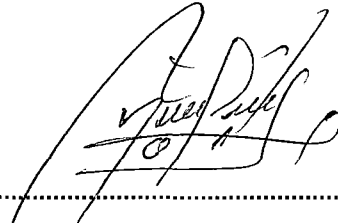
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 01 de diciembre de 2014, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Rolando CISNEROS AYALA, con la Tesis Titulado "ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL", fue calificada con la nota de QUINCE (15) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



---

Ing. Dr. Jaime A. HUAMÁN MONTES

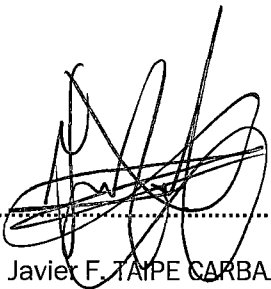
(PRESIDENTE (e))



---

Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA

(MIEMBRO)



---

Ing. Javier F. TAÍPE CARBAJAL

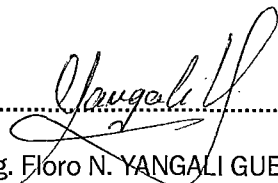
(MIEMBRO)



---

Ing. Cristian CASTRO PÉREZ

(MIEMBRO)



---

Ing. Floro N. YANGALI GUERRA

(SECRETARIO DOCENTE)

# Presentación

Esta tesis es presentada como parte de los requisitos para optar el título académico de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, y no ha sido presentado anteriormente para la obtención de otro grado o título en esta universidad u otras. La misma contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en los periodos 2013-2014.

Rolando Cisneros Ayala

mar\_azulciss@hotmail.com

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
Ayacucho, Diciembre del 2014.

# Dedicatoria

*A DIOS por iluminar y bendecir mi camino. A mis padres: Abraham Cisneros Mitma y María Ayala Gómez quienes me apoyaron de manera incondicional en mi formación académica; gracias a ustedes padres por apostar siempre en la educación de su hijo.*

# Agradecimientos

*A mis padres: Abraham Cisneros Mitma y María Ayala Gómez por su apoyo incondicional y por su paciencia interminable durante el desarrollo de este trabajo de investigación.*

*Al Ing. Cristian Castro Pérez, guía y asesor de esta tesis, por su orientación y apoyo constante, por sus acertadas sugerencias que direccionaron al éxito de este trabajo de investigación.*

*Al Msc. Ing. Norbertt Quispe Auccapuclla, por su valiosa orientación y recomendación durante el desarrollo de este trabajo de investigación.*

*Al Msc. Ing. Javier F. Taipe Carbajal, por su recomendación, y sugerencias desde un principio de la investigación hasta la etapa de culminación.*

*Finalmente, a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, nuestra alma máter, y en especial a la escuela profesional de Ingeniería Civil, mi segunda casa, por haberme acogido en sus aulas durante mis años de estudiante.*

# Resumen

La presente investigación nace con el propósito de contribuir a la Ingeniería Civil en el área de Estructuras, con el desarrollo de un trabajo concerniente al Diseño y Análisis Sísmico de una edificación con la tendencia actual de Diseño, basado en el Performance. La investigación comienza dando una visión general acerca de las lagunas y limitaciones existentes en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente y otros códigos similares expresados en los desastres sísmicos en las últimas décadas como en: Loma Prieta(1989), Northridge(1994), Kobe(1995), Chile(2010), Haití(2010), Costa de Honshu(2011), Nazca(1996), Ica(2007) y Parinacochas(2014) los tres últimos casos en el Perú.

Así mismo se presenta el sustento teórico del Diseño Sísmico Basado en el Performance, presentados por la SEAOC(1995), ATC-40(1996), FEMA-273(1997), FEMA-350(2000), FEMA-440(2005) y Proyectos de investigación japoneses.

Finalmente se plantea conseguir un Diseño Sísmico comparativo con esta metodología, realizando la aplicación práctica en el módulo 3 de la infraestructura de la Escuela Profesional de la Ingeniería Civil, diseñando bajo los criterios de la Norma E.030, con y sin la incorporación de muros de mampostería en el análisis estructural. Posteriormente se realiza la evaluación de performance estructural utilizando la metodología Análisis Estático no Lineal (pushover) con el programa computacional ETABS 2013 v 13.1.2

# Índice general

Portada	
Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice General	V
Índice de Cuadros	XIII
Índice de Figuras	XIX
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.1.1. En el Mundo . . . . .	1
1.1.2. En el Perú . . . . .	2
	V

1.2. Planteamiento del Problema . . . . .	2
1.2.1. Problemas principales . . . . .	3
1.2.2. Problemas secundarios . . . . .	3
1.3. Justificación . . . . .	4
1.4. Importancia . . . . .	5
1.5. Objetivos . . . . .	6
1.5.1. Generales . . . . .	6
1.5.2. Específicos . . . . .	6
1.6. Hipótesis . . . . .	7
1.6.1. Hipótesis generales . . . . .	7
1.6.2. Hipótesis específicos . . . . .	7
1.7. Organización del Estudio . . . . .	7
<b>2. Norma Técnica de Edificaciones (E.030) de Diseño Sismorresistente 2006</b>	<b>10</b>
2.1. Generalidades . . . . .	10
2.1.1. Alcances . . . . .	10
2.1.2. Filosofía y Principios de Diseño Sismorresistente . . . . .	11
2.2. Presentación del Proyecto . . . . .	12
2.3. Parámetros de Sitio . . . . .	13
2.3.1. Zonificación . . . . .	13
2.4. Condiciones Locales . . . . .	15
2.4.1. Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio . . . . .	15

2.4.2.	Condiciones Geotécnicas . . . . .	16
2.4.3.	Factor de Amplificación Sísmica . . . . .	18
2.5.	Requisitos Generales . . . . .	19
2.5.1.	Aspectos Generales . . . . .	19
2.5.2.	Concepción Estructural Sismorresistente . . . . .	20
2.5.3.	Categoría de Edificación . . . . .	21
2.5.4.	Configuración Estructural . . . . .	22
2.5.5.	Sistemas Estructurales . . . . .	30
2.5.6.	Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones .	33
2.5.7.	Procedimiento de Análisis . . . . .	34
2.5.8.	Desplazamientos Laterales . . . . .	34
2.5.9.	Desplazamientos Laterales Permisibles . . . . .	34
2.5.10.	Junta de Separación Sísmica (S) . . . . .	35
2.6.	Análisis de Edificios . . . . .	36
2.6.1.	Generalidades . . . . .	36
2.6.2.	Modelos para Análisis de Edificios . . . . .	36
2.6.3.	Peso de la Edificación . . . . .	37
2.6.4.	Desplazamientos Laterales . . . . .	39
2.6.5.	Efectos de Segundo Orden . . . . .	39
2.6.6.	Solicitaciones Sísmicas Verticales . . . . .	42
2.7.	Análisis Estático . . . . .	42
2.7.1.	Generalidades . . . . .	42

2.7.2.	Período Fundamental . . . . .	42
2.7.3.	Fuerza Cortante en la Base . . . . .	44
2.7.4.	Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura . . . . .	45
2.7.5.	Efectos de Torsión . . . . .	47
2.7.6.	Fuerzas Sísmicas Verticales . . . . .	49
2.8.	Análisis Dinámico . . . . .	50
2.8.1.	Alcances . . . . .	50
2.8.2.	Análisis por combinación modal espectral . . . . .	50
2.8.3.	Aceleración Espectral . . . . .	51
2.8.4.	Criterios de Combinación . . . . .	52
2.8.5.	Fuerza Cortante Mínima en la Base . . . . .	55
2.8.6.	Efectos de Torsión . . . . .	55
2.8.7.	Análisis Tiempo-Historia . . . . .	57
<b>3.</b>	<b>Estado del Arte en el Diseño Sísmorresistente Basado en el Desempeño</b>	<b>58</b>
3.1.	Introducción . . . . .	58
3.1.1.	Propósito . . . . .	58
3.1.2.	Trabajos Realizados de Diseño Basado en Desempeño . . . . .	59
3.1.3.	Actualidad de Diseño Sísmico basado en Desempeño . . . . .	60
3.2.	Concepto de Diseño Basado en Desempeño . . . . .	64
3.2.1.	Concepto General del SEAOC(1995) . . . . .	64
3.2.2.	Concepto del ATC-40(1996) . . . . .	65

3.2.3.	Concepto del FEMA-273(1997) . . . . .	65
3.2.4.	Concepto Empleado en el Proyecto amplio de Investigación y Desarrollo del Gobierno Japonés(1998) . . . . .	66
3.2.5.	Concepto del FEMA-350 (2000) . . . . .	67
3.3.	Aplicaciones de Diseño Sísmico por Desempeño . . . . .	67
3.4.	Métodos de Diseño por Desempeño . . . . .	67
3.4.1.	Metodología General del SEAOC(1995) . . . . .	67
3.4.2.	Metodología del ATC-40(1996) . . . . .	71
3.4.3.	Proceso de Rehabilitación del FEMA-273 (1997) . . . . .	74
3.4.4.	Proyectos de Investigación en Japón . . . . .	74
3.5.	Objetivos de Desempeño Sísmico . . . . .	78
3.5.1.	Niveles de Desempeño . . . . .	78
3.5.2.	Sismos de Diseño(Movimientos sísmicos de Diseño) . . . . .	93
3.5.3.	Objetivos de Desempeño . . . . .	97
3.6.	Evaluación del Desempeño Sísmico . . . . .	103
3.6.1.	Enfoques de Diseño del Comité Visión 2000(SEAOC-1995) . . . . .	103
3.6.2.	Procedimientos para la Evaluación de Desempeño del ATC-40 (1996)	109
3.6.3.	Procedimientos Analíticos para el Método de Rehabilitación del FEMA-273 (1997) . . . . .	110
3.7.	Análisis de Aceptabilidad . . . . .	112
3.7.1.	Límites de los niveles de desempeño por SEAOC . . . . .	112
3.7.2.	Límites de los niveles de desempeño por ATC-40 . . . . .	113

3.8. Relación Daño - Deriva . . . . .	114
3.9. Relación Momento - Curvatura . . . . .	116
3.9.1. Ductilidad y deformación de los elementos por flexión . . . . .	116
3.9.2. Curvatura de un elemento a flexión . . . . .	117
3.9.3. Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado . . . . .	118
3.9.4. Propiedades del concreto para el análisis momento-curvatura . . . . .	121
3.9.5. Propiedades del acero de refuerzo para el análisis momento-curvatura	124
3.10. Mecanismos de Falla . . . . .	126
3.11. Metodología de Análisis por Desempeño Estructural . . . . .	128
3.11.1. Análisis estático no lineal . . . . .	128
3.11.2. Método de Espectro Capacidad-Demanda . . . . .	131
3.12. Modelación de la no Linealidad de Materiales . . . . .	155
3.12.1. Modelo inelástico de los elementos barra(viga-columna) . . . . .	156
3.12.2. Rótula plástica . . . . .	157
3.12.3. Niveles de Desempeño de elementos tipo barra . . . . .	158
3.13. Modelo Inelástico de Edificios . . . . .	162
<b>4. Incorporación de la Mampostería en el Análisis Sísmico de Estructuras</b>	<b>163</b>
4.1. Introducción . . . . .	163
4.2. Procedimientos de Análisis . . . . .	164
4.2.1. Método de Elementos Finitos . . . . .	164
4.2.2. Macro-modelos . . . . .	172
4.2.3. Curva de capacidad de muros de mampostería confinada . . . . .	181

<b>5. Diseño Sísmico por Desempeño de un Módulo de la Infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil-UNSCH</b>	<b>183</b>
5.1. Aspectos Generales . . . . .	183
5.1.1. Descripción general del Proyecto . . . . .	183
5.2. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3 . . . . .	185
5.2.1. Selección de los Objetivos de Desempeño . . . . .	185
5.2.2. Localización del Proyecto y Sismos de Diseño . . . . .	186
5.2.3. Obtención de Espectros de Demanda Elástico . . . . .	186
5.2.4. Resumen de Espectros de Demanda Elástico . . . . .	194
5.2.5. Diseño Conceptual(Arquitectónico) . . . . .	196
5.2.6. Diseño Preliminar y Diseño Final (Estructural) . . . . .	197
5.2.7. Análisis Estructural . . . . .	203
5.2.8. Análisis Estático no Lineal con ETABS 2013 . . . . .	219
5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería . . . . .	242
5.3.1. Distribución y dimensiones de muros de mampostería . . . . .	243
5.3.2. Cálculo de parámetros de muros de mampostería . . . . .	244
5.3.3. Modelización de la Diagonal equivalente en ETABS 2013 . . . . .	248
5.3.4. Asignación de Límite de resistencia a Compresión de la Diagonal equivalente . . . . .	249
5.3.5. Análisis dinámico líneal . . . . .	250
5.3.6. Análisis Estático no Líneal con ETABS 2013 . . . . .	252

<b>6. Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>272</b>
6.1. Conclusiones . . . . .	272
6.2. Recomendación . . . . .	274
6.3. Líneas futuras de investigación . . . . .	276
<b>Bibliografía</b>	<b>277</b>
<b>A. Modelamiento de la estructura usando el programa computacional ETABS 2013 V 13.1.2</b>	<b>286</b>
A.1. Interface del software . . . . .	286
A.2. Inicialización de un nuevo modelo . . . . .	287
A.2.1. Definir las propiedades de los materiales . . . . .	289
A.2.2. Dibujar los elementos tipo frame . . . . .	290
A.2.3. Dibujar los elementos tipo área . . . . .	291
A.2.4. Definir casos de carga gravitacional . . . . .	292
A.2.5. Definición de pasos para el análisis dinámico lineal . . . . .	293
A.2.6. Análisis Estático no Lineal de la Estructura . . . . .	299
A.3. Modelamiento de Muros de Mampostería como Diagonal Equivalente . . . . .	307
A.3.1. Restricción de momento en los elementos tipo frame . . . . .	307
A.3.2. Asignación de los límites de resistencia a compresión diagonal . . . . .	309

# Índice de cuadros

2.1. Coeficientes de aceleración de la gravedad . . . . .	14
2.2. (*) Suelo con velocidades de onda de corte menor que el de una roca. . . . .	17
2.3. (*) Los valores de $T_p$ y $S$ para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3. . . . .	17
2.4. (*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales. . . . .	22
2.5. Sistemas estructurales . . . . .	31
2.6. Categoría y Estructura de las Edificaciones . . . . .	33
2.7. Deriva de piso máxima $\gamma$ . . . . .	34
2.8. Porcentaje de carga Viva . . . . .	37
3.1. Metodología para Evaluación y Adaptación Sísmica ( ATC-40, 1996) . . . . .	73
3.2. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC-1995) . . . . .	81
3.3. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC-1996) . . . . .	86
3.4. Situaciones límites de desempeño (adaptado de Ministerio de Construcción de Japón) . . . . .	90

3.5. Niveles de desempeño de la edificación . . . . .	91
3.6. Niveles de Desempeño Estructural . . . . .	92
3.7. Niveles de Sismo de Diseño de Vision 2000 (SEAOC-1995)[27] . . . . .	94
3.8. Niveles de sismo de diseño (adaptado de FEMA-273 (1997))[11] . . . . .	96
3.9. Niveles de Sismo de Diseño . . . . .	96
3.10. Niveles de Sismo de Diseño . . . . .	97
3.11. Niveles de Sismo de Diseño del FEMA-350 (2000)[26] . . . . .	97
3.12. Objetivos de desempeño para cada categoría de edificación (SEAOC-1995)	98
3.13. Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC-1995) . . . . .	99
3.14. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales ATC-40(1996)	100
3.15. Objetivos de Rehabilitación según FEMA-273 (1997) . . . . .	100
3.16. Valores para el factor de modificación $C_0$ . . . . .	111
3.17. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño SEAOC(1995)[27]. . . . .	112
3.18. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño ATC-40[3]. . . . .	113
3.19. Factores de reducción de momento de inercia considerados por el código ACI 318S-08[1] . . . . .	120
3.20. Momento de inercia efectiva de elementos. . . . .	120
3.21. Valores del modelo trilineal. . . . .	126
3.22. Propuesta de Aguiar (2003) para encontrar sismos de análisis por desem- peño en América Latina. . . . .	147

3.23. Clasificación estructural para la determinación de los factores de reducción espectral. . . . .	152
3.24. Valores mínimos permisibles para los factores de reducción espectral. . . .	153
3.25. Valores para el factor de modificación k del amortiguamiento viscoso. . . .	153
3.26. Modeling Parameter and Numerical Acceptance for Nonlineal Procedures Reinforced Concreto Beams . . . . .	160
3.27. Modeling Parameter and Numerical Acceptance for Nonlineal Procedures Reinforced Concreto Columns . . . . .	161
5.1. Objetivos de Desempeño Sísmico para estructuras Básicas. . . . .	186
5.2. Parámetros para la obtención del espectro de demanda para el sismo raro. . . .	186
5.3. Periodo, Factor de amplificación sísmica, Aceleración espectral y Despla- zamiento para el sismo Raro. . . . .	187
5.4. Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para el sismo Frecuente. . . . .	189
5.5. Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para el sismo Ocasional. . . . .	191
5.6. Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para el sismo Muy raro. . . . .	193
5.7. Periodo, Aceleración espectral, Desplazamiento espectral para los sismos: Frecuente, Ocasonal, Raro y Muy raro. . . . .	195
5.8. Predimensionamiento de las losa aligerada. . . . .	199
5.9. Cálculo de peralte de las viga . . . . .	199
5.10. Cálculo de base de la viga . . . . .	199

5.11. Cálculo de área para columnas excéntricas y esquineras . . . . .	200
5.12. Área propuestas para columnas excéntricas y esquineras . . . . .	200
5.13. Cálculo de áreas para columnas céntricas . . . . .	201
5.14. Área propuestas para columnas céntricas . . . . .	201
5.15. Metrado de cargas gravitacionales que recibirá la losa aligerada. . . . .	201
5.16. Metrado de cargas gravitacionales que recibirá la azotea . . . . .	201
5.17. Metrado de cargas gravitacionales que recibirá el corredor . . . . .	202
5.18. Metrado de muros de mampostería del primer nivel de la edificación . . . .	202
5.19. Metrado de muros de mampostería del segundo nivel de la edificación . . .	203
5.20. Parámetros sísmicos . . . . .	206
5.21. Periodos y modos de vibración de la estructura . . . . .	207
5.22. Masas y pesos de las estructura . . . . .	208
5.23. Periodo y factor de amplificación sísmica . . . . .	208
5.24. Cortante basal estático en las direcciones principales de análisis . . . . .	208
5.25. Cortante obtenido del análisis dinámico . . . . .	209
5.26. Centro de masa y rigidez de la estructura . . . . .	209
5.27. Deriva máxima de piso, en X e Y . . . . .	210
5.28. Efecto P- $\Delta$ . . . . .	210
5.29. Cuantía de refuerzo mínima y máxima permitida para una falla dúctil . . .	212
5.30. Cálculo de área de acero en las vigas principales . . . . .	213
5.31. Cuantía de refuerzo mínima y máxima permitida para una falla dúctil . . .	214
5.32. Cálculo de área de acero en las vigas secundarias . . . . .	215

5.33. Varillas requeridas y propuestas . . . . .	216
5.34. Cálculo de área de acero en las vigas acarteladas . . . . .	217
5.35. Cálculo de área de acero en las vigas acarteladas . . . . .	218
5.36. Varillas propuesta en las columnas . . . . .	218
5.37. Patrón de carga lateral, en la dirección X . . . . .	219
5.38. Patrón de carga lateral, en la dirección Y . . . . .	219
5.39. Nodo de control . . . . .	222
5.40. Desplazamiento de techo versus cortante basal, en la dirección X . . . . .	226
5.41. Desplazamiento de techo versus cortante basal, en la dirección Y . . . . .	227
5.42. Punto de demanda para el sismo frecuente . . . . .	231
5.43. Punto de demanda para el sismo frecuente . . . . .	232
5.44. Punto de demanda para el sismo raro . . . . .	233
5.45. Punto de demanda para el sismo muy raro . . . . .	234
5.46. Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección X . . .	234
5.47. Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y . . . . .	237
5.48. Punto de demanda para el sismo ocasional, en la dirección Y . . . . .	238
5.49. Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección Y . . . . .	239
5.50. Punto de demanda para el sismo muy raro, en la dirección Y . . . . .	240
5.51. Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección Y . . .	241
5.52. Dimensiones de los elementos de confinamiento de muros de mampostería .	243
5.53. Resistencias características de la mampostería . . . . .	244
5.54. Parámetros de los muros de mampostería . . . . .	245

5.55. Parámetros de los muros de mampostería . . . . .	246
5.56. Parámetros de los muros de mampostería , . . . . .	247
5.57. Periodos y modos de vibración de la estructura . . . . .	250
5.58. Centro de masa y rigidez de la estructura . . . . .	250
5.59. Desplazamientos y derivas máximas de piso . . . . .	251
5.60. Acero en las columnetas de confinamiento de mampostería . . . . .	251
5.61. Acero en las viguetas de confinamiento de mampostería . . . . .	252
5.62. Valores de la curva de capacidad . . . . .	256
5.63. Valores de la curva de capacidad . . . . .	257
5.64. Punto de demanda para el sismo frecuente . . . . .	260
5.65. Punto de demanda para el sismo frecuente . . . . .	261
5.66. Punto de demanda para el sismo raro . . . . .	262
5.67. Punto de demanda para el sismo muy raro . . . . .	263
5.68. Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección X . . .	264
5.69. Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y . . . . .	266
5.70. Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y . . . . .	267
5.71. Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección Y . . .	269

# Índice de figuras

2.1. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú–Fuente[19] . . . . .	13
2.2. Modelo típico de idelizar el suelo de fundación. . . . .	18
2.3. Piso blando . . . . .	23
2.4. Irregularidad de masa . . . . .	24
2.5. Irregularidad Geométrica Vertical . . . . .	25
2.6. Discontinuidad en los Sistemas Resistentes. . . . .	26
2.7. Irregularidad Torsional . . . . .	27
2.8. Esquinas entrantes . . . . .	27
2.9. Discontinuidad del Diafragma(losa) . . . . .	28
2.10. Formas irregulares de edificio en planta . . . . .	29
2.11. Evaluación de peso de un edificio . . . . .	38
2.12. Carga muerta del piso i. . . . .	38
2.13. Efectos de 2do Orden . . . . .	40
2.14. Descripción del efecto $P - \Delta$ en un sistema de un grado de libertad. . . . .	40
2.15. Distribución de fuerza por altura cuando $T < 0,7s$ . . . . .	46
2.16. Distribución de fuerza por altura cuando $T > 0,7s$ . . . . .	46

2.17. Ubicación del Centro de Masa y Centro de Rigidez en un piso de una estructura. . . . .	48
2.18. Vista en planta de edificio abierto. . . . .	56
3.1. Diagrama del Marco Conceptual del Diseño por desempeño (SEAOC-1995)	71
3.2. Sistema de diseño basado en desempeño (Ministerio de Construcción del Japón-1998) . . . . .	76
3.3. Marco conceptual propuesto para las disposiciones estructurales basadas en desempeño (BRI Japón-2000) . . . . .	77
3.4. Cortante de Diseño Típico, NTP(E.030) . . . . .	108
3.5. Deriva de entrepiso admisible según el RCDF [38] . . . . .	115
3.6. Deformación de un elemento a flexión[74], Izquierda: Elemento del miembro, Derecha: Distribucion de de deformaciones unitarias. . . . .	117
3.7. Relaciones momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas[74] . . . . .	119
3.8. Confinamiento de secciones de columnas mediante refuerzo longitudinal y transversal[23] . . . . .	122
3.9. Curva esfuerzo-deformación del concreto[18, Pág.1804-1805] . . . . .	123
3.10. Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión[74]. . . . .	125
3.11. Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión[74]. . . . .	126
3.12. Mecanismos de falla aceptados. . . . .	127
3.13. Secuencia del proceso de análisis pushover. . . . .	130

3.14. Visualización del probable comportamiento sísmico de dos estructuras. . . . .	132
3.15. Visualización del incremento de resitencia y ductilidad en una edificación y del probable desempeño sísmico. . . . .	133
3.16. Representación de la curva de Capacidad. . . . .	135
3.17. Modelización de la Estructura Elástica. . . . .	136
3.18. Espectro de respuesta de diseño. . . . .	136
3.19. Estado de primera fluencia significativa. . . . .	137
3.20. Resultado de análisis elásticos iterativos. . . . .	137
3.21. mecanismo de colapso formado. . . . .	138
3.22. Análsis pushover estático o pseudo dinámico. . . . .	138
3.23. Curva de capacidad. . . . .	142
3.24. Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad. . . . .	143
3.25. Espectro de Demanda Inicial y reducido. . . . .	145
3.26. Ubicación del punto inicial para el proceso iterativo en la búsqueda del punto de desempeño. . . . .	149
3.27. Representación bi-lineal del espectro de capacidad por el criterio de igual- dad de energía disipada. . . . .	150
3.28. Reducción del Espectro de Demanda. . . . .	152
3.29. Idealización de daño en vigas . . . . .	156
3.30. Zona de daño equivalente . . . . .	156
3.31. Idealización de daño equivalente(Rótula plástica) . . . . .	158
3.32. Puntos Notables de la Rótula plástica . . . . .	159

3.33. Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados . . . . .	162
4.1. Elemento membrana rectangular con rotación respecto a un eje perpendicular al plano del elemento . . . . .	166
4.2. Elemento plate rectangular con traslación respecto a un eje perpendicular al plano del elemento . . . . .	167
4.3. Elemento shell rectangular con seis grados de libertad por nodo . . . . .	167
4.4. Modelo de puntal diagonal para pórticos rellenos de mampostería . . . . .	172
4.5. Nomenclaturas geométricas del puntal de mampostería . . . . .	173
4.6. Valores de $a/L$ en función de $\lambda_h$ . . . . .	177
4.7. Modelo de la diagonal equivalente . . . . .	180
4.8. Curva de capacidad de muro de mampostería confinada . . . . .	182
5.1. Espectro de demanda elástico para el sismo raro en formato Sa-T . . . . .	188
5.2. Espectro de demanda elástico para el sismo raro en formato Sa-Sd . . . . .	188
5.3. Espectro de demanda elástico para el sismo Frecuente en formato $Sa_f - T$ . . . . .	190
5.4. Espectro de demanda elástico para el sismo Frecuente en formato $Sa_f - Sd_f$ . . . . .	190
5.5. Espectro de demanda elástico para el sismo Ocasional en formato $Sa_o - T$ . . . . .	192
5.6. Espectro de demanda elástico para el sismo Ocasional en formato $Sa_o - Sd_o$ . . . . .	192
5.7. Espectro de demanda elástico para el sismo Muy raro en formato $Sa_{mr} - T$ . . . . .	194
5.8. Espectro de demanda elástico para el sismo Muy raro en formato $Sa_{mr} - Sd_{mr}$ . . . . .	194
5.9. Espectro de demanda elástico para los sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro en el formato $Sa - T$ . . . . .	196

5.10. Espectro de demanda elástico para los sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro en el formato $S_a - S_d$ . . . . .	196
5.11. Vista en planta de la estructura en ETABS . . . . .	204
5.12. Vista en 3D de la estructura en ETABS . . . . .	205
5.13. Elevación lateral de la estructura en ETABS . . . . .	205
5.14. Espectro de demanda inelástico para el sismo raro . . . . .	206
5.15. Rótulas plasticas asignadas en la elevación A-A . . . . .	220
5.16. Rótulas plasticas asignadas en la elevación B-B . . . . .	221
5.17. Formación de las primeras rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 2	223
5.18. Formación de las primeras rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 3	223
5.19. Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 12 . . . . .	224
5.20. Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 13 . . . . .	224
5.21. Formación de las Rótulas Plásticas Cerca al Colapso, Vista 3-D . . . . .	225
5.22. Curva de capacidad de la estructura en la dirección X . . . . .	226
5.23. Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y . . . . .	227
5.24. Curva de espectro de capacidad en la dirección X . . . . .	228
5.25. Curva de espectro de capacidad en la dirección Y . . . . .	228
5.26. Espectro de capacidad bilineal en la dirección X . . . . .	229
5.27. Espectro de capacidad bilineal en la dirección Y . . . . .	229
5.28. Punto de demanda para el sismo frecuente . . . . .	230
5.29. Punto de demanda para el sismo ocasional . . . . .	231
5.30. Punto de demanda para el sismo raro . . . . .	232

5.31. Punto de demanda para el sismo muy raro . . . . .	233
5.32. Desempeño estructural de la edificación, en la dirección X . . . . .	235
5.33. Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y . . . . .	237
5.34. Punto de demanda para el sismo ocasional, en la dirección Y . . . . .	238
5.35. Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección Y . . . . .	239
5.36. Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección Y . . . . .	240
5.37. Desempeño estructural de la estructura en la dirección Y . . . . .	241
5.38. Modelización de mampostería, elevación lateral eje B-B . . . . .	248
5.39. Restricción de momentos en el puntal, elevación lateral eje B-B . . . . .	248
5.40. Modelización de mampostería, Vista 3D . . . . .	249
5.41. Asignación de límites de resistencia a compresión del puntal, vista eje B-B	249
5.42. Proceso de formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 3	252
5.43. Proceso de formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 4	253
5.44. Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 12 . . . . .	253
5.45. Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 13 . . . . .	254
5.46. Formación de las Rótulas Plásticas Próximo al Colapso, Vista 3D . . . . .	255
5.47. Curva de capacidad de la estructura en la dirección X . . . . .	256
5.48. Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y . . . . .	257
5.49. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección X . . . . .	258
5.50. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección Y . . . . .	258
5.51. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección X . . . . .	259
5.52. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección Y . . . . .	259

5.53. Punto de desempeño para el sismo frecuente . . . . .	260
5.54. Punto de desempeño para el sismo ocasional . . . . .	261
5.55. Punto de desempeño para el sismo ocasional . . . . .	262
5.56. Punto de desempeño para el sismo raro . . . . .	263
5.57. Desempeño estructural de la edificación en la dirección X . . . . .	264
5.58. Punto de desempeño para el sismo frecuente en la dirección Y . . . . .	266
5.59. Punto de desempeño para el sismo ocasional en la dirección Y . . . . .	267
5.60. Punto de desempeño para el sismo raro en la dirección Y . . . . .	268
5.61. Punto de desempeño para el sismo muy raro en la dirección Y . . . . .	268
5.62. Desempeño estructural de la edificación en la dirección Y . . . . .	270
A.1. Interface del programa computacional . . . . .	286
A.2. configuración de las unidades de trabajo . . . . .	287
A.3. Plantillas predefinidas en el programa . . . . .	287
A.4. Sistema de grillas en las coordenadas cilíndricas . . . . .	288
A.5. Ejes cilíndricas de la edificación . . . . .	288
A.6. Lista de opciones del menú define . . . . .	289
A.7. Cuadro de dato de propiedad de los materiales . . . . .	289
A.8. Cuadro de secciones definidas . . . . .	290
A.9. Dibujado de elementos tipo barra . . . . .	290
A.10. definición de la losa aligerada . . . . .	291
A.11. Dibujado de elementos tipo área . . . . .	292

A.12.Definición de cargas gravitacionales . . . . .	292
A.13.Definición de masa . . . . .	293
A.14.Asignación de cargas de gravedad . . . . .	294
A.15.Espectro de demanda inelástico para el sismo severo . . . . .	294
A.16.Criterio de Máximo Valor Probable(SRSS) . . . . .	295
A.17.Criterio Superposición Directa . . . . .	295
A.18.Diagrama rígido . . . . .	296
A.19.Combinación de criterio máximo valor probable y la superposición directa .	296
A.20.Combinación de cargas según la Norma E.060 . . . . .	297
A.21.Asignación del empotramiento perfecto . . . . .	298
A.22.Aceros para ser chequeados . . . . .	299
A.23.Patrón de fuerzas laterales en la dirección X . . . . .	300
A.24.Patrón de fuerzas laterales en la dirección Y . . . . .	300
A.25.Definición de cargas gravitacionales para el análisis no lineal . . . . .	301
A.26.Asignación de cargas laterales para el análisis no lineal, en la dirección X .	302
A.27.Nodo de control, en el techo . . . . .	303
A.28.Asignación de las rótulas plásticas en las vigas . . . . .	303
A.29.Asignación de las rótulas plásticas en las vigas . . . . .	304
A.30.Asignación de las rótulas plásticas en las columnas . . . . .	304
A.31.Asignación de las rótulas plásticas en las columnas . . . . .	305
A.32.Definición de los espectros de demanda elásticos . . . . .	305
A.33.Curva de capacidad obtenida con el programa ETABS, en la dirección X .	306

A.34.Calculo del punto desempeño para el espectro elástico ocasional . . . . . 307

A.35.Menú desplegable para la restricción de momentos . . . . . 308

A.36.Restricción de momentos en la diagoanl equivalente . . . . . 308

A.37.Asignación de los límites de resistencia a compresión diagonal . . . . . 309

A.38.Asignación de los límites de resistencia a compresión diagonal . . . . . 309

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Antecedentes

#### 1.1.1. En el Mundo

La necesidad de replantear los procedimientos actuales de diseño sísmico se hizo más notorio después de los sismos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995[27]. En particular, a mediados de 1988 se inició una serie de discusiones informales entre ingenieros expertos tanto en la práctica como investigadores estadounidenses y japoneses, acerca de cómo diseñar estructuras sismorresistentes con desempeño predecible. En 1992 se iniciaron esfuerzos para desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño, con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité denominado Visión 2000. De manera paralela empezó a plantearse en Japón un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía, es así que en ese país se llevaron a cabo discusiones importantes desde principios de los noventa, acerca de la necesidad y posibilidad de adoptar varios de los principios de la filosofía de diseño por desempeño en su Código de Diseño Sísmico.

### 1.1.2. En el Perú

En el caso de Perú, ejemplos de daño estructural y no estructural severo, que ha producido gastos macroeconómicos al país, no solo por los costos de reparación, sino por el tiempo de funcionalidad de la estructura que se perdió hasta que se realicen las reparaciones correspondientes, se han podido observar en estructuras de concreto armado en el sismo de la ciudad de Nazca del año 1996, Moquegua en 2001 y Pisco e Ica en 2007, que es un claro ejemplo de falla de nuestra Norma E-030 Diseño Sismorresistente [19] El mal desempeño sísmico, comentado anteriormente se debe a algunas de las deficiencias y lagunas existentes en los procedimientos actuales de diseño sísmico, en particular en el énfasis que se pone en la resistencia y rigidez de la estructura y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico (en este caso de aceleración), hace imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante el diseño sísmico. Lo anterior sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura. Uno de estos criterios de diseño sísmico es el llamado diseño sísmico por DESEMPEÑO.

## 1.2. Planteamiento del Problema

Actualmente en la mayoría de los países, los códigos normalmente presentan los estudios de peligrosidad sísmica para el sismo severo y por ende el diseño estructural de las edificaciones para dicha demanda sísmica, esto ha sucedido por ejemplo en el Código Ecuatoriano de Construcción CEC-2000, en la especificaciones de Venezuela COVENIN 1756-98 y nuestra NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES (E.030) del 2006 entre otros que podríamos mencionar[77, pág.20].

Edificaciones concebidas y diseñadas bajo esta demanda sísmica teóricamente no debería

presentar problemas estructurales y no estructurales durante movimientos sísmicos leves que se presentan durante la vida media útil de la estructura, sin embargo el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo evidencia que estos objetivos no se ha alcanzado de manera satisfactoria. Lo anterior sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daño esperados durante la vida útil de la estructura. Uno de estos criterios de diseño sísmico es el denominado diseño por *PERFORMANCE*.

De esta manera los problemas quedan planteadas de la siguiente manera:

### 1.2.1. Problemas principales

- ¿De qué manera se comportará la infraestructura de Ingeniería Civil frente a las demandas sísmicas consideradas en la nueva filosofía de Diseño Sismo resistente?
- ¿De que manera mejorará el nivel de Desempeño Estructural y no Estructural de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Diseño y Análisis realizado con la nueva filosofía de Diseño Sismoresistente?

### 1.2.2. Problemas secundarios

- ¿En que medida disminuirán los daños producidos en los elementos estructurales y no estructurales utilizando la nueva filosofía de Diseño Sismoresistente, en la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil?
- ¿Cuál será la influencia del Diseño y Análisis por Desempeño en la configuración estructural, de la infraestructura Profesional de Ingeniería Civil?

## 1.3. Justificación

Actualmente el trabajo de análisis sísmico de edificios lo realizan los diseñadores estructurales, para ello utilizan los estudios de peligrosidad sísmica para un sólo tipo de sismo estipulado en nuestra Norma Técnica Edificaciones de diseño sismo resistente (E.030) y suponen que los edificios diseñados bajo este estudio sísmico tendrán un comportamiento adecuado frente a los demás sismos, pero se ha registrado sismos de menor magnitud que no ha llevado al colapso de la estructura pero han producido grandes pérdidas en elementos no estructurales, las mismas que se agravan cuando se tienen que suspender las labores para reparar estos daños y por ende estas reparaciones representan varios miles de soles para el estado Peruano, como ejemplo claro podríamos mencionar el desastre sísmico del año 2007 en la ciudad de Ica.

Quizás las grandes pérdidas económicas y humanas observadas en los sismos importantes de los últimos años, no deberían resultar sorprendentes, pues nuestra Norma Técnica Peruana hasta ahora establece de manera explícita como principio fundamental y casi único satisfacer los requerimientos de resistencia; poco o nada define puntualmente en cuanto al nivel de daño que podría ser socialmente aceptado, o en cuanto a los grandes trastornos que se generan por la interrupción en el funcionamiento de ciertas instalaciones. Está reconocido entonces que el proceso de diseño sísmico seguido hasta ahora, no puede satisfacer las necesidades de la sociedad, en cuanto no se defina de manera confiable el comportamiento estructural, esto me ha llevado realizar el diseño sísmico basado en el desempeño, en el que mi principal reto es intentar definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de excitación sísmica en la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería civil.

## 1.4. **Importancia**

Los objetivos básicos de diseño sismorresistente son el de evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de estas estructuras y que además éstas no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo, sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria en particular es relevante mencionar los daños importantes en estructuras de concreto armado que se han observado en sismos moderados y que no corresponden al sismo de diseño del lugar donde ocurrieron estos sismos, y que sin embargo han llevado al colapso de estructuras o a daños en elementos estructurales o no estructurales. El mal desempeño sísmico de estructuras sismo resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico.

Es así que, como parte de este replanteamiento la comunidad internacional de Ingeniería estructural ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes. La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estarán basados en ella.

## 1.5. Objetivos

Los objetivos planteados en el plan de investigación inicial propuesta se ha mantenido y ha direccionado la ejecución del presente trabajo, los cuales se menciona en los renglones siguientes:

### 1.5.1. Generales

- Determinar el comportamiento(performance) de la infraestructura de Ingeniería Civil para las demandas sísmicas consideradas en la nueva Filosofía de Diseño Sismo resistente.
- Comprobar la optimización del performance de la infraestructura de Ingeniería Civil, realizando el análisis sísmico con la nueva Filosofía de Diseño Sismo resistente para cada uno de las demandas sísmicas: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro

### 1.5.2. Específicos

- Determinar la sección transversal óptima de las líneas resistentes de la infraestructura de Ingeniería Civil con el análisis y diseño realizado con la nueva Filosofía de Diseño Sismo-resistente.
- Determinar la cuantía óptima para los elementos resistentes para evitar la falla frágil de la infraestructura de Ingeniería Civil con el análisis y diseño realizado con la nueva Filosofía de Diseño Sismo-resistente.

## 1.6. Hipótesis

### 1.6.1. Hipótesis generales

- La infraestructura de Ingeniería Civil, tendrá un comportamiento satisfactorio frente a las demandas sísmicas estipuladas en la nueva Filosofía de Diseño Sismo resistente.
- El nivel de mejoramiento de Desempeño Estructural y no Estructural será alto en la infraestructura de Ingeniería Civil, diseñado y analizado con la nueva Filosofía Sismoresistente.

### 1.6.2. Hipótesis específicos

- La disminución de daños causados tanto en elementos estructurales y no estructurales en la infraestructura de Ingeniería Civil será preeminente, diseñado y analizado con la nueva Filosofía de Sismo-resistente.
- La influencia en la configuración estructural con la nueva Filosofía de Diseño Sismo-resistente en la infraestructura de Ingeniería Civil será satisfactorio, pues los elementos resistentes tendrán la misma rigidez lateral en ambas direcciones.

## 1.7. Organización del Estudio

Por lo general, las tesis son muy voluminosos, y principalmente se centran en la descripción teórica, lo cual dificulta el proceso de investigación científica, conducentes a un mejor dominio de la materia, es por ello que me tomé el reto de organizar la presente tesis sólo en seis capítulos, describiendo, para ello la teoría en forma sucinta, seria y con el rigor científico, de tal forma que se mantenga en lo posible la secuencia del trabajo de gabinete en el diseño de edificios.

- En el **Capítulo 1**, se describe antecedentes del tema de investigación, planteamiento del problema, justificación, importancia, objetivos, hipótesis y organización del estudio.
- En el **Capítulo 2**, se estudia la actual Norma Técnica Peruana (E.030) de Diseño Sismo resistente, analizando en forma detallada por artículos, describiendo las limitaciones y resaltando las cualidades que tiene.
- En el **Capítulo 3**, Se presenta el marco teórico del diseño sísmico por Desempeño presentado por diversos grupos de investigación científica como la SEAOC-1995, ATC-40(1996), FEMA-273(1997), FEMA-350(2000), FEMA-440(2005) y Proyectos de Investigación Japoneses. Se inicia el capítulo con una breve introducción, se presenta trabajos realizados sobre diseño basado por desempeño, actualidad de diseño sísmico basado en desempeño, conceptos de diseño basado en desempeño, aplicaciones de diseño sísmico basado en desempeño, métodos de diseño sísmico basado en desempeño, objetivos del desempeño sísmico, análisis de aceptabilidad, relación daño deriva, relación momento curvatura, mecanismos de falla, metodologías de análisis por desempeño estructural, metodología de análisis seleccionado para la presente investigación por desempeño estructural, modelación de la no linealidad de los materiales, modelo inelástico de edificios y finalmente la estructuración sismo resistente.
- En el **Capítulo 4**, se presenta el marco teórico sobre la incorporación de los muros de mampostería de ladrillo en el análisis sísmico de estructuras, al iniciar el capítulo se hace una breve introducción del tema, se presenta componentes de muros de mampostería de ladrillo, Prismas de albañilería, Procedimientos de análisis, en la cual se presentan métodos de análisis por elementos finitos y macro-modelos.
- En el **Capítulo 5**, Se realiza el diseño sísmico por performance de la infraestructura de la escuela profesional de Ingeniería Civil de concreto armado de tres pisos. El di-

seño se realizó siguiendo las recomendaciones de la norma de diseño sismorresistente (E.030) y la evaluación del desempeño de acuerdo a las sugerencias del Comité Visión 2000 (SEAO-C-1995) y la ATC-40, aplicando diferentes demandas sísmicas y utilizando la técnica de análisis estático no lineal (pushover) para la evaluación estructural. Para dicho fin se usó la herramienta computacional ETABS 2013, muy sofisticado en cuanto a análisis estructural el cual está disponible en el mercado.

- En el **Capítulo 6**, se centra en las conclusiones, recomendaciones, y líneas de investigación futura.
- La **Bibliografía**, presenta una lista detallada del material bibliográfico utilizado.
- En el **Apéndice A**, se anexa procedimientos de modelación paso a paso en el programa computacional ETABS 2013 v 13.1.2, así mismo se adjunta los planos de la distribución arquitectónica, y del diseño estructural.

Espero que el cuidado e ilusión con la que he realizado esta tesis hayan quedado reflejados como una guía de consulta para los amantes de la Ingeniería Estructural y como guía bibliográfica para posterior investigación científica.

Todos los cálculos y gráficos han sido realizados con los siguientes programas computacionales: ETABS, autoCAD, MathType, Adobe Acrobat y el procesamiento en L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X.

## Capítulo 2

# Norma Técnica de Edificaciones (E.030) de Diseño Sismorresistente 2006

### 2.1. Generalidades

#### 2.1.1. Alcances

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico adecuado y acorde con los principios señalados en el ítem 2.1.2. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos, para el caso de estructuras especiales, y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

### 2.1.2. Filosofía y Principios de Diseño Sismorresistente

La esencia de la presente norma, y la finalidad de la misma consiste en:

- a) Evitar pérdidas de vidas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

#### ***Comentario :***

Desde la presentación de la primera Norma Peruana E.030 de diseño sísmo resistente en el año de 1970, los principios y la filosofía siempre ha sido que las estructuras no colapsen ante sismos severos y con ello asegurar la vida de los ocupantes, pero sin embargo el colapso de estructuras diseñadas para un sismo mucho mayores que los sismos: leves y moderados, y por ende la pérdida de muchas vidas humanas y materiales ha sido y es la base para modificar las normas hasta llegar a la Norma actual E.030(2006).

## 2.2. Presentación del Proyecto

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a) Sistema estructural sismorresistente.
- b) Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c) Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Para su revisión y aprobación por la autoridad competente, los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos. El empleo de materiales, sistemas estructurales y métodos constructivos diferentes a los indicados en esta Norma, deberán ser aprobados por la autoridad competente nombrada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y debe cumplir con lo establecido en este artículo y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y durabilidad.

### ***Comentario :***

Todos los proyectos sin excepción presentan planos, memorias descriptivas, y especificaciones técnicas del proyecto estructural, firmado por un ingeniero civil colegiado; no obstante a estos documentos presentados y la certificación del ingeniero civil mediante su sello y la rúbrica estos documentos en algunos casos carecen de fundamento y valor, debido a que los profesionales en algunos casos no son especialistas en el tema y en otros casos los documentos en la ejecución del proyecto no son cumplidos a cabalidad.

## 2.3. Parámetros de Sitio

### 2.3.1. Zonificación

El territorio Nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura 2.1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.



Figura 2.1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú-Fuente[19]

A cada zona se asigna un factor  $Z$  según se indica en el Cuadro 2.1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

<b>Factores de Zona</b>	
Zona	$Z$
3	0.40
2	0.30
1	0.15

Cuadro 2.1: Coeficientes de aceleración de la gravedad

**Comentario :**

Los sismos, terremotos o temblores de tierra como quiera llamarse son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. La energía liberada se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. La vigorosidad, magnitud del movimiento sísmico así como la relación en distancia de transmisión se determina empíricamente tomando los datos de las estadísticas, más aún a partir de estos datos se confeccionan los coeficientes de zonas sísmicas, como la indicada en el Cuadro 2.1. A cada zona se le asigna un factor  $Z$  que se interpreta como la aceleración máxima de terreno, y que fue obtenido de un estudio de peligrosidad sísmica para estructuras que tienen una vida útil de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10 %, la zona de mayor peligrosidad sísmica del Perú está definida por una aceleración máxima del suelo en roca igual a  $0.4g$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y la de menor peligrosidad está caracterizada por  $0.15g$ <sup>1</sup>

<sup>1</sup>De acuerdo a los factores indicados, la costa y la sierra peruana están inmersas en zonas de mayor peligrosidad sísmica.

## 2.4. Condiciones Locales

### 2.4.1. Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

#### Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios, que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuefacción de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras. Será requisito la realización de los estudios de microzonificación en los siguientes casos:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Complejos industriales o similares.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

#### Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

#### ***Comentario :***

La revisión de la literatura indica que el fenómeno de licuación de suelos se ha producido en la Costa, Sierra y Selva Alta del Perú. Existe una mayor incidencia de dicho fenómeno en la Costa, donde la concentración de la población es mayor y la sismicidad es más alta.

Y el fenómeno de deslizamiento por sismos se ha producido también en la costa, sierra y selva Alta del Perú, pero la mayor incidencia de este fenómeno está en la sierra y selva alta, por las condiciones topográficas, geológicas y climáticas de estas regiones.[61]

### 2.4.2. Condiciones Geotécnicas

los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

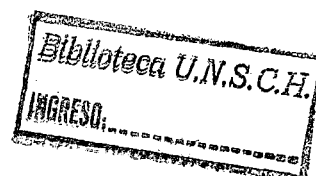
#### a) Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0.25s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5kg/cm<sup>2</sup>).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con  $N > 30$ , sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

#### b) Perfil Tipo S2: Suelos intermedios

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3.



**c) Perfil Tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor**

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0.6s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al corte típica en condición no drenada (Kpa)	Espesor del Estrato (m)(*)
Blandos	<25	20
Medianamente compactos	25-100	25
Compactos	50-100	40
Muy compactos	100-200	60
Suelo Granulares	Valores N tipos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m)(*)
Sueltos	4-10	40
Medianamente densos	10-30	45
Densos	Mayor de 30	100

Cuadro 2.2: (\*) Suelo con velocidades de onda de corte menor que el de una roca.

**d) Perfil tipo S4: Condiciones excepcionales.**

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables. Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de  $T_p$  y del factor de amplificación del suelo  $S$ , dados en el Cuadro 2.3. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S3. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Parámetros de suelo			
tipo	Descripción	$T_p(S)$	$S$
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Cuadro 2.3: (\*) Los valores de  $T_p$  y  $S$  para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

**Comentario :**

En la teoría actual de construcciones antisísmicas, altamente investigadas a nivel internacional, se ha llegado a la conclusión que el esquema de cálculo normativo aún está lejos de reflejar el trabajo real de las edificaciones ante los sismos, por ejemplo: En el modelo físico el edificio vibra junto con el suelo de fundación, el límite entre el modelo y el medio externo, sucede en el suelo de fundación y será mayor la influencia cuando el suelo sea blando y la edificación rígida. En el modelo de cálculo normativo no existe el suelo de fundación, el modelo está orientado solo a describir el trabajo de la edificación y la base de fundación se toma como un medio externo absolutamente rígido-mesa vibratoria, en la cual la cimentación está empotrada en la base.[54, Pág.11]

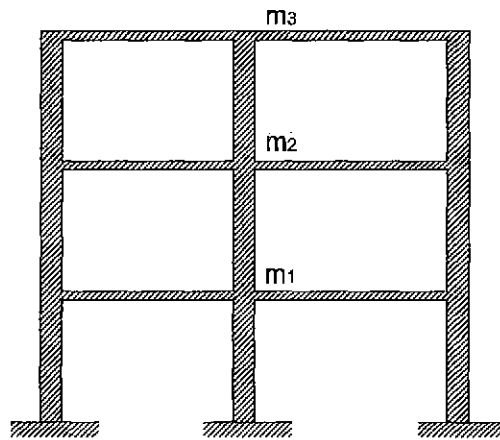


Figura 2.2: Modelo típico de idealizar el suelo de fundación.

### 2.4.3. Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad C \leq 2,5 \quad (2.4.1)$$

Donde:

$T_p$ : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

$T$ : Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

$C$ : Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

### **Comentario :**

El Factor de Amplificación Sísmica  $C$ , sufrió una serie de modificaciones a lo largo de la modificación de la Norma por ejemplo, en la Primera Norma Nacional (1970) el Factor  $C$  no existía y se indicaba que el profesional autor del proyecto determinara el aumento de los coeficientes sísmicos que se pudiera requerir según la naturaleza del terreno. En la segunda Norma Nacional de 1977 aparece el Factor de Amplificación Sísmica por primera vez y en la Tercera Norma Nacional de 1997 se incorpora una expresión similar al actual pero desamplificado 1.25 veces y en la actualización de la Tercera Norma Nacional de 2003 debido al sismo de 23 de junio 2001 en la región sur del Perú, se decide amplificar las fuerzas sísmicas por 1.25 a cargas últimas quedando la expresión 2.4.1

## **2.5. Requisitos Generales**

### **2.5.1. Aspectos Generales**

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en la forma pre-escrita en esta Norma. Deberá considerarse el posible efecto de los elementos no estructurales en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza

sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño de cada elemento o componente en estudio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento. Cuando sobre un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

### 2.5.2. Concepción Estructural Sísmorresistente

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.

- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

**Comentario :**

La configuración estructural es un aspecto clave en el campo de la ingeniería antisísmica y también muy difícil de reducirlo a un simple conjunto de reglas de especificación del formato típico del reglamento. Debido a la infinita variación de irregularidades (de configuración) que existe, es evidente la impracticabilidad de establecer parámetros definidos y reglas razonables en esta acción. Estas normas mínimas se han escrito, en general, para edificios y condiciones uniformes; la aplicación subsecuente de estas normas mínimas a edificios o condiciones poco usuales, en muchos casos conduce a una evaluación poco realista. Por tanto hay muchos edificios diseñados estrictamente de acuerdo al reglamento, en los que ya sea por costo o ignorancia, las modificaciones del comportamiento sísmico creadas por irregularidades de configuración pueden no haberse considerado y ajustado cuidadosamente en el diseño. [SEAOC, Recomendación Lateral Force Requirements and Commentary(1975)]

### 2.5.3. Categoría de Edificación

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en el Cuadro 2.4. El coeficiente de uso e importancia (U), se usará según la clasificación que se haga en el Cuadro 2.4.

**Comentario :**

En el modelo de cálculo normativo actual las edificaciones se encuentran categorizadas por grupos de acuerdo a la importancia y a cada grupo se le asigna un factor U denominado coeficiente de uso; no obstante a la asignación de estos coeficientes de acuerdo a la importancia y función de las edificaciones, la falta de comprobación práctica e insuficiente fundamento de los coeficientes empíricos normativos, utilizados para medir las fuerzas sísmicas, solo quedarán como un valor numérico.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1.0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Cuadro 2.4: (\*)En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

#### 2.5.4. Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica ver el Cuadro 2.5.

##### a) Estructuras Regulares

Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

##### b) Estructuras Irregulares

Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las

características indicadas a continuación.

## A) Irregularidades Estructurales en Altura

### 1. Irregularidades de Rigidez (Piso blando)

En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por  $(h_i/h_d)$  donde  $h_d$  es altura diferente de piso y  $h_i$  es la altura típica de piso.

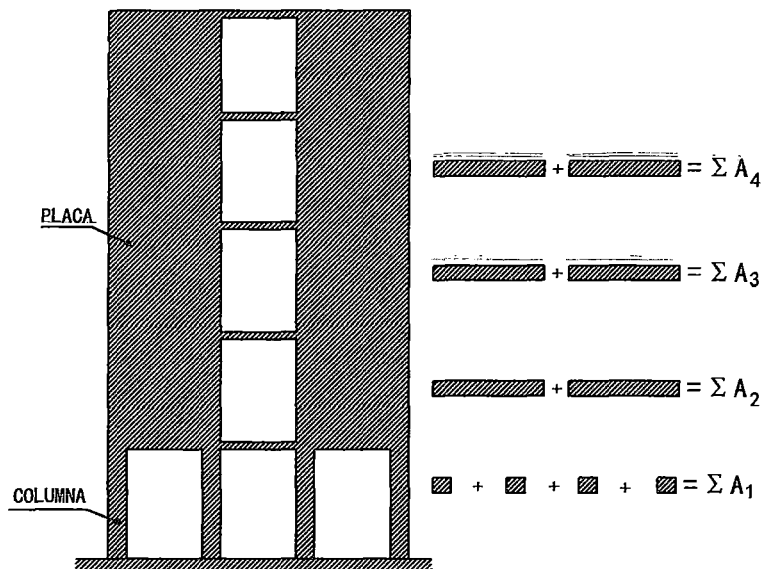


Figura 2.3: Piso blando

**Condición de Irregularidad:**

$$\text{Si: } \sum A_1 < 0,85 \sum A_2 \quad (2.5.1)$$

$$\text{Si: } \sum A_1 < 0,90 \left[ \frac{\sum A_2 + \sum A_3 + \sum A_4}{3} \right] \quad (2.5.2)$$

$$\left( \frac{h_i}{h_d} \right) \sum A_1 < 0,85 \sum A_2 \quad (2.5.3)$$

## 2. Irregularidad de Masa

Se considera que existe irregularidad de masa cuando la masa de un piso es mayor que el 150 % de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.

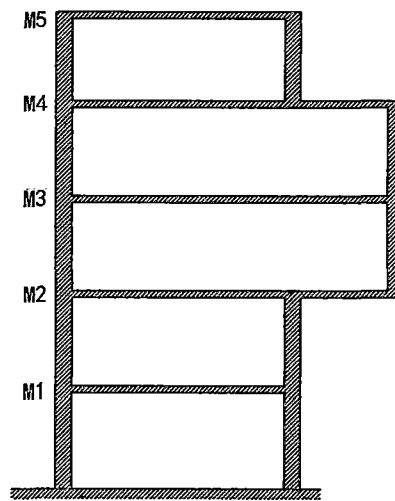


Figura 2.4: Irregularidad de masa

*Condición de Irregularidad:*

$$\text{Si: } M_i > 1,5M_{i+1} \quad (2.5.4)$$

$$\text{o: } M_{i+1} > 1,5M_i \quad (2.5.5)$$

### 3. Irregularidad Geométrica Vertical

La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.

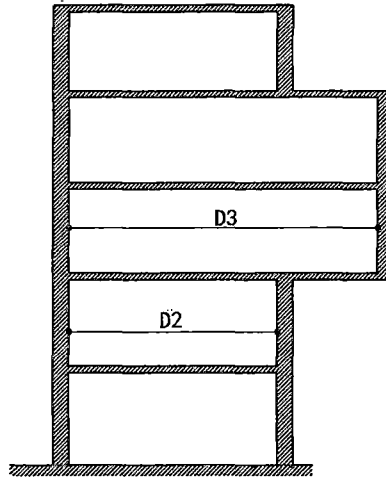


Figura 2.5: Irregularidad Geométrica Vertical

*Condición de Irregularidad:*

$$\text{Si: } D_3 > 1,3D_2 \quad (2.5.6)$$

### 4. Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

*Condición de Irregularidad:*

$$\text{Figura 1: } \Delta > t \quad (2.5.7)$$

$$\text{Figura 2: } \textit{Cambio de orientacion} \quad (2.5.8)$$

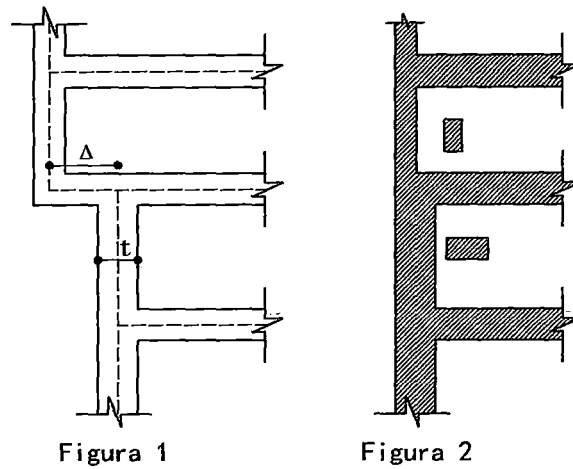


Figura 2.6: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

**Comentario :**

Es frecuente en la práctica que la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y dimensionamiento, y que se examinen sólo con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procesos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados. [38, Pág.175]

**B) Irregularidades Estructurales en Planta**

**1. Irregularidad Torsional**

Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos. En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en

el extremo opuesto.

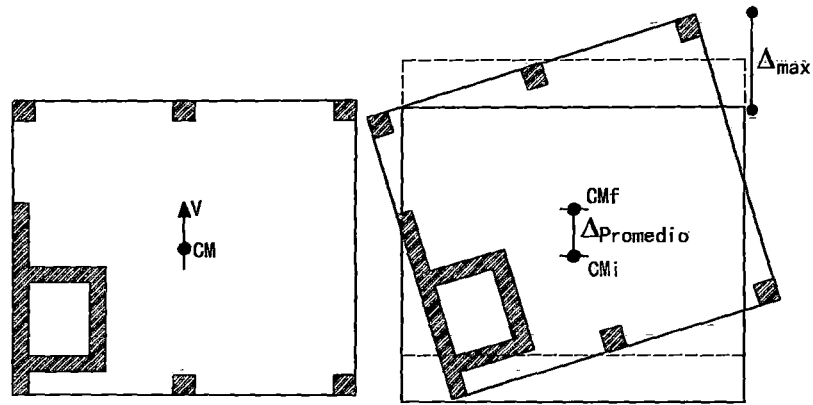


Figura 2.7: Irregularidad Torsional

*Condición de Irregularidad:*

$$\text{Si: } \Delta_{\text{máx}} > 1,3\Delta_{\text{promedio}} \quad (2.5.9)$$

## 2. Esquinas Entrantes

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

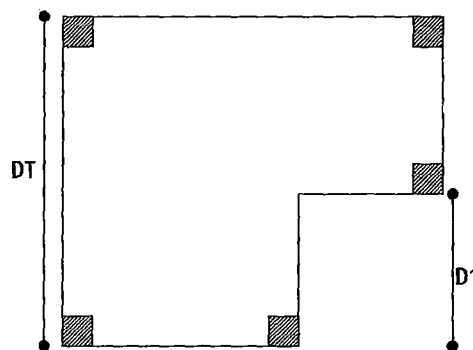


Figura 2.8: Esquinas entrantes

**Condición de Irregularidad:**

$$\text{Si: } D_1 > 0,2D_T \quad (2.5.10)$$

**3. Discontinuidad del diafragma**

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50 % del área bruta del diafragma.

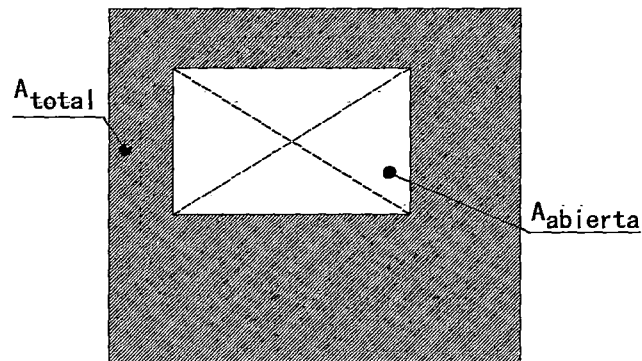


Figura 2.9: Discontinuidad del Diafragma(losa)

**Condición de Irregularidad:**

$$\text{Si: } A_{abierta} > 0,5A_{total} \quad (2.5.11)$$

**Comentario :**

Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta sísmica poco conveniente y debemos evitar en lo posible; entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, la que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio, por ello debemos de evitar formas como las indicadas en la Figura 2.10, aunque es factible minimizar o eliminar la vibración torsional mediante una distribución de elementos resistentes que haga coincidir el baricentro de masa con el centro de torsión.

Con frecuencia esto implica concentraciones de fuerza en ciertas zonas de la planta y vibraciones locales que son difíciles de cuantificar. Otro posible remedio para los problemas de las plantas asimétricas es la subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares mediante juntas de construcción (también llamadas juntas sísmicas), sin embargo cabe hacer notar que la separación que se tiene que guardar entre los cuerpos adyacentes es considerable y produce serias complicaciones en el diseño de los elementos de conexión que son necesarios para permitir el paso entre uno y otro cuerpo. Otra forma de remediar los problemas de asimetría de la planta es mediante elementos estructurales exteriores que ligen las distintas partes del edificio y que lo vuelvan más simétricos. Otro aspecto que hay que evitar en la planta del edificio es la presencia de alas muy alargadas, pues esto tiende a producir que alas vibren en direcciones diferentes, con lo que se producen fuertes concentraciones de solicitaciones en esquinas interiores de la planta, para remediar estos problemas podemos recurrir nuevamente a la subdivisión de la planta en cuerpos independientes y cortos o debemos proporcionar gran rigidez a los extremos de las alas y reforzar cuidadosamente las esquinas interiores.

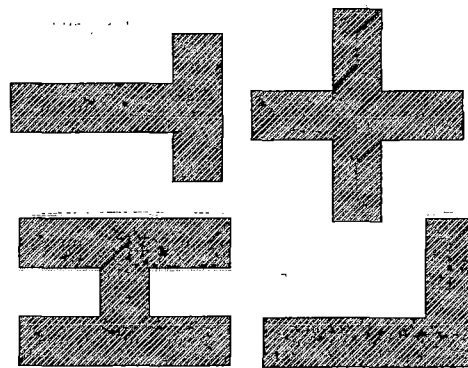


Figura 2.10: Formas irregulares de edificio en planta

En esta investigación hemos propuesto recomendaciones para la selección de la correcta configuración estructural de un edificio. En esto se incluyó la forma de la

construcción en planta y elevación, así como distribución y arreglo de elementos estructurales que constituyen el esqueleto resistente del edificio. Es evidente que la configuración estructural queda definida en buena parte por el proyecto arquitectónico, es por ello que en esta etapa es esencial la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el proyecto estructural. El segundo debe hacer consciente al primero de las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura y de las consecuencias que tiene algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural. Constituyendo por tanto; un reto para el proyectista conjugar las necesidades arquitectónicas y estructurales y lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo. Es cierto que la mayoría de las recomendaciones de estructuración para zonas sísmicas tienden a lograr edificios regulares y robustos; por ello limitan fuertemente la posibilidad de llegar a formas atrevidas y originales, limitando también la libertad de uso del espacio interno del edificio. Constituyendo por tanto; un reto para el proyectista conjugar las necesidades arquitectónicas y estructurales y lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

### 2.5.5. Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en el Cuadro 2.5. Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica ( $R$ ). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como ( $R$ ) los valores establecidos en el Cuadro 2.5 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN, R PARA ESTRUCTURAS REGULARES (*) (**)
<b>Acero</b>	
Pórtico dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
<b>Otras estructuras de acero</b>	
Arriostres de excéntricos	6.5
Arriostres en cruz	6.0
<b>Concreto armado</b>	
Pórticos (1)	8.0
Dual (2)	7.0
De muros estructurales (3)	6.0
Muros de ductilidad limitada (4)	4.0
<b>Albañilería Armada o Confinada (5)</b>	3.0
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7.0

Cuadro 2.5: Sistemas estructurales

- (1) Por lo menos el 80 % del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- (2) Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25 % del cortante en la base.
- (3) Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80 % del cortante en la base.
- (4) Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.
- (5) Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6
- (\*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.
- (\*\*) Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como  $\frac{3}{4}$  de los anotados en la Tabla. Para construcciones de tierra referirse a la NTE E.080 Adobe.

Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S3, ni se permite en suelos S4.

**Comentario :**

Una de las debilidades de la mayor parte de normativas sísmicas es que no indican cómo se debe evaluar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$ , en parte se debe a que este es un tema que está actualmente en investigación, a pesar de que se ha venido trabajando desde hace unos 30 años, pero esto es una razón más para ser cautelosos en la selección del valor de reducción de las fuerzas sísmicas. Algunas normativas presentan este valor para diferentes tipologías estructurales y responden más al criterio de expertos basados en un comportamiento cualitativo de las estructuras, pero no indican cómo se debe evaluar este factor. Dos debilidades presentan la mayor parte de normativas en cuanto al factor  $R$  y son las siguientes:

- El factor  $R$  depende del período de vibración de la estructura pero muy pocas normas consideran esta variable y dan un solo valor de  $R$  al margen del período.
- Por otra parte, el factor  $R$  depende del tipo de suelo. Chopra (2005), Ordaz y Pérez (1999), entre otros. De tal forma que se debería especificar el factor  $R$  y el tipo de suelo.

A mediados de 1980, se realizaron estudios experimentales, en la Universidad de Berkeley, California, tendientes a encontrar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$  y es así como Uang y Bertero (1986) y Whittaker et al (1987) proponen la siguiente relación:

$$R = (R_{\mu}) (R_{\Omega}) (R_{\xi}) \quad (2.5.12)$$

Donde:

$R_{\mu}$ : factor de ductilidad,  $R_{\Omega}$ : factor de sobre resistencia y  $R_{\xi}$ : factor de amortiguamiento.

En los estudios experimentales que realizaron en estructuras de acero encontraron que el factor  $R$  varía entre 4.5 y 6.0. Posteriormente Freeman (1990), Uang (1991) han hecho modificaciones a la ecuación 2.5.12 hasta llegar a la propuesta del ATC (1995) en que se cambia el factor de amortiguamiento  $R_\xi$  por el factor de redundancia  $R_R$  que toma en cuenta los ejes de columnas, a mayor número de ejes de columnas se tendrá un mayor valor de  $R_R$ , de tal manera que la ecuación 2.5.12 queda:

$$R = (R_\mu)(R_\Omega)(R_R) \quad (2.5.13)$$

### 2.5.6. Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando el sistema estructural que se indica en el Cuadro 2.6

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de las Edificaciones	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A(*)(**)	Regular	3	Acero, Muros de concreto armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual.
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera.
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema B Dual, Madera.
C	Regular o Irregular	1	Cualquier sistema.
		3,2 y 1	Cualquier sistema

Cuadro 2.6: Categoría y Estructura de las Edificaciones

- (\*) Para lograr los objetivos indicados en el Cuadro 2.6 la edificación será especialmente estructurada para resistir sismos severos.
- (\*\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

### 2.5.7. Procedimiento de Análisis

- Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el Artículo 18.
- Las estructuras clasificadas como regulares según el ítem 2.5.3 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo 17.

### 2.5.8. Desplazamientos Laterales

### 2.5.9. Desplazamientos Laterales Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en el Cuadro 2.7

<b>LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO</b>	
<b>(Estos límites no son aplicables a naves industriales)</b>	
Material Predominante	$(\Delta_i/hei)$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

Cuadro 2.7: Deriva de piso máxima  $\gamma$

**Comentario :**

La deriva máxima de piso permitida  $\gamma$  depende de la forma como se obtiene, por ejemplo si se trabaja con inercias gruesas en los elementos para hallar la matriz de rigidez y se halla la deriva de piso con un análisis elástico, los valores de  $\gamma$  son menores, por el contrario si la deriva máxima de piso se obtiene a partir de desplazamientos inelásticos la deriva máximo de piso permitido es mayor. En la Norma Peruana los desplazamientos laterales se obtienen con un análisis elástico, utilizando inercias gruesas y los desplazamientos inelásticos aplicando la siguiente ecuación:  $\Delta_i = 0,75R\Delta_e$  [72, Pág.7]

**2.5.10. Junta de Separación Sísmica (S)**

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima  $S$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia mínima no será menor que los  $2/3$  de la suma de desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$S = 3 + 0,004(h - 500) \quad (2.5.14)$$

$$S > 3cm \quad (2.5.15)$$

Donde:

$h$ : altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar  $s$ , (en centímetros).

**Comentario :**

Al ubicar la posición exacta del edificio dentro del terreno correspondiente, es importante guardar una separación que sea suficiente con respecto a edificios adyacentes, para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo. El daño puede ser particularmente grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no coinciden

en las mismas alturas de manera que durante la vibración las losas de piso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas de otro.[38, Pág.181]

## 2.6. Análisis de Edificios

### 2.6.1. Generalidades

#### Solicitaciones Sísmicas y Análisis

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del ítem 2.1.2, se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica. El análisis podrá desarrollarse usando las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

### 2.6.2. Modelos para Análisis de Edificios

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura. Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes. Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas. Para los pisos que no

constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

**Comentario :**

El dominio de esta parte es de vital importancia en el diseño por cuanto es pasar de la realidad estructural a la idealización de un modelo para hallar los diagramas de fuerza cortante y momento flector, valores con los que entraremos al diseño de los elementos estructurales. Cabe de indicar ningún programa (software) modela la estructura, es el proyectista quien lo hace y por ende responsable de los parámetros utilizados y resultados obtenidos.

### 2.6.3. Peso de la Edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

TIPO	PORCENTAJE DE CARGA (%)	CARGA
A y B	50	Viva
C	25	Viva
Depósito	80	Peso total almacenable
Azotea y techo	25	Viva
Tanques y silos	100	Peso total almacenable

Cuadro 2.8: Porcentaje de carga Viva

**Comentario :**

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio debe procurarse que éste sea lo más ligero posible. Una parte importante del peso de la construcción proviene de los revestimientos y elementos divisorios no estructurales, es allí donde más fácilmente se puede lograr reducciones considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio. Así en el proyecto arquitectónico conviene ubicar en los pisos bajos las áreas donde se prevén mayores concentraciones de pesos (tales como

archivos y bóvedas) y evitar los apéndices pesados en la punta del edificio. Deben evitarse fuertes diferencias en los pesos de pisos sucesivos, porque generan variaciones bruscas en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar del edificio.

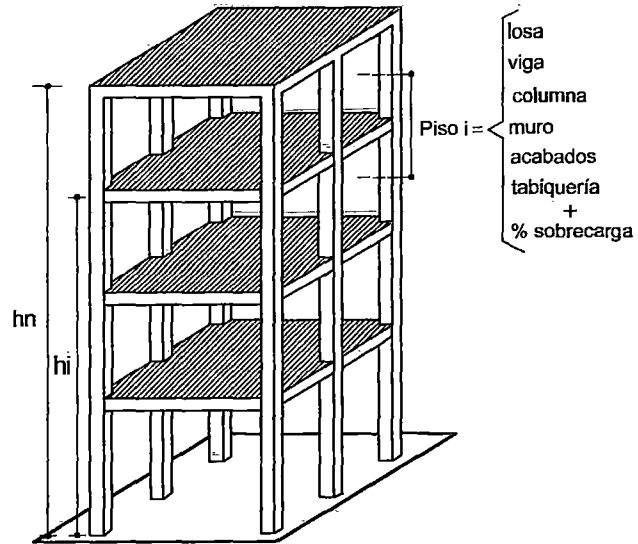


Figura 2.11: Evaluación de peso de un edificio

Donde:

peso  $i$  = peso de (losa + vigas + columnas + muros + acabados + tabiquería) + % sobrecarga

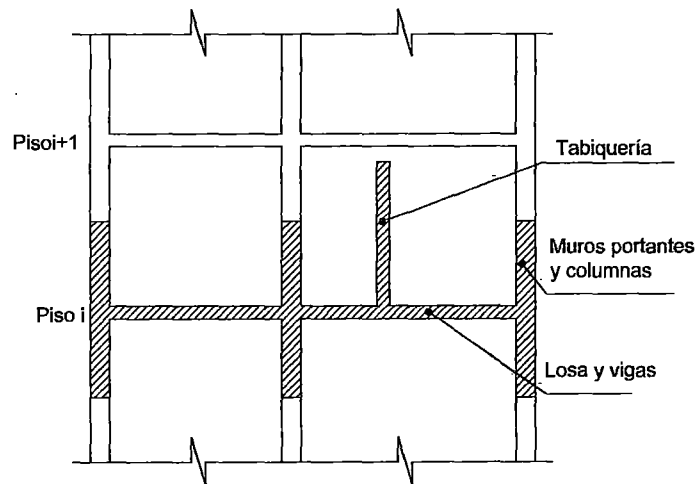


Figura 2.12: Carga muerta del piso  $i$ .

### 2.6.4. Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0,75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$  indicados en la ecuación 2.7.4 ni el cortante mínimo en la base especificado en el ítem 2.8.5.

### 2.6.5. Efectos de Segundo Orden

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas. Para estimar la importancia de los efectos de segundo orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad:

$$Q = \frac{(N_i)(\Delta_i)}{(V_i)(h_{ei})(R)} \quad (2.6.1)$$

Los efectos de segundo orden deberán ser tomados en cuenta cuando  $Q > 0,1$ .

Donde:

$\Delta_i$  : Desplazamiento relativo del entrepiso  $i$

$N_i$  : Sumatoria de los pesos sobre el nivel  $i$

$V_i$  : Fuerza cortante en el entrepiso  $i$

$h_{ei}$  : Altura del entrepiso  $i$

$R$ : Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

#### **Comentario :**

Cuando se tienen desplazamientos laterales significativos, el peso propio tiende a voltearla, de tal manera que en la estructura deformada, por la acción sísmica, actúan cargas adicionales los mismos que son tomados en cuenta cuando se analiza con teoría de segundo orden.

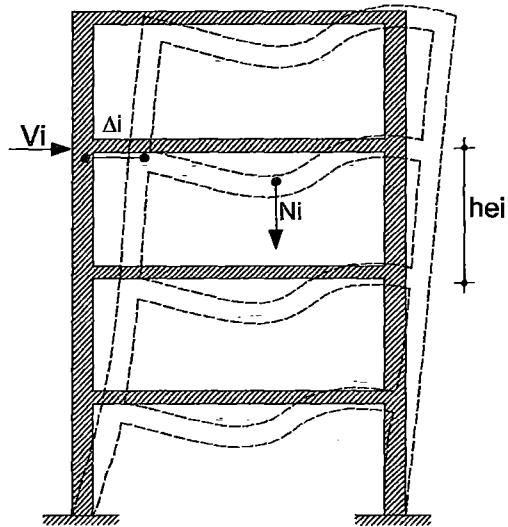
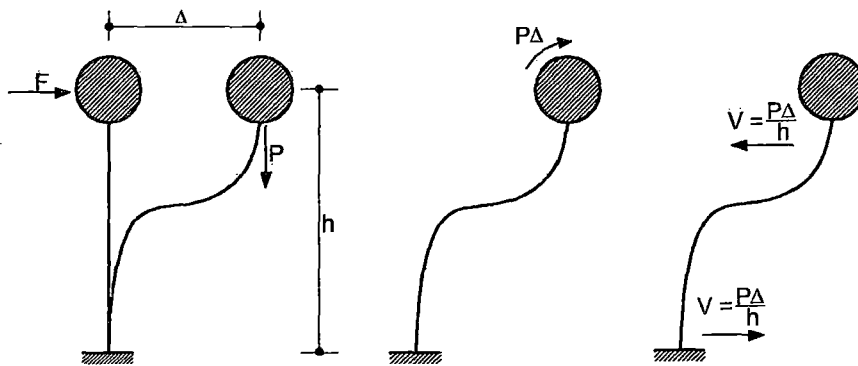


Figura 2.13: Efectos de 2do Orden

Con el propósito de entender un poco más sobre el efecto  $P - \Delta$  se presenta un sistema de un grado de libertad sobre el que actúa una fuerza sísmica  $F$ , por efecto de esta fuerza el sistema se desplaza horizontalmente  $\Delta$ , el sistema tiene un peso total  $P$  el mismo que genera un momento de volteo en la estructura deformada, que vale  $P\Delta$ . Este momento

Figura 2.14: Descripción del efecto  $P - \Delta$  en un sistema de un grado de libertad.

de volteo genera un par de cortantes, que se indican a la derecha de la Figura 2.14, los mismos que al multiplicarse por la altura  $h$  se oponen al momento de volteo de tal manera

que existe un momento de volteo de magnitud  $P\Delta$  y un momento resistente  $Vh$ .

La relación de estos momentos define el índice de estabilidad de piso.

$$\theta_i = \frac{(P_i)(\delta_{ei})}{(V_i)(h_i)} \quad (2.6.2)$$

Donde:

$P_i$  : Carga vertical que gravita desde el piso  $i$  hasta el tope, se calcula en función de la carga muerta  $D$  más el porcentaje de la carga viva  $L$ .

$V_i$  : Cortante de piso

$\delta_{ei}$  : Deriva de piso calculada con los desplazamientos elásticos  $q$ .

$h_{ei}$  : Altura de entrepiso.

**Se destaca que  $\delta_{ei}/h_i$  es la deriva de piso elástica.**

En los códigos sudamericanos como: en el caso de CEC-2000 (Ecuador) al igual que la norma NSR-98 de Colombia establecen que si  $\theta_i \leq 0,1$  la estructura no tiene problemas de efecto  $P = \Delta^1$ , y se prosigue con el cálculo pero si  $\theta_i \geq 0,3$  la estructura debe ser reforzada a menos que se demuestre mediante un análisis de segundo orden que la estructura sigue siendo estable. Finalmente si  $0,1 < \theta_i < 0,3$  tanto las derivas de piso como las fuerzas estáticas se multiplicarán por:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - \theta_i} \quad (2.6.3)$$

En la Figura 2.14 se aprecia que  $\Delta$  es el desplazamiento relativo del piso con respecto al suelo. Esto debido a que se trata de una estructura de 1 piso, si fuera de más pisos es el desplazamiento relativo de piso, también conocido como deriva, a secas. El desplazamiento  $\Delta$  es calculado en forma elástica.[77, Pág.190]

<sup>1</sup>El efecto  $P - \Delta$  es muy importante en estructuras esbeltas, de varios pisos. En estructuras de pocos pisos y con dimensiones adecuadas el índice de estabilidad de piso será bajo y se puede ignorar el efecto  $P - \Delta$ .

### 2.6.6. Solicitaciones Sísmicas Verticales

Estas solicitaciones se considerarán en el diseño de elementos verticales, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio.

## 2.7. Análisis Estático

### 2.7.1. Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura.

### 2.7.2. Período Fundamental

a) El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.7.1)$$

Donde:

$h_n$  : Altura total de la edificación.

$C_T = 35$  para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$  para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$  para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

$T$  : Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

- b) También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2\right)}{\left(g \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i\right)}} \quad (2.7.2)$$

Donde:

$P_i$  : Peso del nivel  $i$ .

$D_i$  : Desplazamiento elástico lateral del nivel  $i$  relativo al suelo.

$g$  : Aceleración de la gravedad.

$\bar{F}_i$  : Fuerza horizontal en el nivel  $i$ .

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por éste método.

### **Comentario :**

Las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2 son expresiones matemáticas empleadas para el cálculo de periodo fundamental de la estructura. La primera expresión matemática está en función de la altura total del edificio y coeficientes empíricos, mientras tanto la segunda expresión alternativa está en función de desplazamientos laterales y fuerzas aplicadas, así mismo la ecuación 2.7.2 tiene un respaldo analítico pero se destaca que en los dos casos se trabaja con inercias gruesas de la sección.

### 2.7.3. Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \left( \frac{ZUCS}{R} \right) P \quad (2.7.3)$$

debiendo considerarse para  $C/R$  el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125 \quad (2.7.4)$$

Donde:

$Z$  : Factor de zona.

$U$  : Factor de uso e importancia.

$S$  : Factor de suelo.

$C$  : Coeficiente de amplificación sísmica.

$P$  : Peso total de la edificación.

$R$  : Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

**Comentario :**

Se destaca que  $V$  definido en la ecuación 2.7.3 representa el cortante con el cual se debe controlar el cortante basal que se halla con otros métodos. Ésta es la fuerza sísmica que se representa en altura en cada uno de los pisos. La mayor parte de los códigos consideran únicamente el primer modo de vibración para encontrar fórmulas simplificadas que permiten obtener dichas fuerzas. La Norma Técnica E.030 estipula que si el periodo fundamental de vibración es menor que 0.7s no interviene los modos superiores, y cuando el periodo fundamental vibración es mayor que 0.7s se debe considerar la influencia de modos superiores, mayorando la fuerza del último piso mediante la fuerza  $F_a$ .

### 2.7.4. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Si el período fundamental  $T$ , es mayor que  $0.7s$ , una parte de la fuerza cortante  $V$ , denominada  $F_a$  deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura.

Esta fuerza  $F_a$  se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0,07(V)(T) \leq 0,15(V) \quad (2.7.5)$$

donde el período  $T$  en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base. El resto de la fuerza cortante, es decir  $(V - F_a)$  se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{(P_i)(h_i)}{\sum_{j=1}^n (P_j)(h_j)} (V - F_a) \quad (2.7.6)$$

#### **Comentario :**

Una vez que se determina el cortante basal con la ecuación 2.7.3 se procede a encontrar las fuerzas laterales  $F_i$  en cada uno de los pisos, con las siguientes condiciones:

- a) si  $T < 0,7s$  no se toma en cuenta la ecuación 2.7.5 es de decir se le asigna un valor cero ( $F_a = 0$ ), entonces la ecuación 2.7.6 queda de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{(P_i)(h_i)}{\sum_{j=1}^n (P_j)(h_j)} (V) \quad (2.7.7)$$

Y se prosigue con la distribución de fuerzas en altura a través de la ecuación 2.7.7 como se muestra en la Figura 2.15:

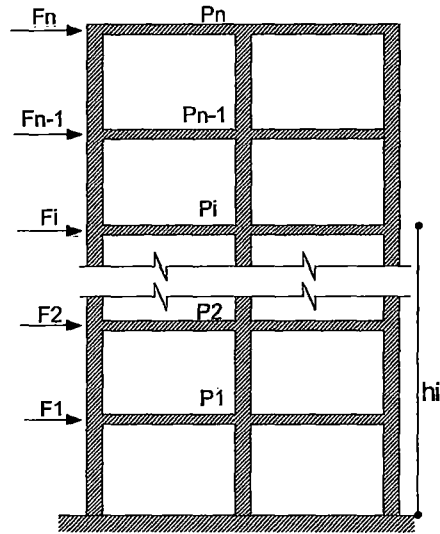


Figura 2.15: Distribución de fuerza por altura cuando  $T < 0,7s$ .

- b) si  $T > 0,7s$  una parte de la fuerza cortante  $V$ , denominada  $F_a$  debe aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura, como se muestra en la Figura 2.16, y el resto de la fuerza cortante, es decir  $(V - F_a)$  se distribuye entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{(P_i)(h_i)}{\sum_{j=1}^n (P_j)(h_j)} (V - F_a) \quad (2.7.8)$$

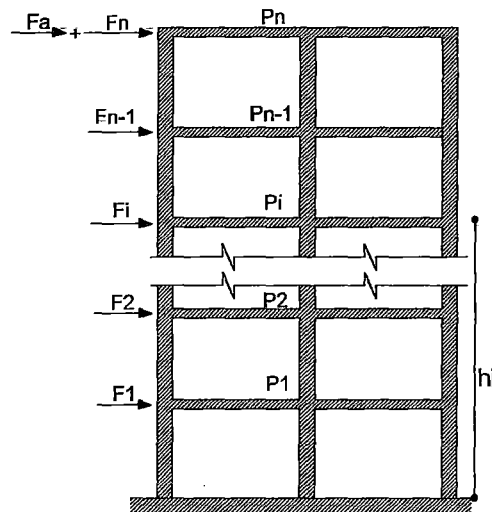


Figura 2.16: Distribución de fuerza por altura cuando  $T > 0,7s$ .

### 2.7.5. Efectos de Torsión

Se supondrá que la fuerza en cada nivel  $F_i$  actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación. Para cada dirección de análisis la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ) se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas. En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado  $Mt_i$  que se calcula como:

$$Mt_i = \pm F_i e_i \quad (2.7.9)$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

***Comentario:***

La excentricidad accidental se debe a una serie de hipótesis que se consideran en el cálculo para simplificar el análisis sísmico y que puede llevar a que el C.M, por ejemplo, no esté en el lugar que se ha calculado si no que esté desfasado. Que la longitud de la onda sísmica varíe a lo largo del edificio, que la componente rotacional del sismo sea importante y no se tomó en cuenta, todas estas omisiones y otras variables aleatorias de masa, rigidez y resistencia, conducen a que se mayoran las fuerzas sísmicas halladas con la ecuación 2.7.7 o 2.7.8 según sea el caso, por lo que se ha denominado torsión accidental. Una forma de cuantificar los efectos de torsión en un edificio es mediante la excentricidad estática, que es la distancia entre el Centro de Masas y el Centro de Rigidez. Esta es la forma como trabajan una buena cantidad de proyectistas estructurales, pero también hay gente que en lugar de trabajar con el C.M, en edificios de varios pisos, trabajan con el Centro de Cortante C.C, de tal manera que para ellos la excentricidad estática es la distancia entre el C.R y el C.C.

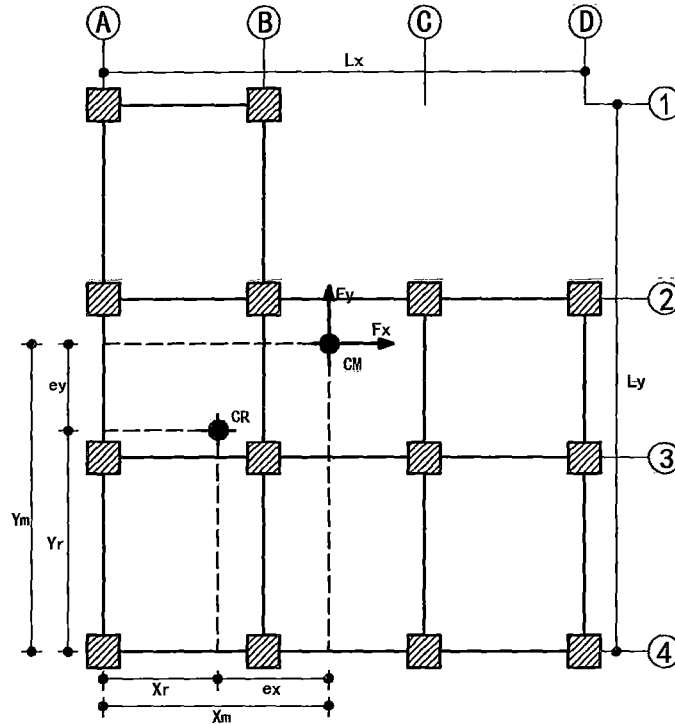


Figura 2.17: Ubicación del Centro de Masa y Centro de Rigidez en un piso de una estructura.

Aprovecharemos esta sección para definir C.R, C.M y C.C en el rango elástico.

### Centro de rigidez

Se define el C.R como el punto en el cual al aplicar las fuerzas sísmicas la estructura se desplaza y no rota. Solo hay traslación pura, Para estructuras de un piso el C.R, siempre existe pero para estructuras de varios pisos el C.R no siempre existe. En el año de 1984 Vásquez y Ridell en estudios realizados demuestran que el C.R, existe únicamente en estructuras compensables. Definen las estructuras compensables como aquellas estructuras que son simétricas o bien las rigideces de sus elementos son proporcionales entre si. Además el C.R, es colineal en todos los pisos, para las estructuras compensables.[77]

### Centro de Masa

Se define el Centro de Masas C.M, como el lugar geométrico en el cual se supone que está concentrada la masa en cada uno de los pisos.

### Centro de corte

Se define el Centro de Corte C.C como el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas laterales resistidas por cada elemento, o por cada pórtico.

Para cada una de las direcciones de análisis considerados, las excentricidades accidentales estipulados en la Norma Técnica Peruana, se calcula a través de las ecuaciones siguientes:

$$e_{accidental-x} = 0,05L_y \quad (2.7.10)$$

$$e_{accidental-y} = 0,05L_x \quad (2.7.11)$$

Donde:

$L_x$  : Longitud de análisis de la estructura en la dirección del eje x.

$L_y$  : Longitud de análisis de la estructura en la dirección del eje y.

### 2.7.6. Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de  $2/3 Z$ . Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

## 2.8. Análisis Dinámico

### 2.8.1. Alcances

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia.

### 2.8.2. Análisis por combinación modal espectral

El análisis modal espectral es un método de referencia en muchas normas sísmicas, entre ellas en nuestra NTE(E.030), que permite estimar los desplazamientos, tensiones y esfuerzos en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y aceleraciones, en cada modo, usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de tales valores máximos. Otro método es el de la combinación cuadrática completa (CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. de esta manera se obtienen los valores máximos más probables de desplazamientos, tensiones, esfuerzos, etc.

#### a) Modos de vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

**Comentario:**

En el análisis del comportamiento elástico de las estructuras, las frecuencias y los modos naturales cumplen un rol importante en la evaluación de la respuesta dinámica, ya que se encuentran relacionados con la forma que el sistema responde ante una sollicitación. Cada modo representa una tendencia de movimiento de una estructura. Esta tendencia se describe por medio de una forma y un período natural que corresponden al caso en que la estructura estuviese en vibración libre sin amortiguamiento. Se puede demostrar que después de liberar una estructura sin amortiguamiento, que ha sido forzada a adoptar inicialmente una forma igual a la de un modo de vibración, ésta seguirá vibrando libremente con la frecuencia circular del modo y manteniendo la forma modal [35, Pág.111], el análisis modal permite calcular la forma y el período de vibración de cada modo, utilizando las masas y rigidez del edificio.

**2.8.3. Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R}g \quad (2.8.1)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

Donde:

Z: Factor de zona.

Ü: Factor de uso e importancia.

C: Coeficiente de amplificación sísmica.

S: Factor de suelo.

R: Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas

g: Aceleración de la gravedad.

#### 2.8.4. Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$r = 0,25 \sum_{i=1}^N |r_i| + 0,75 \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (2.8.2)$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

##### ***Comentario:***

Mediante el Método de Superposición Modal, se hallan las respuestas en cada modo de vibración y para encontrar la respuesta resultante, se debe aplicar un criterio de combinación modal. En la literatura existen una gran cantidad de criterios entre los que se destacan los siguientes:

- **Criterio del Máximo Valor Probable (SRSS)**

Criterio también conocido por las siglas en inglés SRSS (Square Root Sum of Squa-

res); Sea  $r$  un cierto valor de respuesta que se desea obtener, puede ser un desplazamiento, un momento, un corte, etc. El criterio del valor máximo probable, es:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (2.8.3)$$

Dónde  $N$  es el número de modos que se considerarán en la respuesta,  $i$  es el modo de vibración. Por su sencillez es uno de los más utilizados. Es apropiado su uso cuando las frecuencias naturales de vibración se encuentran bastante separadas, más del 10%. Utilizar este criterio cuando no cumple esta condición puede llevar a subestimar la respuesta.

#### ■ Criterio de la doble suma

Este criterio se usa cuando las frecuencias naturales están bastante cercanas entre sí.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N (r_i)^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left( \frac{r_i r_j}{1 + \varepsilon_{ij}^2} \right) \quad (2.8.4)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sqrt{1 - \xi}}{\xi} \left( \frac{W_{ni} - W_{nj}}{W_{ni} + W_{nj}} \right) \quad (2.8.5)$$

Dónde:

$W_{ni}$ ,  $W_{nj}$  son las frecuencias de vibración de los modos  $i$ ,  $j$ .  $\xi$  es el porcentaje de amortiguamiento para cada modo de vibración. Tal vez la parte más complicada del método es determinar los valores de  $\xi$  para cada modo. Una forma más refinada del criterio de la doble suma se tiene en función del tiempo de duración del sismo que se ha denominado  $s$ . En este caso, se tiene:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{W_{ai} - W_{aj}}{\xi_i' W_{ai} + \xi_j' W_{aj}} \quad (2.8.6)$$

$$W_{an} = W_{ni} \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (2.8.7)$$

$$\xi_i' = \xi_i + \frac{2}{sW_{ni}} \quad (2.8.8)$$

Este criterio considera la proximidad entre los valores de las frecuencias de los modos que contribuyen a la respuesta, la fracción del amortiguamiento y la duración del sismo.

#### ■ Criterio de la combinación cuadrática completa (CQC)

Criterio más conocido por sus siglas en inglés CQC (Complete Quadratic Combination); Chopra en año 2001, considera la posibilidad de acoplamiento entre los modos de vibración.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j \quad (2.8.9)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+a)a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi^2 a(1+a)^2} \quad (2.8.10)$$

$$a = \frac{W_{nj}}{W_{ni}} \quad (2.8.11)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + a\xi_j) a^2}{(1-a^2)^2 + 4\xi_i \xi_j a(1+a^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) a^2} \quad (2.8.12)$$

Cuando las frecuencias están bastante separadas, el criterio de la combinación cuadrática completa, proporciona valores similares al criterio del máximo valor probable.

#### ■ Superposición directa

La superposición directa de los máximos modales proporciona un límite superior al valor máximo de la respuesta total. Por lo tanto aplicar este criterio es muy conservador.

$$r = \sum_{i=1}^N |r_i| \quad (2.8.13)$$

- **Propuesta de Alejandro Gómez**

El criterio propuesto por Alejandro Gómez (2002) integra de alguna manera el criterio directo con el criterio del valor máximo probable, al margen de la cercanía o no de las frecuencias naturales. El criterio es el siguiente:

$$r = \sqrt{r_i^2 + \left( \sum_{i=2}^N |r_i| \right)^2} \quad (2.8.14)$$

En la Norma Técnica de Perú de 2006 se combinan los resultados obtenidos, en cada uno de los modos de vibración, con la ecuación 2.8.2 el cual está conformada por los siguientes criterios: Criterio del Máximo Valor Probable y Superposición directa. Se reconoce que el Criterio del Valor Máximo Probable reporta valores bajos y que el criterio de Superposición directa da valores muy altos por lo que lo más conveniente es combinar estos dos criterios en forma lineal con los coeficientes indicados en la ecuación 2.8.2.

### 2.8.5. Fuerza Cortante Mínima en la Base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el ítem 2.7.3 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

### 2.8.6. Efectos de Torsión

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a

0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

**Comentario:**

Una de las fallas frecuentes que se presentan durante la acción de un sismo es la denominada, edificios abiertos, donde un edificio abierto, es un edificio esquinero, con paredes medianeras a los dos lados, como el indicado en la Figura 2.18. Lo cierto es que los pórticos

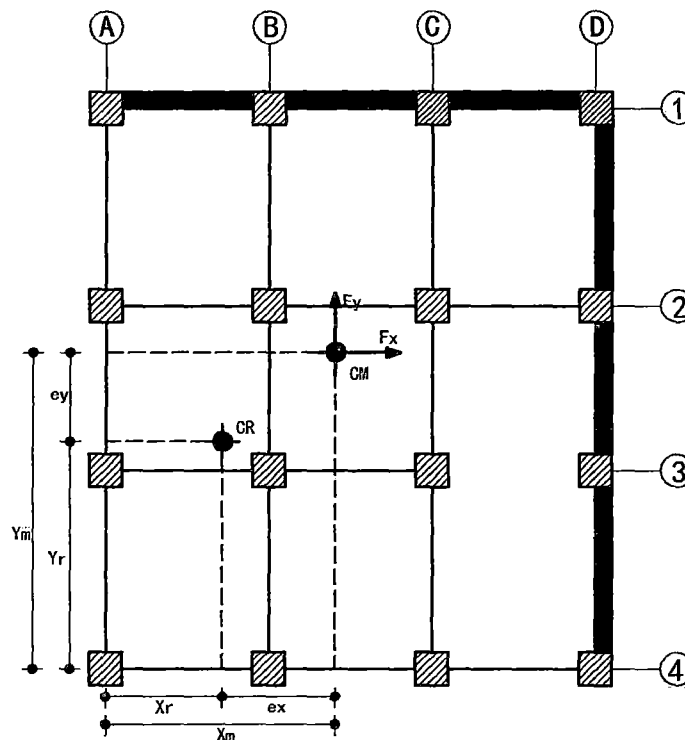


Figura 2.18: Vista en planta de edificio abierto.

posteriores que contienen las paredes medianeras tienen mayor rigidez que los pórticos sin muros; esto ocasiona que el Centro de Rigidez C.R.<sup>1</sup> se encuentre a una distancia considerable del Centro de Masa C.M., como se ilustra en la Figura 2.18. La excentricidad

<sup>1</sup>El Centro de Rigidez.-Para una estructura de un piso es bastante sencillo calcular, en base a la rigidez lateral de sus elementos, pero para edificios de varios pisos es más complicado y no siempre existe. En efecto, el C.R. sólo existe en estructuras compensadas.

estática, que es la distancia del C.M, al C.R, es la que produce momentos de torsión que conducen a un mal comportamiento sísmico de la estructura, cuando el proyectista estructural ignora la mampostería en el análisis sísmico pero en el proceso constructivo le acoplan a la estructura. Los pórticos débiles son los que más se mueven durante un sismo y los pórticos fuertes se mueven menos pero al estar todos unidos los pórticos débiles son los que tendrán un mal comportamiento sísmico, para contrarrestar este efecto los pórticos débiles se deben diseñar para fuerzas un poco más altas y que los pórticos fuertes para fuerzas un poco más bajas, para tener un cierto balance torsional.

### 2.8.7. Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio. Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

#### *Comentario:*

El análisis tiempo-historia permite calcular la respuesta en el tiempo de una estructura ante una carga dinámica cualquiera. Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se debe realizar incorporando la respuesta no lineal del material, donde el sismo de entrada solo puede ser modelado usando una función histórica temporal (acelerograma), a través de este análisis se describe los desplazamientos esperados, la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos, la forma de la curva de histéresis, etc. No obstante a ello, los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a que pueden existir incertidumbres en el modelo considerado y en la definición de la acción sísmica.

# Capítulo 3

## Estado del Arte en el Diseño Sismorresistente Basado en el Desempeño

### 3.1. Introducción

#### 3.1.1. Propósito

La mayoría de Normas y Códigos sismorresistentes tienen como objetivos básicos de evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de estas estructuras y que además éstas no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria. En particular es relevante mencionar los daños importantes en estructuras de concreto armado que se han observado en sismos moderados y

que no corresponden al sismo de diseño del lugar donde ocurrieron estos sismos, y que sin embargo han llevado al colapso de estructuras o a daños en elementos estructurales o no estructurales. Lo anterior sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura. Uno de estos criterios de diseño sísmico es el llamado diseño sísmico por Desempeño. En ese sentido consideramos que el Diseño por Desempeño debería ser establecido en la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030).

### 3.1.2. Trabajos Realizados de Diseño Basado en Desempeño

A partir de la década de los setenta han surgido varias metodologías que intentan poner en práctica la filosofía del Diseño Sísmico Basado en Desempeño, lo mismo que podemos encontrar planteados en documentos como el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1966) y el Reglamento de la SEAOC (1966). El Reglamento de Nueva Zelanda se encuentra entre los primeros que adoptaron un procedimiento de diseño basado en desempeño a través del diseño por capacidad. En este procedimiento se pretende obtener una respuesta estructural adecuada ante un evento sísmico, mediante la distribución de las resistencias a los elementos estructurales en conformidad con una configuración de daño estructural preestablecida.

**Moehle (1992)**[21], plantea la importancia de manejar el desplazamiento como principal parámetro para controlar el daño estructural y propuso un método para determinar la capacidad de edificios, basado en la capacidad última de desplazamiento y en la longitud de las articulaciones plásticas. En este procedimiento se compara la demanda de desplazamiento que causaría un sismo de diseño contra la capacidad de desplazamiento de la estructura. El estudio está enfocado a sistemas de 1 GDL, pero se proponen relaciones para la aplicación del método a sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL).

**Ayala y Sandoval (1999)**[5], proponen un método de DSBD aplicable a estructuras que responden dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante, estructuras de baja y mediana altura, que involucra implícitamente el comportamiento no lineal de las mismas. Este método está basado en el uso de la curva de respuesta idealizada como bilineal de un sistema de referencia de 1GDL, el cual se consideró equivalente al de múltiples grados de libertad (MGDL) de la estructura a diseñar.

**Ayala y Basilio (2002)**[4], posteriormente modifican y mejoran el trabajo realizado por Ayala y Sandoval, al incluir explícitamente en la determinación de las fuerzas de diseño la contribución de los modos superiores de vibrar. Esta metodología de diseño permite tomar en cuenta como índice de desempeño, la ductilidad de desplazamientos de la estructura u otros índices, la energía histerética disipada por la estructura, mediante el empleo de espectros de resistencias para obtener las resistencias características de diseño de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1GDL. Como parte del avance de investigación científica se ha presentado también en diversos Congresos Internacionales como: XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (11WCEE)[30], XII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (12WCEE)[31] y Congreso de Ingeniería Estructural (EEWW)[29].

### 3.1.3. Actualidad de Diseño Sísmico basado en Desempeño

Actualmente el tema de Diseño por Desempeño es materia de investigación, a pesar de que se ha venido trabajando desde la década de los noventa con mayor énfasis, en parte se debe que este es un tema muy complejo que requiere procedimientos cada vez más refinados en el modelo de cálculo que pretende incorporar en el análisis sísmico de edificios. En EE.UU ya existen Normas Técnicas definidas como pautas de diseño como: VISIÓN 2000[27], FEMA-273[11], ATC-40[3] y FEMA-350[26]; en Japón inclusive ya se encuentra incorporado en el código de diseño con esta filosofía[22]. Estos trabajos de investigación publicados en la década de los noventa sirvieron de base para las nuevas investigaciones en el campo

de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, teniéndose algunas modificaciones, y que vienen incluidos en los reportes más recientes como son los proyectos encargados al ATC: ATC-55 que se publicó como el FEMA-440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (2005), ATC-62 publicado como FEMA-P440A Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response (2009), ATC-63 publicado como FEMA-P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors (2009); así también se tiene el reporte FEMA P-750 NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings And Other Structures (2009).

- **Structural Engineers Association Of California (SEAOC-1995)**

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), a raíz de las consecuencias del sismo moderado de Loma Prieta (1989, M7.1, pérdidas directas 8000 millones de dolares); formó un comité especial denominado Visión 2000 en 1992 para desarrollar un marco de referencia para la generación de normas técnicas de diseño basado en el desempeño sismorresistente de una edificación [6]. En este trabajo se plantea las siguientes fases de desarrollo:

- **Fase I (1992-1995)**

Etapa de desarrollo del marco conceptual del diseño basado en el desempeño sismorresistente de una edificación. Se estimó la duración de 1992 a 1995. Los resultados de esta investigación fueron publicados en 1995 como Visión 2000 “Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño de Edificaciones”[27]; constituye el primer trabajo de investigación publicado, contiene abundante sustento teórico que sirve de base a otros trabajos de investigación.

- **Fase II (1998-2000)**

Etapa en que el marco conceptual desarrollado se debe incorporar paulatinamente como pautas de diseño en las normas técnicas. Se estimó la duración de 1998 a 2000. Los avances de esta fase se conoce sólo por trabajos expuestos

en algunos congresos en 1998 (EEWW[29]), como pautas preliminares para el diseño basado en el desempeño sismorresistente de edificaciones nuevas [9]. Se entiende que este trabajo busca implementar el diseño sobre la base del enfoque basado en desplazamientos como parámetro de respuesta.

- **Fase III (2000-2005)**

Etapa en el que las pautas deben incorporarse a los formatos de las normas técnicas para la práctica del diseño sismorresistente. Se estimó la duración de 2000 a 2005. No se conocen avances o resultados correspondientes a esta fase, se presume que se encuentra en desarrollo.

- **Applied Technology Council (ATC-40,1996)**

En el estado de California desde 1990 se realizaron investigaciones para mejorar el estado de arte del diseño sismorresistente de edificaciones de concreto del sector privado y público. Desde 1994 el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) preparó una metodología para la evaluación y adaptación sísmica de edificaciones de concreto existentes; los resultados de este trabajo se publicaron en Noviembre de 1996 como ATC-40 “Evaluación y Readaptación Sísmica De Edificaciones De Concreto”[3].

- **Federal Emergency Management Agency (FEMA-273,1997)**

La Agencia Federal de Gestión de Emergencia (FEMA), con colaboración de otras instituciones como Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC); desde 1991 desarrolló el proyecto de investigación para preparar pautas para la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes. Los resultados de este trabajo fueron publicados en el año 1997 como FEMA-273 “Pautas Para la Rehabilitación Sísmica de Edificaciones”[11]. Constituye el primer trabajo de investigación referido al diseño por desempeño aplicado a rehabilitación de edificaciones en general.

- **Proyectos de Investigación Desarrollados en Japón**

El Ministerio de Construcción del Japón con participación de instituciones de investigación y universidades, probablemente a raíz de las consecuencias del terremoto de Hanshin (1995, Kobe); desarrolló desde 1995 un proyecto que tuvo como propósito crear un sistema en que esté definido claramente el desempeño sismorresistente de una edificación; y que los ocupantes (consumidores) estén bien informados de cómo será el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y cuánto costará alcanzar estos fines. La respectiva publicación se realizó en el año 1998 como “Nuevo Marco de la Ingeniería Para Edificaciones”. Constituye un enfoque de diseño basado en la necesidad de los usuarios. Por otro lado, se debe indicar que los requerimientos de la norma técnica de diseño sismorresistente japonesa fueron revisados en Junio de 2000, respecto a un marco de diseño basado en el desempeño sismorresistente de una edificación. En tal sentido, ya existen conceptos del enfoque de diseño en mención incorporados en la norma publicada en japonés en 2001[22].

- **Federal Emergency Management Agency (FEMA-350,2000)**

La Agencia de Gestión de Emergencia Federal (FEMA), con colaboración de otras instituciones como Asociación de Ingenieros Estructurales de California (ASCE), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y universidades de California que en conjunto se denominó proyecto SAC; a raíz de las fallas de las conexiones viga-columna en las estructuras de acero durante el sismo de Northridge de 1994, desarrolló un proyecto para estudiar las causas de estas fallas y formular procedimientos de diseño sismorresistente más confiable. La respectiva publicación se realizó el año 2000 como: FEMA-350 “Criterios Recomendados de Diseño Sísmico para Edificaciones Aporticadas de Acero”. Constituye un proyecto específicamente referido a edificaciones de acero, adopta un enfoque probabilístico basado en confiabilidad para explicar las incertidumbres y casualidades inherentes al diseño sismorresistente.

## 3.2. Concepto de Diseño Basado en Desempeño

De manera general, *el diseño basado en el desempeño* consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites. Tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por diferentes niveles de sismo. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido.

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera fase *conceptual*, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destaca fase numérica y evaluación, orientadas al diseño propiamente dicho, y finalmente la fase de *implementación*, donde la calidad del diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras.

Las investigaciones desarrolladas en EE.UU y Japón en este aspecto, resumimos a continuación:

### 3.2.1. Concepto General del SEAOC(1995)

La ingeniería basada en desempeño sismorresistente de una edificación se define como “la selección de criterios de diseño, sistema estructural apropiado, proporcionalidad y detallado de una estructura y su componente no estructural y contenido; para asegurar y

controlar la calidad de la construcción y mantenimiento; para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no superará los daños ante ciertos estados límites u otros límites inusuales”. Los estados límites referidos se denominan “niveles de desempeño”. Los niveles de desempeño son acoplados con niveles especificados de movimiento sísmico probable para definir los “objetivos de desempeño” para los cuales se diseña la estructura. El logro de los objetivos de desempeño nunca se garantiza pero se espera, con niveles definidos de riesgo y confiabilidad.[27]

### **3.2.2. Concepto del ATC-40(1996)**

El diseño de edificaciones basado en el desempeño, se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicado.[3]

### **3.2.3. Concepto del FEMA-273(1997)**

Los conceptos y terminología de diseño basados en desempeño son nuevos y deben ser cuidadosamente estudiados y discutidos con los ocupantes. Se entiende la terminología nivel de desempeño para representar las metas del diseño. El desempeño sismorresistente de una edificación puede ser descrito cualitativamente en términos de: seguridad ofrecida a los ocupantes durante y después del evento sísmico, el costo y facilidad de reparación de la edificación antes del sismo, el periodo de tiempo durante el cual la edificación interrumpe su servicio o uso para llevar a cabo la reparación, la economía, la arquitectura e impacto histórico sobre la comunidad. Estas características de desempeño sismorresistente son relacionadas directamente al grado de daño sufrido por la edificación. El grado de daño de

la edificación se categoriza como nivel de desempeño de la edificación. Cada nivel consiste de un nivel de desempeño estructural, el cual define los daños aceptables para el sistema estructural, y nivel de desempeño no estructural, el cual define los daños aceptables en los componentes no estructurales y contenido.[11]

#### 3.2.4. Concepto Empleado en el Proyecto amplio de Investigación y Desarrollo del Gobierno Japonés(1998)

En este marco los ocupantes deben participar en la definición de metas u objetivos de desempeño y deben ser responsables por los resultados. La mayoría de productos industriales tienen descripciones del desempeño y los consumidores usan esta información para decidir si los productos satisfacen sus necesidades y para juzgar el costo del mismo. Las edificaciones también deberían ser seleccionadas de esta forma. El desempeño sísmorresistente de una edificación debe ser una de las principales medidas para que los ocupantes definan el valor de las edificaciones. Basado en la información facilitada sobre el desempeño sísmorresistente de una edificación y su costo, un propietario juzga si la edificación cumple sus necesidades y objetivos. Como resultado, el desempeño sísmorresistente de una edificación será adecuadamente reflejado en este valor. En tal sentido, plantea igualmente la necesidad de implementar el diseño basado en el desempeño sísmorresistente de una edificación para: promover innovación en la ingeniería, progreso en la ingeniería estructural y globalización, mejorar técnicas de diseño, mayor flexibilidad en el diseño y una armonización internacional. Por otro lado, tiende a convertirse en el más importante criterio para definir el valor de la edificación por parte de los ocupantes.

### 3.2.5. Concepto del FEMA-350 (2000)

El enfoque de diseño basado en desempeño puede ser usado como una opción para un diseño avanzado. Los procedimientos de evaluación de desempeño que se proponen pueden ser usados para confirmar la capacidad de cada estructura para cumplir con los objetivos de desempeño establecidos, o pueden ser usados para implementar diseños basados en desempeño que intentan cumplir objetivos de desempeño exigentes. También puede emplearse para cuantificar la bondad de un diseño específico para cumplir objetivos de desempeño deseados. Es aplicable sólo a una estructura de acero regular bien configurada.

## 3.3. Aplicaciones de Diseño Sísmico por Desempeño

El marco general de la ingeniería basada en el desempeño fue desarrollado en el contexto de diseño y construcción de edificios en general, también es aplicada a otras instalaciones como puentes, y demás tipos de estructuras. Además aunque el marco general desarrollado enfoca primariamente el diseño y construcción de edificios nuevos, también se aplica con ciertas limitaciones a la readecuación sísmica de las instalaciones existentes.

## 3.4. Métodos de Diseño por Desempeño

Dentro de diferentes metodologías de diseño recomendados por diversos grupos de investigación científica relacionados con el diseño basado en el desempeño se describe a continuación:

### 3.4.1. Metodología General del SEAOC(1995)

El marco conceptual del proyecto Visión 2000; abarca diversos aspectos de temas de discusión en ingeniería para crear sistemas estructurales con desempeño sismorresistente

predecible y controlable, dentro de niveles definidos de riesgo. Este marco propuesto involucra aspectos del desempeño de una edificación tales como: Seguridad de los ocupantes, niveles de daño y aspectos de funcionalidad.

### **Diagramación para Diseñar por Desempeño**

Para iniciar el diseño por desempeño de una estructura, se deben considerar parámetros iniciales que comúnmente no se toman en cuenta para otros procedimientos de diseño, esto garantiza un análisis completo a nivel estructural en base al servicio que brindan las estructuras, y la importancia de las mismas, de acuerdo a esto se deben tomar en cuenta los siguientes parámetros:

#### **a) Selección de Objetivos de Desempeño**

Esta selección constituye el primer paso y se realiza por el cliente en consulta con el profesional responsable del diseño se basa en consideraciones de las expectativas del cliente, peligro sísmico (sismo de diseño), análisis económico, y riesgo aceptable (nivel de desempeño).

#### **b) Determinar Localización Adecuada y Sismo de Diseño**

Antes del inicio del diseño estructural y considerando los Objetivos de Desempeño propuesto para el proyecto; se debe analizar la ubicación adecuada para el propósito de la edificación. El análisis de ubicación adecuada incluye consideraciones de sismicidad, tipo de suelo y potencial de riesgo. El análisis de peligro sísmico determinará el sismo de diseño considerando todas las zonas sísmicas críticas. Los movimientos son representados como tiempo historia, espectro de respuesta de aceleración, espectro de respuesta de desplazamiento, espectro de demanda de distorsión, o por otras medidas requeridas para el diseño y análisis.

**c) Diseño Conceptual(Arquitectónico)**

Se procede con el diseño estructural, una vez que se selecciona los objetivos de desempeño y se definen la ubicación adecuada y sismo de diseño. La etapa de diseño se inicia con un Diseño Conceptual que implica selección de la distribución, configuración, selección del sistema estructural y materiales, selección de la cimentación y selección de sistema no estructural. En esta etapa se toman las decisiones fundamentales para determinar la viabilidad última del diseño.

**d) Diseño Preliminar y Diseño Final(Estructural)**

El diseño preliminar y diseño final involucra el predimensionamiento y detallado del sistema estructural y no estructural de modo que los Objetivos de Desempeño se puedan cumplir. Los Objetivos de Desempeño se transforman en términos de ingeniería como criterios de aceptabilidad y parámetros de respuesta estructural que incluyan grados de daño esperados. El criterio de aceptabilidad, valores restrictivos en los parámetros de respuesta, se convierten en metas para el diseño. Ellos incluyen límites de deformación y distorsión, límites de fuerza y aceleración, límites de fluencia, límites de ductilidad y disipación de energía que se puedan cumplir para que la respuesta estructural sea consistente con los Objetivos de Desempeño. El Diseño Preliminar, establece las dimensiones iniciales de elementos estructurales basados en un criterio de diseño inicial. El Diseño Final, refina las dimensiones y completa los detalles de ductilidad.

**e) Chequeo de Aceptabilidad durante el Diseño**

En cada paso de diseño, se requiere una comprobación de aceptabilidad para verificar que se cumplan los Objetivos de Desempeño. La respuesta estructural medida por ciertos parámetros cuantificables debe ser consistente con los Objetivos de Desempeño y asociados a criterios de aceptabilidad. El criterio de aceptabilidad consiste en la restricción de valores en los parámetros de respuesta estructural, asociados

con niveles de desempeño seleccionados o con grados de daño para niveles especificados de movimiento sísmico. Los parámetros de respuesta típicos a ser verificados pueden incluir: índice de resistencia, índice de deformación y distorsión, aceleraciones, índice de demanda de ductilidad, disipación de energía demanda vs. capacidad. Deben desarrollarse investigaciones para establecer los valores límites típicos para estos parámetros de respuesta para cada nivel de desempeño, los cuales incluyen ensayos de laboratorio, o bien calibrando valores límites por análisis de edificaciones que han experimentado daños cuantificables en terremotos pasados y por el registro del movimiento sísmico disponible.

#### **f) Revisión de Diseño**

Es un importante paso para asegurar la calidad en el proceso de diseño. Cada revisión se debe emprender al término del Diseño Preliminar y Diseño Final, a fin de proporcionar un análisis profesional independiente de: diseño, hipótesis, modelos, análisis y eficacia del diseño en el cumplimiento de las metas de desempeño sismorresistente.

#### **g) Garantía de control de la calidad durante la construcción**

A pesar de la calidad del diseño y la sofisticación del análisis, el diseño sismorresistente no será un éxito sin un adecuado control de calidad durante la construcción. Este proceso involucra trabajo en equipo, incluyendo profesionales de diseño, revisores, inspectores especiales, autoridades, laboratorios de ensayos, y contratistas.

#### **h) Mantenimiento Durante la Vida de la Estructura**

La ingeniería basada en desempeño no termina con la construcción de la edificación. Las responsabilidades simplemente cambian. La condición de la edificación, su configuración y uso influyen directamente sobre la vida útil de la estructura.<sup>1</sup>

---

<sup>1</sup>Diagrama de flujo mostrado en la Figura 3.1 fue tomado de tesis denominado "Diseño por Desempeño de Elementos Estructurales de Hormigón Armado Mediante los Códigos FEMA, utilizando ETABS" desarrollado por: Luis Xavier Alemán García y Luis Fernando Naranjo Quimbilco-[36, Pág.24]

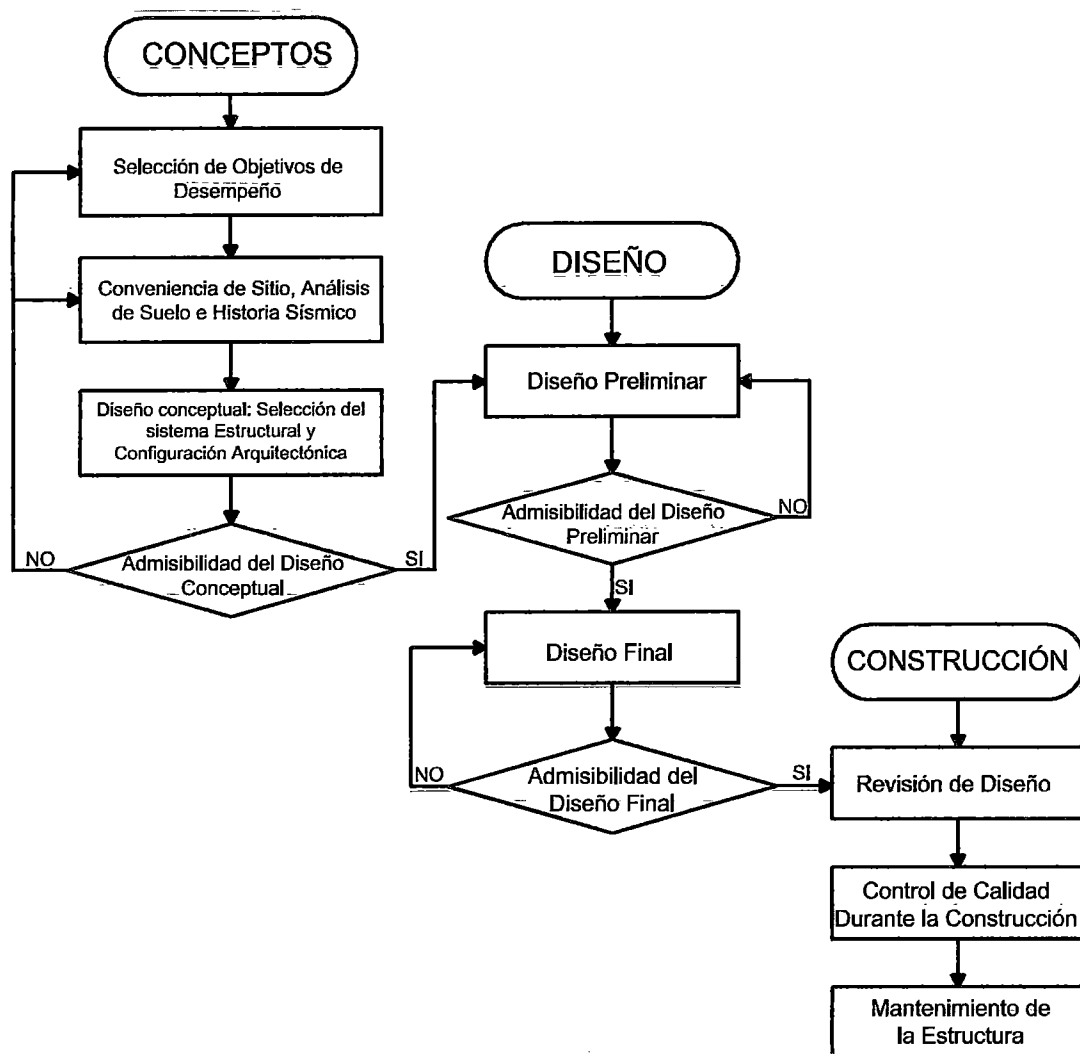


Figura 3.1: Diagrama del Marco Conceptual del Diseño por desempeño (SEAOC-1995)

### 3.4.2. Metodología del ATC-40(1996)

En el estado de California la mayoría de las construcciones es de Concreto Armado y fueron diseñadas y construidas antes de la década de los setenta; observándose que estos tenían una pobre respuesta estructural frente a eventos sísmicos se empezó a evaluar dichas estructuras sin ningún documento con respecto a estrategias de evaluación y reforzamiento, tomando en cuenta esta necesidad, entre los años de 1994 y 1995 el Applied Technology

Council del estado de California publicó y luego dio a conocer un documento publicado en 1996 como “ ATC-40, Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings”, el cual es una guía para evaluar y reforzar edificios de concreto armado. La metodología general para la evaluación y adaptación sísmica de edificaciones existentes de concreto armado se pueden ilustrar en el Cuadro 3.1, cada paso de la metodología se enumera a continuación<sup>1</sup>

- Etapa de inicio de proceso.
  - Inicio de proceso.
  - Selección de profesionales calificados.
- Evaluación básica y adaptación de una estrategia.
  - Establecimiento de objetivos de desempeño.
  - Revisión de las condiciones de la edificación.
  - Formular una estrategia.
  - Empezar el proceso de aprobación.
  - Conducir investigaciones detalladas.
- Concepto de Evaluación y Adaptación.
  - Estudiar la Capacidad sismorresistente.
  - Determinar la sollicitación sísmica.
  - Verificar el desempeño sismorresistente.
- Diseño final y Construcción.

---

<sup>1</sup>El Documento que fue publicado en el año de 1996 como “ ATC-40, Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings”, el cual es una guía para *evaluar y reforzar edificios de concreto armado*, consta de 2 volúmenes; donde en el **volumen 1**, contiene el esquema de la metodología organizado en 13 capítulos y describe todo los pasos necesarios para el proceso de evaluación y reforzamiento; en tanto el **volumen 2** contiene el material de consulta sobre el tema. Cuatro reportes de edificios evaluados según la metodología, un análisis de costos de los edificios evaluados y revisión de los efectos de las condiciones de cimentación en edificios de concreto armado.

- Preparar documentos de construcción.
- Monitoreo de calidad de construcción.

---

<b>Estrategia</b>	<p><b>1 Inicio del Proceso</b> Requerimientos jurisdiccionales y Cambios arquitectónicos.</p> <p><b>2 Selección de Profesionales Calificados</b> Ingeniero estructural Arquitecto.</p> <p><b>3 Establecimiento de Objetivos de Desempeño.</b> Estabilidad estructural, Seguridad limitada y Protección de vida Control de daño Ocupación inmediata.</p> <p><b>4 Revisión de Condición de Edificación.</b> Revisión de dibujo, Inspección visual y Cálculos preliminares.</p> <p><b>5 Formular una Estrategia</b> Procedimiento simplificado y Métodos de capacidad inelástica</p> <p><b>6 Empezar el Proceso de Aprobación</b></p> <p><b>7 Conducir Investigaciones Detalladas</b> Análisis de la ubicación, Propiedades del material y Detalles de construcción.</p>
<b>Concepto</b>	<p><b>8 Estudiar Lacapacidad Sismorresistente</b> Modelar reglas, Fuerza y desplazamiento.</p> <p><b>9 Determinar Solicitación Sísmica</b> Peligro sísmico, Interdependencia con capacidad y Desplazamiento meta</p> <p><b>10 Verificar Diseño Sismorresistente</b> Límite de respuesta global y Aceptabilidad de componente.</p>
<b>Detalles</b>	<p><b>11 Preparar Documentos De Construcción</b> Plan de Revisión y Proforma de contrato de construcción.</p> <p><b>12 Monitoreo De La Calidad De Construcción</b> Rendimientos, ensayos e inspecciones, Verificación de condiciones existentes y Observación de la construcción por el diseñador.</p>

---

Cuadro 3.1: Metodología para Evaluación y Adaptación Sísmica ( ATC-40, 1996)

### 3.4.3. Proceso de Rehabilitación del FEMA-273 (1997)

La metodología para el proceso de rehabilitación de edificaciones existentes se puede resumir como:

- Selección de Objetivo de Rehabilitación en función al nivel de desempeño y sismo de diseño.
- Selección de método de rehabilitación.
- Selección de procedimientos de análisis.
- Selección de estrategia de rehabilitación.
- Crear modelo matemático.
- Evaluación de la relación Fuerza-Deformación.
- Definir criterios de aceptabilidad.
- Realizar control de calidad durante la construcción.
- Uso alternativo de materiales y métodos de construcción.

### 3.4.4. Proyectos de Investigación en Japón

#### Marco de Desarrollo del Proyecto Integral de Investigación y Desarrollo del Gobierno Japonés (1995-1998)

Se define un nuevo marco de desarrollo planteado por el Ministerio de Construcción del Japón con participación de universidades y grupos de investigación; tal como se ilustra en el diagrama de flujo de la Figura 3.2 Consiste de tres elementos básicos que enseguida se define brevemente:

#### ■ **Determinación de niveles y metas de desempeño**

Para aclarar los requerimientos de diseño y determinar los niveles de desempeño y metas de desempeño, se debe considerar las necesidades del público. Las edificaciones en las ciudades tienen sus propios roles definidos por los usuarios y estos deberían ser satisfechos. Propietarios y diseñadores deberían entender los roles que las edificaciones juegan con el público ante ciertas circunstancias. Los niveles de desempeño y metas de desempeño apropiados para una edificación se determinan no sólo en términos de tecnología estructural sino por las demandas de los propietarios, usuarios y sociedad. Se deben desarrollar tecnologías, sistemas para definir los niveles de desempeño para cumplir los propósitos e importancia de la edificación, para proteger funciones urbanas y sociales, y para cumplir las necesidades de los propietarios, estos niveles deben ser categorizados en términos de racionalidad económica y protección de vida.

#### ■ **Evaluación de Desempeño**

La evaluación de desempeño describe los principios para analizar si un diseño estructural satisface los objetivos de desempeño. El profesional responsable del diseño planea la estructura (pórtico estructural, materiales) para conseguir los niveles de desempeño y metas de desempeño definidos. Por ejemplo para resistir un sismo con un pórtico, el profesional investigará si el pórtico resiste la energía y fuerza del sismo, así para resistir o controlar estos efectos se debe emplear mecanismos o dispositivos, y seleccionar métodos de diseño detallados. Igualmente las especificaciones son determinadas por el profesional responsable del diseño y se pueden desarrollar nuevas estructuras, mecanismos y tecnologías. El diseñador planea los detalles, prepara el anteproyecto y especificaciones.

#### ■ **Informe o Certificación de Desempeño Sismorresistente**

Se define el informe certificación de desempeño sismorresistente cuando la evalua-

ción muestra que la estructura diseñada satisface los niveles de desempeño y las metas de desempeño. La certificación de desempeño vincula a los ocupantes de las edificaciones y los diseñadores, debe ser de fácil comprensión de la gente. Una clara certificación del desempeño es responsabilidad del profesional responsable del diseño.

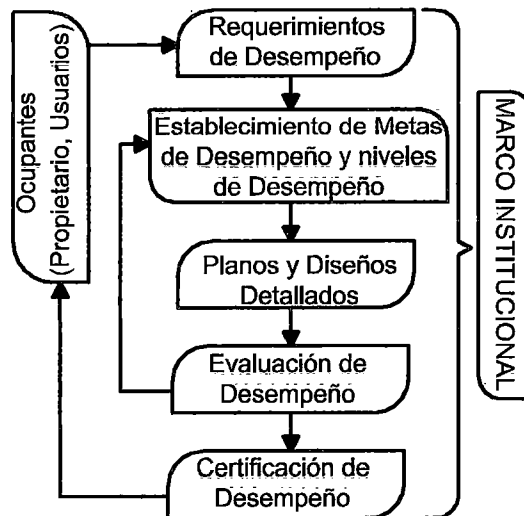


Figura 3.2: Sistema de diseño basado en desempeño (Ministerio de Construcción del Japón-1998)

### Instituto de Investigación de Edificaciones (1998-2000)

El Instituto de Investigación de Edificaciones del Ministerio de Construcción del Japón (BRI) propone un marco conceptual para el desarrollo e implementación del diseño sismorresistente basado en desempeño en vista que la Ley de Edificaciones del Japón fue revisada desde 1998. Esta estructura conceptual se ilustra en la Figura 3.3

- La primera ruta propuesta posibilita evaluar y verificar el desempeño sismorresistente sea cual sea el método de diseño usado. Es un procedimiento de evaluación que verifica si se cumplen o no los Objetivos de Desempeño recomendados.

- La segunda ruta es el procedimiento de evaluación convencional que se usa actualmente. Esta ruta se considera que fue creada para satisfacer las disposiciones del procedimiento de evaluación.
- La tercera ruta se aplica a edificaciones menores. No requiere cálculo estructural y se considera que satisfacen las disposiciones del procedimiento de evaluación.
- La cuarta ruta incluye todas las alternativas de procedimientos de evaluación y cumplimiento de disposiciones, cada uno desarrollados y certificados por instituciones privadas.

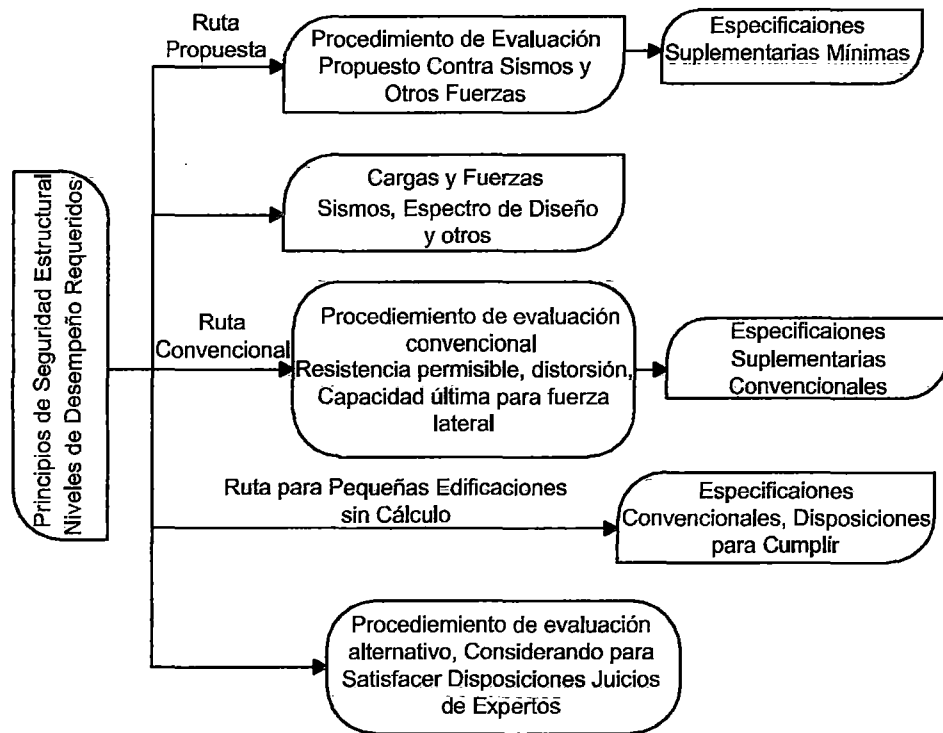


Figura 3.3: Marco conceptual propuesto para las disposiciones estructurales basadas en desempeño (BRI Japón-2000)

## 3.5. Objetivos de Desempeño Sísmico

Presentamos a continuación los conceptos por parte de diversos grupos de investigación científica sobre: Niveles de Desempeño, Sismo de Diseño y Objetivos de Desempeño.

### 3.5.1. Niveles de Desempeño

- Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc) y términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) [27].
- El Nivel de Desempeño para el ATC-40 describe una condición de daño límite el cual puede ser considerado satisfactorio para una edificación y un sismo dado [3].
- Los Niveles de Desempeño para el FEMA-273 empleada en rehabilitación de edificaciones, define como puntos discretos de una escala continua que describe el desempeño sismorresistente esperado de una edificación, o alternativamente, daño, pérdida económica, interrupción que puede ocurrir [11].
- En los proyectos de investigación desarrollados en Japón se indica que los niveles de desempeño apropiados son determinados no sólo en términos de tecnología estructural, sino por la demanda de propietarios, usuarios y la sociedad.
- El FEMA-350(2000), define Nivel de Desempeño como una combinación del desempeño sismorresistente de ambos componentes estructural y no estructural. Un Nivel

de Desempeño estructural describe los límites del grado de daño del sistema estructural. Un Nivel de Desempeño no estructural describe los límites del grado de daño del sistema no estructural<sup>1</sup> [26].

### **Niveles de Desempeño de Comité Visión 2000 (SEAOC-1995)**

Un nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- Funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

El comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) propone cuatro niveles de desempeño, los cuales son los siguientes:

- **Totalmente Operacional**

Corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes, todo el contenido y los servicios permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requiere reparaciones.

- **Operacional**

En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y

---

<sup>1</sup>El presente capítulo desarrolla los objetivos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas del comité Visión 2000, ATC-40, FEMA-273, Proyectos de Investigación Desarrollados en Japón, FEMA-350 y Otras Investigaciones; el objetivo principal de este capítulo es sentar las bases y los criterios de calificación de la respuesta sísmica de las edificaciones, de tal manera que permitan la toma de decisiones respecto de su comportamiento esperado durante un sismo.

en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

#### ■ Seguridad de vida

Esta asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde el punto de vista económico.

#### ■ Cerca al colapso

La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnica viable desde el punto de vista económico.

El siguiente cuadro describe los daños producido para cada nivel de desempeño propuesto por el comité Vision 2000 (SEAOC, 1995)

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Cerca al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Cuadro 3.2: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC-1995)

### Niveles de Desempeño de ATC-40(1996)

Los niveles de desempeño definidos por ATC-40, para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente

#### ■ Niveles de Desempeño para los Elementos Estructurales

Se definen tres niveles o estados de daños discretos: Ocupación Inmediata, Seguridad y Estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: Daño controlado y Seguridad Limitada. Estos rangos intermedios permiten diferenciar, de una forma más adecuada y útil, el desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en

particular. Estos niveles se identifican por la abreviación SP-n (SP son las siglas de “structural performance” y n es un número que varía de 1 a 6).

A continuación se describen los 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación Inmediata, SP-1:**

Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanecen prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdida de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

- **Daño Controlado, SP-2:**

Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de Ocupación Inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados

- **Seguridad, SP-3:**

Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- **Seguridad Limitada, SP-4:**

Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura puede requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

- **Estabilidad Estructural, SP-5:**

Este nivel corresponde al estado de daño límite después de un sismo, en el

cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia de los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay alto riesgo de que se produzca el colapso de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sea técnica y económicamente irreparables.

- **No Considerado, SP-6:**

Éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

- **Niveles de Desempeño para los elementos no estructurales**

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad y Amenaza Reducida. Estos niveles se presentan con la abreviación NP-n, NP son siglas de “Non Structural Performance” y n es una letra que toma valores entre A y E.

- **Operacional, NP-A:**

Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

- **Ocupación Inmediata, NP-B:**

A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

- **Seguridad, NP-C:**

Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto

dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la vida de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos reemplazados.

- **Amenaza Reducida, NP-D:**

Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

- **No Considerado, NP-E:**

No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones de ambientes.

- **Nivel de Desempeño de la Edificación**

Describen los posibles estados de daño para la edificación, estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de los componentes estructurales y no estructurales.

- **1-A. Operacional**

Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes y así mismo las funciones de los servicios de la edificación incluso los externos a la misma no estén disponibles.

- **1-B. Inmediata Ocupación**

Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen funcionando los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes

- **3-C. Seguridad Vital**

Corresponde a un estado de daño que presenta una baja probabilidad de atender contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales del diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en algunos de los elementos primarios (Servicios de agua, electricidad, etc) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

- **5-E. Estabilidad Estructural**

Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica; sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla del componente no estructurales exige el desalojo de la edificación.

El Cuadro 3.3 muestra los posibles combinaciones donde se han destacado e indicado los 4 niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc). La designación NR corresponde a niveles de desempeño no recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Niveles de Desempeño no Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	No Aplicable

NR: Combinación No Recomendada

Cuadro 3.3: Niveles de desempeño de las estructuras (ATC-1996)

### Niveles de Desempeño del FEMA-273 (1997)

FEMA<sup>1</sup> define como desempeño de una estructura o edificio a la combinación del desempeño de los elementos estructurales y no estructurales. A continuación se definirán los niveles de desempeño esperados y los rangos en los cuales estos se pueden encontrar[36, Pág.18]

<sup>1</sup>El código FEMA 273.- es un compendio de diseño por desempeño aplicable a las estructuras de hormigón armado, acero estructural, estructuras de madera, sistemas de mampostería portante y sistemas mixtos, que se encuentran en la región de los Estados Unidos; es posible utilizar este código como una guía siempre y cuando se sigan los reglamentos del código de construcción y normas que establece el mismo en la jurisdicción más cercana de un estado o país. Por lo tanto para el presente estudio, es necesario conocer los diferentes puntos en los cuales FEMA 273 cubre el diseño por desempeño y los puntos en los cuales NTE-E.030 norma el diseño, y provee las normas para evaluar el riesgo sísmico y aplicar estos lineamientos para aplicar las recomendaciones de FEMA 273.

■ **Niveles y Rangos de Desempeño Estructurales**

Se han definido tres niveles desempeño estructurales los cuales tratan de guardar una correlación con las exigencias de desempeño estructurales más usuales. Además se han propuesto unos rangos que se encuentran para características intermedias a los niveles de desempeño que se van a mencionar. Los niveles de desempeño son:

● **Nivel de Ocupación Inmediata (I-O)**

Luego de haber ocurrido un evento sísmico, el daño en la estructura es mínimo, esta estructura puede ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas que no prioritarias.

● **Nivel de Seguridad Vida (L-S)**

Significa que la estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsará debido a que los elementos estructurales conservan una parte importante de su capacidad resistente; la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, pero se debe analizar qué tan conveniente es esto económicamente.

● **Nivel de Prevención de Colapso (C-P)**

Se ha producido un daño sustancial a la estructura, la estructura ha perdido en gran parte su resistencia y rigidez, se han producido grandes deformaciones permanentes. La estructura ha sufrido mucho daño por lo cual puede sucumbir si es que sucede una réplica de la excitación sísmica, este nivel no es técnicamente reparable, y se recomienda derrocar.

Los Rangos de Desempeño, son los siguientes:

● **Rango de Desempeño para el Control de Daños (S-2)**

En este rango se espera un daño menor que para el Nivel de Seguridad de Vida (S-3), pero a la vez mayor que aquel esperado para el Nivel de Ocupación Inmediata (S-1), este se utiliza cuando el Nivel de Ocupación Inmediata es muy costosa.

- **Rango de Desempeño de Seguridad Limitada (S-4)**

Es un estado entre el Nivel de Seguridad de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

- **Desempeño Estructural No Considerado (S-6)**

Este ocurre cuando se dirigen los esfuerzos a controlar la vulnerabilidad no estructural como por ejemplo parapetos tonificantes o anclajes de contenedores de materiales arriesgados, sin tomar en cuenta el desempeño de la estructura.

- **Niveles de Desempeño No Estructurales**

En este análisis se encuentran los componentes arquitectónicos como divisiones, revestimientos interiores, exteriores y techos, además de los componentes mecánicos, eléctricos, de agua potable, alcantarillado e incendios. Los niveles de desempeño no estructurales son los siguientes:

- **Nivel de desempeño operacional (N-A)**

Todas las instalaciones adicionales como son la iluminación, sistemas de computación, agua potable y todas las demás están en condiciones aptas para el correcto funcionamiento del edificio, pero para lograr este se debe tener en cuenta el anclaje de los elementos no estructurales para conseguir un daño mínimo y muy poca limpieza para el uso de la estructura.

- **Nivel de Ocupación Inmediato (N-B)**

Luego del evento sísmico el edificio es estructuralmente seguro, pero no puede ser usado normalmente ya que se debe realizar una limpieza e inspección de las instalaciones, la estructura es capaz de seguir operando pero las instalaciones pueden presentar problemas como daño en equipo muy sensible.

- **Nivel de Seguridad de Vida (N-C)**

El daño post terremoto es extenso y costoso en los componentes no estructurales, puede existir daños contra la vida en el terremoto por la falla de los

componentes no estructurales, pero en general la amenaza a la vida es muy baja, la rehabilitación de estos componentes exigirá un gran esfuerzo.

- **Nivel de Riesgo Reducidos (N-D)**

Daño considerable ha ocurrido a los componentes no estructurales, pero los muebles o artefactos grandes y pesados que pueden ocasionar riesgo para los habitantes son anclados para evitar que estos lesionen a la gente, pero se espera que las personas sean heridas por la caída de escombros tanto dentro como fuera de la estructura.

- **Desempeño No Estructural No Considerado (N-E)**

A veces se puede tomar la decisión de rehabilitar la estructura sin dirigirse a las vulnerabilidades de los componentes no estructurales, esto se puede realizar cuando no se va a interrumpir las operaciones del edificio.<sup>1</sup>

### **Proyectos de Investigación Desarrollados en Japón**

- **Proyecto Integral de Investigación y Desarrollo del Gobierno Japonés (1998)**

Los Niveles de Desempeño se pueden seleccionar o definir como categorías de desempeño de seguridad, reparabilidad y serviciabilidad; así como también deben ser categorizados en términos de racionalidad económica y protección de seguridad de vida. En el Cuadro 3.4 se ilustra los estados o situaciones límites de un desempeño estructural básico antes descrito.

- **Ministerio de Construcción Del Japón (2000)**

Indica que los Niveles de Desempeño son los siguientes:

---

<sup>1</sup>**Niveles de Desempeño de Edificios.**- Los niveles de desempeño de edificios se obtienen combinado los niveles de Desempeño Estructurales y No Estructurales.

- **Seguridad de Vida**

El propósito principal de este requerimiento es la seguridad de la vida humana. Es definido para prevenir falla o colapso de los pisos en los pórticos estructurales.

- **Limitación de Daño**

Este requerimiento es para la limitación de daño. Se define para prevenir daño del sistema estructural, en los elementos, en los acabados interiores y exteriores.

Desempeño Estructural	Seguridad	Reparabilidad	Serviciabilidad
Objeto de Evaluación	Estado o Situaciones Límites		
	Límite de Seguridad	Límite de Reparabilidad	Límite de Serviabilidad
Estructura	La estructura nunca pierde la capacidad de soporte de carga vertical.	Los daños en la estructura debe estar dentro de los rangos predeterminados en términos de reparabilidad	La deformación o vibración de la estructura nunca afecta al uso diario de la edificación
Elementos de la edificación (estructurales y no estructurales)	Los elementos de la edificación no fallan o se alteran.	Los daños en los elementos de la edificación deben estar dentro de los rangos predeterminados en términos de reparabilidad	La deformación o vibración de los elementos nunca afecta al uso diario de la edificación
Equipamiento	El equipamiento no se voltean o se desplazan debido a la deformación o vibración de la estructura o elemento.	Los daños en el equipamiento debido a la deformación o vibración de la estructura o elemento; deben estar dentro de los rangos predeterminados en términos de reparabilidad	La deformación o vibración de la estructura o elementos nunca afecta al uso diario de los equipos
Muebles	Los muebles no se voltean o se desplazan debido a la deformación o vibración de la estructura o elemento.	Los daños a los muebles debido a la deformación o vibración de la estructura o elemento deben estar dentro de los rangos predeterminados en términos de reparabilidad	La deformación o vibración de la estructura o elementos nunca afecta al uso diario de los muebles
Suelo(2)	El suelo no colapsa (3) o sufre deformación inusual que afecte la capacidad de soporte vertical de la estructura.	La caída o pérdida de capacidad de deformación del suelo debe estar dentro de los rangos predeterminados en términos de reparabilidad	La caída o pérdida de capacidad de deformación del suelo nunca afecta al uso diario de la edificación o pasadizos

Cuadro 3.4: Situaciones límites de desempeño (adaptado de Ministerio de Construcción de Japón)

Donde:

- (2) Se refiere a efectos como desprendimiento del suelo, fallas inclinadas.
- (3) Se refiere a deformación causada por caída de rigidez como licuefacción.

### Niveles de Desempeño del FEMA-350 (2000)

En el Cuadro 3.5 se describe los dos Niveles de Desempeño, llamados Prevención de Colapso y Ocupación Inmediata.<sup>1</sup>

Daño Global	Niveles de Desempeño de la Edificación	
	Nivel de Prevención de Colapso	Nivel de Ocupación Inmediata
	Severo	Ligero
General	Poca rigidez y resistencia residual, pero son soportadas las fuerzas de gravedad. Distorsión permanente grande. Algunas salidas pueden ser bloqueadas. Acabado exterior puede ser extensamente dañado y algunas fallas locales pueden ocurrir. La edificación está cerca del colapso.	La estructura retiene sustancialmente la resistencia y rigidez original. Fisuramiento pequeño. El funcionamiento de los elevadores pueden ser restablecidos. Protección contra incendio operativo.
Componente no estructural	Daño extenso	Equipamiento y contenidos están generalmente seguros, pero no pueden operar debido a fallas mecánicas o desconocimiento de uso
Comparación con FEMA-302 sujeto a sismo de diseño	Significativamente más daño y gran riesgo	Mucho menor daño y bajo riesgo
Comparación con FEMA-302 sujeto a sismo máximo	Mismo nivel de desempeño	Mucho menor daño y bajo riesgo

Cuadro 3.5: Niveles de desempeño de la edificación

#### ■ Niveles de Desempeño Estructural

Se definen dos niveles de desempeño estructural prevención de colapso y ocupación inmediata. En el Cuadro 3.6 relaciona estos niveles de desempeño estructural a los estados de daño límite para elementos aporticados comunes de acero.

<sup>1</sup>FEMA-302.- se refiere a disposiciones recomendadas para regulación sísmica de edificaciones nuevas.

Elementos	Niveles de Desempeño Estructural	
	Nivel de Prevención de Colapso	Nivel de Ocupación Inmediata
Viga	Extensa distorsión, fluencia local y pandeo. Pocas vigas con fractura parcial	Fluencia o pandeo local menor en algunos lugares.
Columna	Distorsión moderada, algunas columnas fluyen, pandeo local en algunas alas	No se observan daños o distorsión
Conexión viga-columna	Numerosas fracturas y algunas conexiones experimentan pérdida casi total de capacidad	Menos de 10 % de conexiones fracturadas en algún piso, fluencia menor en otras conexiones.
Zona de panel	Distorsión extensa	Distorsión menor
Empalme de columna	Sin fracturas	No fluye
Plancha de base	Fluencia extendida de pernos de anclaje en plancha de base	No se observan daños o distorsión
Distorsión de entrepiso	Permanente grande	"mucho" menor que 1 % permanente

Cuadro 3.6: Niveles de Desempeño Estructural

- **Ocupación Inmediata**

Definida como la condición de daño post sismo, en la cual ocurre daño estructural limitado. Los sistemas de resistencia a las cargas laterales y verticales retienen casi toda sus resistencia y rigidez. El riesgo de vida como un resultado de daño estructural es muy bajo. La edificación debe estar segura para ser ocupada inmediatamente, suponiendo que el daño a los elementos no estructurales es ligero y que los servicios públicos necesarios están disponibles.

- **Prevención del Colapso**

Definida como la condición de daño post sismo, por la cual la estructura está al borde del colapso parcial o total, Daño sustancial en la estructura incluyendo degradación de la rigidez y resistencia, deformación lateral permanente y con ciertos límites, degradación en la capacidad de cargas verticales. La estructura puede no ser ni técnicamente y económicamente práctico ser reparada y no es seguro ser reocupada.

### 3.5.2. Sismos de Diseño (Movimientos sísmicos de Diseño)

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios, deslizamientos y entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para la estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de la propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basado en el desempeño. Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan "*Movimientos Sísmico de Diseño*". Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras.

A continuación se presentan los movimientos sísmicos de diseño que debe considerarse de acuerdo a diversos grupos de investigación científica.

#### Niveles de Sismo de Diseño del SEAOC (1995)

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISIÓN 2000 en términos de un intervalos de recurrencia medio o probabilidad de exedencia. El intervalo de recurrencia, es una expresión del periodo promedio del tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de exedencia, es una representación estadística

de la posibilidad que las consecuencias de un sismo exedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, años (SEAOC-1995). El periodo medio de retorno y la posibilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como:

$$T = \frac{t}{\ln(1 - p)} \quad (3.5.1)$$

Donde:

T: Periodo medio de retorno, en años.

p: Probabilidad de excedencia.

t: Tiempo de vida útil de la estructura(tiempo de exposición).

El Cuadro 3.7 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el COMITÉ VISIÓN 2000.

Sismo de Diseño	Vida Útil	Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno
	t	En Porcentajes	T
Frecuente	30 años	50 %	43 años
Ocasional	50 años	50 %	72 años
Raro	50 años	10 %	475 años
Muy raro	100 años	10 %	970 años

Cuadro 3.7: Niveles de Sismo de Diseño de Vision 2000 (SEAOC-1995)[27]

### Niveles de Sísmo de Diseño del ATC-40 (1996)

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación<sup>1</sup>:

<sup>1</sup>Las siglas: S, D y M hacen referencia respectivamente a: Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake"

■ **Sismo de Servicio, SE:**

Corresponde a movimientos de terreno de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente de 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la útil de la edificación. En base a resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del movimiento sísmico asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad. Es el Sismo Ocasional en el Cuadro 3.7

■ **Sismo de Diseño, DE:**

Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la estructura. Se define como el movimiento de terreno que tiene una probabilidad de 10 % de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir, con un periodo de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro clasificado en el Cuadro 3.7.

■ **Sismo Máximo, ME:**

Corresponde a movimientos de intensidad entre severos y Muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor de sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo Muy raro del Cuadro 3.7.

### Niveles de Sísmo de Diseño del FEMA-273 (1997)

Los niveles de sismo de diseño se muestra en el Cuadro 3.8:

Sismo de Diseño	Vida Útil	Probabilidad de Excedencia
Sismo 1	50 años	50 %
Sismo 2	50 años	20 %
Sismo de seguridad básico (BSE-1)	50 años	10 %
Sismo de seguridad básico (BSE-2)	50 años	2 %

Cuadro 3.8: Niveles de sismo de diseño (adaptado de FEMA-273 (1997))[11]

### Proyectos de Investigación Desarrollados en Japón

- **Proyecto Integral de Investigación y Desarrollo por el Gobierno Japonés (1995)**

El Proyecto de Investigación Científica Desarrollado en Japón define dos niveles de sismo de diseño como se puede ilustrar en el Cuadro 3.9:

Sismo de Diseño	Periodo de Retorno
Estado Límite de Serviciabilidad	30 años Aproximadamente
Estado Límite Último	500 años Aproximadamente

Cuadro 3.9: Niveles de Sismo de Diseño

- **Ministerio de Construcción del Japón (2000)**

El Ministerio de Construcción del Japón, considera dos niveles de sismo de diseño como se ilustra en el Cuadro 3.10:

Sismo de Diseño	Periodo de Retorno
Sismo Máximo	500 años Aproximadamente
Sismo único en todo el periodo de diseño	30-50 años Aproximadamente

Cuadro 3.10: Niveles de Sismo de Diseño

### Niveles de Sísmo de Diseño del FEMA-350 (2000)

La Agencia Federal de Gestión de Emergencia (FEMA-350), considera dos niveles de sismo de diseño como se ilustra en el Cuadro 3.11:

Sismo de Diseño	Probabilidad de Excedencia
Movimiento del Suelo Máximo (MCE)	2 % en 50 años Periodo de Retorno de 2500 años aproximadamente
Movimiento del Suelo de Diseño	2/3 (MCE)

Cuadro 3.11: Niveles de Sismo de Diseño del FEMA-350 (2000)[26]

### 3.5.3. Objetivos de Desempeño

El primer paso en la *ingeniería basada en el desempeño*, es la selección de los objetivos de desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural.

### Objetivos de Desempeño del SEAOC (1995)

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño se definen en función del desempeño estructural que debe tener cierto tipo de edificación en cada sismo de diseño, el desempeño esperado depende directamente de la importancia que tiene la edificación ante la sociedad. El comité VISIÓN 2000 clasifica a las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

- **Estructuras de Seguridad Crítica**

Se define para edificaciones que contiene cantidades de materiales de riesgo como: plantas de procesamiento nuclear.

- **Estructuras Esenciales Riesgosas**

se define para edificaciones como: hospitales, estaciones policiales, centros educativos, centros de comunicación, centrales de emergencia.

- **Estructuras Básicas**

Se define para edificaciones comunes.

En el siguiente Cuadro 3.12 se muestra los objetivos de desempeño para cada categoría de edificación.

Nivel de Sismo de Diseño	Edificaciones		
	Seguridad Crítica	Esenciales Riesgosas	Básicas
Frecuente	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Totalmente operacional
Ocasional	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Operacional
Raro	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida
Muy raro	Operacional	Seguridad de vida	Cerca del colapso

Cuadro 3.12: Objetivos de desempeño para cada categoría de edificación (SEAOC-1995)

Finalmente el comité Visión 2000 (SEAOC-1995) propone la matriz de Objetivos de Desempeño, como se muestra en el Cuadro 3.13, estos objetivos se representan en una

tabla de doble entrada denominada Matriz de Desempeño, donde las filas son la demanda sísmica y las columnas son el desempeño deseado.

Sismos de Diseño	Nivel de Desempeño Sísmico			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (975 años)	=	3	2	1

Cuadro 3.13: Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC-1995)

Donde:

1=Instalaciones Básicas.

2=Instalaciones Esenciales Riesgosas.

3=Instalaciones de Seguridad Crítica.

0=Diseño Inaceptable.

### Objetivos de Desempeño del ATC-40 (1996)

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración el Cuadro 3.14 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

Cuadro 3.14: Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales ATC-40(1996)

**Objetivo de Rehabilitación del FEMA-273 (1997)**

El código FEMA-273, presenta en una matriz que contiene un objetivo de desempeño por cada celda como se muestra en el Cuadro 3.15. Para poder seleccionar un objetivo de desempeño claro en el Cuadro, hay que tener en cuenta los conceptos de Objetivo de seguridad Básico, Objetivos realzados, y Objetivos Limitados. Esta matriz, no es completamente rígida y es posible seleccionar objetivos de desempeño intermedios si estos cumplen con las características de un objetivo de diseño realzado o limitado.

Donde: Nivel Serviciabilidad=(1-A) Nivel de Habitabilidad Inmediata=(1-B) Nivel de Protección de Vida=(3-C) Nivel de Prevención de Colapso=(5-C)	Niveles de Desempeño de Edificios				
	(1-A)	(1-B)	(3-C)	(5-C)	
Nivel de Riesgo Sísmico	50 % / 50 años	a	b	c	d
	20 % / 50 años	e	f	g	h
	(BSE-1 ) 10 % / 50 años	i	j	k	l
	(BSE-2 ) 2 % / 50 años	m	n	o	p

k + p = BSO ("Basic Safety Objective", Objetivo de Seguridad Básico.)

k + p + cualquiera de a, e, i, m; o b, f, j, ó incluso n = Objetivos Realzados

o = Objetivos Realzados

k sola ó, p sola = Objetivos Limitados

c, g, d, h = Objetivos limitados

Cuadro 3.15: Objetivos de Rehabilitación según FEMA-273 (1997)

▪ **Objetivo de Seguridad Básico, BSO.**

El objetivo de seguridad básico es aquel que pretende asegurar la vida de los ocupantes de la estructura y que esta no colapse, todo esto sin necesidad, que la estructura

tenga la misma capacidad estructural después del sismo o que no se deba derrocar la estructura para su rehabilitación, se espera que edificios que encuentran el BSO experimenten poco daño en los terremotos frecuentes y moderados que pueden ocurrir, pero experimentarán daño considerable en los terremotos más severos e infrecuentes que podrían afectarlos. Para lograr este objetivo de desempeño el edificio debe ser diseñado para soportar tanto el Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (3-C) para la demanda sísmica BSE 1, como el nivel de Prevención del Colapso (5-E) para la demanda sísmica del BSE.

#### ■ **Objetivos de Rehabilitación Realizados.**

Cuando se desea que un edificio resista sismos sin sufrir tantos daños que los implícitos en el BSO, se puede diseñar para uno o varios Objetivos de Rehabilitación Realizados. Estos Objetivos deben proveer mejor Desempeño que los edificios diseñados para BSO designado o incluso en el BSE 1 o en BSE 2, o ambos. El Desempeño Realizado puede ser obtenido de dos modos:

- **Directamente:**

Realizando el diseño para la demanda sísmica contemplada en BSE 1, o en el BSE 2. Por lo cual se puede llegar a diseñar edificios para niveles de desempeño mayores al de Seguridad de vida y/o al Nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

- **Indirectamente:**

Controlando el diseño por algún otro Nivel de Desempeño seleccionado, que será mejor que el Desempeño BSO en la demanda sísmica BSE1 o BSE2. Por ejemplo, si el suministro de la Ocupación Inmediata para un acontecimiento sísmico 50%/50 de año, donde se controlan los criterios de admisibilidad de rehabilitación de tal modo que la demanda de deformación sea menor que

lo permitido por el BSO, por lo tanto se consideraría que el diseño tiene un Objetivo Realizado.

■ **Objetivos de Rehabilitación Limitados.**

Cualquier Objetivo de Rehabilitación tiene la intención de proveer el Desempeño inferior a aquel de los BSO es llamado un Objetivo Limitado. Los Objetivos de Rehabilitación Limitados deberían ser permisibles si las condiciones siguientes son encontradas:

- Las medidas de diseño no crean una irregularidad estructural o producen una irregularidad estructural existente más severa;
- Las medidas del diseño no causan una reducción de la capacidad de la estructura de resistir a fuerzas laterales o deformaciones;
- Las medidas de diseño no causan un aumento de las fuerzas sísmicas en ningún componente que no tiene la capacidad adecuada de resistir a estas fuerzas, a menos que el comportamiento de este componente sea considerado como aceptable en el Desempeño en general estructural;
- Todos los elementos estructurales nuevos son detallados y relacionados con la estructura existente, como es requerido por las Pautas;
- Una condición insegura no se produce o se agrava por las medidas de diseño; y
- Las regulaciones de edificio en la localidad adoptadas y hechas cumplir no impiden tal diseño.

Estos objetivos son los principales para un diseño por desempeño, pero para abarcar una gran gama de diseños y complementar el desempeño estructural de acuerdo a los objetivos de diseño, existen los Objetivos de Diseño Parciales y reducidos, que básicamente son programas que no se dirigen totalmente a la capacidad de resistencia de la fuerza lateral de la estructura completa.

## 3.6. Evaluación del Desempeño Sísmico

La evaluación de desempeño describe los principios para analizar si un diseño estructural satisface los objetivos de desempeño. El profesional responsable deberá elegir un apropiado método de diseño, utilizando procedimientos de análisis lineales o no lineales, el cual será más riguroso para estructuras complejas con mayor demanda de objetivos de desempeño.

### 3.6.1. Enfoques de Diseño del Comité Visión 2000(SEAOC-1995)

Existe una gran variedad de procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes, algunos basados en comportamiento elástico-lineal y otros en un comportamiento inelástico, no lineal. En los primeros, se definen estados de fuerza laterales estáticos o dinámicos y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos; proporcionan una buena aproximación de la capacidad elástica y la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas durante el progreso de cedencia. En los métodos inelásticos, es posible aproximarse a lo que realmente sucede en la edificación, identificar modos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

El Comité Visión 2000 (SEAOC-1995), presenta enfoques de diseño para su implementación y desarrollo, como:

- **Enfoque de Diseño Integral**

Es un enfoque de diseño probabilístico en estado límite, en el cual se considerará la optimización del costo durante el ciclo de vida. Se desarrolla el concepto que toda edificación debe cumplir como mínimo un objetivo básico, más aún luego que el diseño sísmico ideal se basa en el menor costo total durante la vida de la obra,

incluyendo costo inicial y costo de reparaciones por daños debidos a sismo. Este enfoque toma en cuenta demandas simultáneas para resistencia y deformación y sus efectos combinados sobre la demanda de energía y capacidad para toda la edificación, incluyendo componentes estructural y no estructural. Este enfoque conceptual está basado en el uso de conceptos de energía sobre los principios fundamentales de dinámica estructural y diseño integral, y considera el comportamiento mecánico real de toda la edificación. Se destaca que este enfoque está aún en proceso de investigación actualmente.

#### ■ Diseño Basado en Desplazamiento

Se basa en el desplazamiento antes que la fuerza como punto de inicio del diseño sísmico, asume que el control del desplazamiento, o distorsión, es la clave para controlar el desempeño de la estructura.

Se basa en procedimientos de análisis de una “estructura sustituta” desarrollada por los investigadores: Shibata y Sozen en el años de 1976 [33] denominado el “método directo de desplazamientos”, que a continuación describimos:

##### ● Diseño Basado en Desplazamiento Directo

De manera general este método consiste en fijar un desplazamiento máximo de diseño, considerando como desplazamiento objetivo  $\Delta d$ . Se supone una rigidez secante equivalente de la estructura  $k_e$  y se encuentra el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura  $V_b$  para ser aplicado en el diseño.

$$V_b = (k_e)(\Delta d) \quad (3.6.1)$$

Luego partiendo de las ecuaciones básicas de un oscilador de un grado de libertad, se calcula el período de oscilación equivalente  $T_e$  en función de la

rigidez equivalente de la estructura y de la masa equivalente  $m_e$ .

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_e}} \quad (3.6.2)$$

$$k_e = 4\pi^2 \left( \frac{m_e}{T_e^2} \right) \quad (3.6.3)$$

Con este período equivalente se encuentra, en un espectro de desplazamientos, el desplazamiento de la estructura para la rigidez equivalente supuesta; si es mayor que el desplazamiento objetivo, se procede a modificar la rigidez equivalente. Por último, se diseña la estructura para que cumpla con el requisito de rigidez secante equivalente supuesta para el cortante sísmico encontrado en el primer paso. El método permite fijar desde el principio desplazamientos objetivos con los cuales se lleva un control del daño en la estructura para la intensidad de sismo deseada, por esto se considera como el método más acorde con el diseño por desempeño.

- **Diseño Basado en Desplazamiento Equivalente**

Está basada en los resultados de desplazamiento encontrados por Newmark-Hall (1982); quienes indican que para edificaciones con periodos entre 0.5 a 0.7 segundos, la demanda de desplazamientos en una estructura que responde elásticamente es aproximadamente igual a la demanda de desplazamiento en una estructura que responde inelásticamente con igual rigidez inicial.

- **Enfoque de Diseño Basado en Energía**

Este enfoque se basa en la premisa que el daño está directamente relacionado a la energía de entrada; esta energía de entrada es función de la velocidad efectiva del sismo y su duración y su interrelación entre el movimiento y la estructura. La velocidad y duración no son tomados en cuenta en el espectro de respuesta de aceleración comúnmente usado en el diseño. Este enfoque de diseño toma en cuenta

directamente el efecto de la duración y el contenido de energía del sismo en periodos estructurales diferentes también como para la degradación del sistema estructural a través de la respuesta cíclica. El enfoque empieza con la estimación de la energía de entrada de un sismo de diseño esperado en un rango de frecuencias y la estructura es diseñada para proveer una mayor capacidad de absorción y disipación de energía que la demanda esperada.

Este esquema fue propuesto por Housner en 1956. Este enfoque, aún se encuentra en desarrollo y es relativamente poco conocido como para convertirse en un diseño práctico.<sup>1</sup>

La ecuación de balance de energía se puede presentar como:

$$E_i = E_e + E_d = E_k + E_s + E_{H\mu} + E_{H\xi} \quad (3.6.4)$$

Comparando con la ecuación de diseño:

$$Demanda \leq Oferta \quad (3.6.5)$$

Donde:

$E_i$  : Energía de entrada.

$E_e$  : Energía elástica.

$E_d$  : Energía disipada.

$E_k$  : Energía cinética.

$E_s$  : Energía de deformación elástica.

$E_{H\xi}$  : Energía de amortiguamiento.

---

<sup>1</sup>**Ecuación de Balance de Energía.**- Esta ecuación fue propuesta por varios investigadores científicos; es así que en el año de 1989 Dechent y Calderón en el año de 1995, proponen el balance de energía similar a la ecuación 3.6.4 planteada por Housner:  $E_I = E_s + E_d$ , donde  $E_I$  es la energía absoluta de entrada,  $E_s$  representa la energía almacenada y  $E_d$  es la energía disipada. La energía  $E_s$  se puede almacenar de dos maneras distintas:  $E_s = E_e + E_k$ , Donde  $E_e$  es la energía de deformación elástica recuperable y  $E_k$  representa la energía cinética.

$E_{H\mu}$  : Energía histerética plástica.

$E_i$  : representa la demanda y  $E_e + E_d$  representa la oferta.

Para un diseño sismorresistente eficiente el primer paso es una buena estimación de  $E_i$  para el sismo de diseño crítico. Entonces se analiza si es posible económicamente y/o técnicamente balancear esta demanda sólo con  $E_e$  ó si es conveniente reducir  $E_e$ , por disipación tanto como sea posible los efectos de  $E_i$  empleando  $E_d$ . Para este propósito existen tres caminos: incrementando la energía disipada a través de amortiguamiento histerético  $E_{H\xi}$ , por incremento de la razón de amortiguamiento viscoso lineal  $\xi$ ; otro es incrementando la energía histerética plástica  $E_{H\mu}$ ; y por una combinación de incrementos de  $E_{H\xi}$  y  $E_{H\mu}$ .

#### ■ Enfoque de Diseño Basado en Fuerza-Resistencia

El enfoque de diseño sismorresistente basado en fuerza-resistencia es el más común empleado actualmente, en la literatura se dispone generalmente como enfoque de fuerza lateral o como enfoque de fuerza lateral equivalente. Se basa en determinar una fuerza lateral de corte en la base mínimo, distribuido sobre toda la altura de la edificación por un procedimiento estático o dinámico, diseñando miembros con suficiente resistencia, para resistir las fuerzas resultantes y detallar componentes con suficiente ductilidad.

El método se fundamenta en el concepto de los desplazamientos iguales en el rango elástico e inelástico de la estructura. La fuerza de diseño lateral de corte  $V_{\text{diseño}}$  se obtiene dividiendo la sollicitación máxima elástica  $V_{\text{sismo}}$  por un coeficiente de reducción de fuerzas  $R$  que representa la sobrerresistencia inherente y la capacidad de ductilidad del sistema de resistencia sísmica al entrar en el rango inelástico. Los sistemas diseñados por este método deben contar con la resistencia necesaria para soportar el sismo de colapso, la rigidez suficiente para controlar las derivas, y la ductilidad mínima para asegurar un adecuado nivel de deformación inelástica sin el

colapso de la estructura. La principal ventaja de este método es la simplicidad de su aplicación, y las principales limitaciones que presenta son<sup>1</sup>

- Solo se puede aplicar a un nivel de desempeño de la estructura (caso de análisis estáticos).
- La suposición de que el concepto de los desplazamientos equivalentes es aplicable a todo tipo de estructuras independiente de la resistencia y la no consideración de los desplazamientos.

A continuación mostramos el gráfico de Fuerza cortante y el desplazamiento de la NTP(E.030)

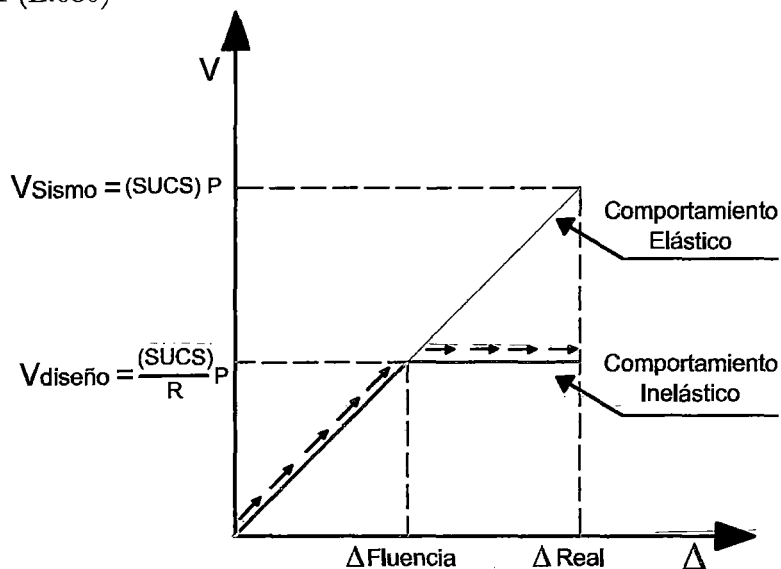


Figura 3.4: Cortante de Diseño Típico, NTP(E.030)

<sup>1</sup>Las limitaciones, que presenta el Diseño Basado en Fuerza-Resistencia aparte de las mencionadas anteriormente son: el diseño se basa en un objetivo de desempeño único, usualmente asociado al movimiento sísmico con periodo de **recurrencia de 475 años** y supone un comportamiento elástico lineal, para la cual la resistencia está basada en la reducción de la resistencia requerida a través de un factor de reducción de resistencia **R**, que depende sólo del tipo del sistema estructural.

### 3.6.2. Procedimientos para la Evaluación de Desempeño del ATC-40 (1996)

Este procedimiento se enmarca en el análisis estático no lineal (Pushover) basado en el método del espectro de capacidad. Los procedimientos de análisis no lineal simplificado como el método de espectro de capacidad y el método de coeficiente de desplazamiento requiere la determinación de los tres primeros elementos: capacidad, demanda o sollicitación sísmica (desplazamiento) y desempeño.

#### ■ Capacidad

Es una representación de la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. La capacidad<sup>1</sup> de la estructura está representada por una curva creciente. El camino más conveniente para plotear la curva fuerza desplazamiento a través del corte en la base y desplazamiento en entrepiso. La curva de capacidad generalmente representa el primer modo de respuesta de la estructura basado en la hipótesis que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura.

#### ■ Demanda

Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno.

#### ■ Desempeño

La revisión o comprobación del desempeño verifica que los componentes estructu-

---

<sup>1</sup>Una vez determinado el riesgo sísmico, en general, debemos analizar la capacidad estructural, que depende de la configuración geométrica, resistencia de los elementos estructurales, y la deformación máxima de los mismos. Cabe mencionar que en este análisis de las capacidades de los elementos, diferirá si se toma en forma individual a cada elemento, o la configuración estructural de un edificio, siendo uno de los datos que difiere mayormente, la capacidad de los elementos estructurales más allá del rango elástico.

rales y no estructurales no son dañados más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño para las fuerzas y desplazamiento implicado por la demanda. El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el movimiento sísmico de demanda.

### 3.6.3. Procedimientos Analíticos para el Método de Rehabilitación del FEMA-273 (1997)

Los métodos de rehabilitación para conseguir la reducción de la vulnerabilidad sísmica de una edificación se clasifican en un método de rehabilitación Simplificado y Método de Rehabilitación Sistemático. El primer método se emplea para ciertas edificaciones pequeñas; para conseguir objetivos de rehabilitación limitados. El segundo método se puede emplear para cualquier edificación.

#### ■ Análisis lineal

Se clasifica en un Análisis Estático Lineal<sup>1</sup> y un Análisis Dinámico Lineal<sup>2</sup>. No se debe usar para edificaciones irregulares. El Análisis Estático Lineal emplea procedimientos de análisis estático con fuerzas equivalentes que se encuentran en la mayoría de los códigos. El Análisis Dinámico Lineal está conformado por un análisis de espectro de respuesta y un análisis tiempo historia lineal.

---

<sup>1</sup>**El análisis Estático Lineal.**- La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad (gdl) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa. Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos son calculados usando usando el análisis elástico lineal.

<sup>2</sup>**Análisis Dinámico Lineal.**-La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal espectral o bien un análisis de historias en el tiempo (*time-history*). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal.

■ **Análisis no lineal**

Puede ser un análisis estático no-lineal (análisis “pushover”) y un análisis dinámico no-lineal (análisis tiempo-historia no lineal). Son especialmente recomendados para edificaciones irregulares.

Por ejemplo el desplazamiento objetivo se calcula como:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{4\pi^2} \right) g \quad (3.6.6)$$

Donde:

$T_e$  : Período efectivo que se puede deducir de una relación bilineal Fuerza-Desplazamiento.

$C_0$  : Factor de modificación relacionado al desplazamiento espectral.

$C_1$  : Factor de modificación relacionado al desplazamiento inelástico máximo.

$C_2$  : Factor de modificación relacionado a la forma de histéresis.

$C_3$  : Factor de modificación relacionado al incremento de desplazamiento  $P - \Delta$ .

$S_a$  : Aceleración Espectral.

$g$  : Aceleración de la gravedad.

Los valores numéricos de los factores  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ; varían de 1 a 1.5, en función del número de pisos, sistema estructural y otros.

Número de Niveles	Factor de Modificación ( $C_0$ )
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Cuadro 3.16: Valores para el factor de modificación  $C_0$

### 3.7. Análisis de Aceptabilidad

Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como el ATC-40[3], FEMA-273[11] y SEAOC(1995)[27] proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucrados en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. En los Cuadros 3.17 y 3.18, se muestran las derivas máximas de entre piso, permisible para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40[3] y SEAOC(1995)[27]. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores.

#### 3.7.1. Límites de los niveles de desempeño por SEAOC

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California, a través del Comité Visión 2000 propones los siguientes valores límites máximos, para el control del desempeño.

Nivel de Desempeño	Deriva entre Piso
	$\delta_i$
Totalmente operacional	0.002-0.005
Operacional	0.005
Seguridad de vida	0.015
Proximo al colapso	0.025
Colapso	>0.025

Cuadro 3.17: Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño SEAOC(1995)[27].

### 3.7.2. Límites de los niveles de desempeño por ATC-40

Se basa en límites de aceptabilidad clasificadas en dos categorías:

#### Límites de Aceptación Global

Estos requerimientos incluyen capacidad de fuerza vertical, resistencia de carga lateral y distorsión lateral. La capacidad de carga de gravedad de la edificación debe permanecer intacta para un desempeño aceptable en cualquier nivel. En los elementos donde se perdió la capacidad de carga de gravedad, la estructura debe ser capaz de redistribuir la carga a otros elementos existentes.

Los desplazamientos laterales relativos del punto de desempeño se deben verificar con los límites de deformación presentados en el Cuadro 3.18: Para el comportamiento de

Límite de Distorsión	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Daño Controlado	Seguridad	Estabilidad Estructural
Distorsión total máximo	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \left( \frac{V_i}{P_i} \right)$
Distorsión inelástico máximo	0.005	0.005-0.015	No limita	No limita

Cuadro 3.18: Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño ATC-40[3].

la estabilidad estructural la deriva total máximo en el nivel  $i$ , en el desplazamiento de desempeño no debe exceder la cantidad de  $0,33 \frac{V_i}{P_i}$ . Donde  $V_i$  es la fuerza cortante total en el nivel  $i$  y  $P_i$  es la carga de gravedad total (carga muerta más un porcentaje de la carga viva).

#### Límites de Aceptación de Componentes y Elementos Estructurales

Cada componente sea pórtico, muro, diafragma o cimentación se verifica si cumple con los límites de aceptabilidad, comparando con los parámetros que no debe ser excedidos.

También recomiendan usar datos de ensayos experimentales para verificar el desempeño. Cuando los límites de aceptabilidad no se cumplen se redefine el objetivo de desempeño o se readapta la edificación. Las diferencias existentes entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existente, entre otros, sugieren que cada región, defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas, puede llevar a evaluar de manera no adecuada el desempeño estructural y por consiguiente su vulnerabilidad.<sup>1</sup>

### 3.8. Relación Daño - Deriva

El daño sísmico se interpreta como el nivel de deterioro de un sistema estructural o no estructural causado por la acción de un evento sísmico. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas, muros de corte); los elementos que no forman parte de este sistema estructural resistente, por ejemplo, la tabiquería o los revestimientos, se consideran dentro del daño no estructural. Los diferentes sismos ocurridos han revelado la directa relación entre el daño que sufren las edificaciones con los niveles de desplazamiento lateral. Con el fin de controlar los daños, los diferentes códigos de diseño sismorresistente han considerado limitar los desplazamientos laterales con un parámetro muy utilizado llamado distorsión o deriva de entrepiso  $\varphi$ , es decir, el desplazamiento relativo entrepisos  $\Delta_i$ , dividido entre la altura de entrepiso  $H_i$ , como se muestra en la Figura 3.5:

---

<sup>1</sup>El FEMA-356[12], para calificar el desempeño lo hace en función de los daños observados en el edificio, en ese sentido detalla por separado la descripción de daños estructurales y no estructurales. Los daños estructurales se refiere a daños en elementos verticales de los sistemas primarios y secundarios, así como la distorsión máxima para todos los tipos de diafragma como sistemas horizontales de resistencia. Los daños no estructurales se cuentan en material del acabado y carpintería en las instalaciones, el equipamiento, las instalaciones eléctricas, sanitarias y otras.

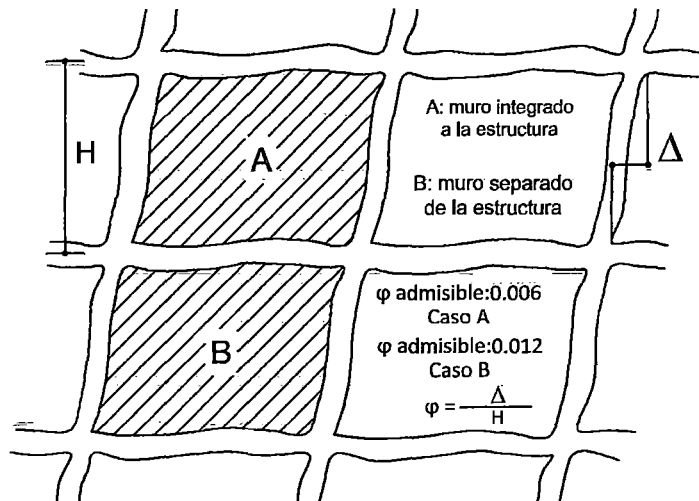


Figura 3.5: Deriva de entrepiso admisible según el RCDF [38]

La Norma Peruana E.030 [19] establece límites para el desplazamiento relativo de entrepiso, por ejemplo, para estructuras de concreto armado el desplazamiento relativo entrepiso es 0.007 veces la altura del mismo entrepiso, estas deformaciones son del orden de 3.5 veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en elementos no estructurales de albañilería. Eso implica que sólo se pretende evitar el daño no estructural para sismos del orden de poco menos de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

La ingeniería basada en desempeño involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes, permitiendo ciertos límites de daño. La limitación de los estados de daño se refiere al término de niveles de desempeño, que generalmente tienen como parámetro de respuesta estructural la deriva de entrepiso Figura 3.5. Para la evaluación de desempeño de la edificación en estudio se utilizó como parámetro de respuesta estructural la curvatura, la cual se determina en función de los límites de desempeño de los materiales, con el fin de analizar el criterio del desplazamiento lateral permisible establecido en el artículo 15.1 de la Norma Peruana E.030.

### 3.9. Relación Momento - Curvatura

Las relaciones Momento Curvatura al igual que las relaciones Corte Deformación, son la base para el Análisis no Lineal, ya que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes, además la relación  $M - \phi$  es fundamental para encontrar la rigidez a flexión ( $EI$ ) de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. La explicación matemática de como se obtiene la rigidez a partir del diagrama momento-curvatura, se la obtiene haciendo uso de la resistencia de materiales, mediante un modelo de viga de sección constante con carga uniforme. Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura  $M - \phi$ , de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cual es la capacidad de ductilidad por curvatura  $\mu_\theta$  la máxima capacidad a flexión del elemento  $M_u$  y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

#### 3.9.1. Ductilidad y deformación de los elementos por flexión

La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la falla. Un aspecto muy importante en el diseño estructural es la ductilidad de la estructura cuando está sujeta a cargas sísmicas, por ello la filosofía actual de diseño se basa en la absorción y disipación de energía mediante las deformaciones en el rango inelástico sin pérdida significativa de su rigidez, las cuales son muy importantes para evaluar el desempeño de una edificación diseñada por flexión.

La ductilidad del elemento se mide por medio de la relación ( $M - \phi$ ) calculando la razón de ductilidad de curvatura ( $\mu_\phi$ ), que es el cociente entre el valor de la curvatura última  $\phi_\mu$  y la curvatura de fluencia  $\phi_y$ , ambos valores obtenidos de la relación  $\mu_\phi$ . Este parámetro, en definitiva determina la capacidad de rotación plástica ( $\theta_P$ ) que va a tener un elemento frente a un incremento de momentos flectores en caso se presente un evento sísmico.

### 3.9.2. Curvatura de un elemento a flexión

La Figura 3.6 muestra la deformación en un elemento causado por el momento flector  $M$ , la cual se mide por la curvatura en la superficie neutra. La curvatura  $\phi$  se define como el inverso del radio de curvatura  $R$  y se interpreta como la rotación por longitud unitaria del elemento.

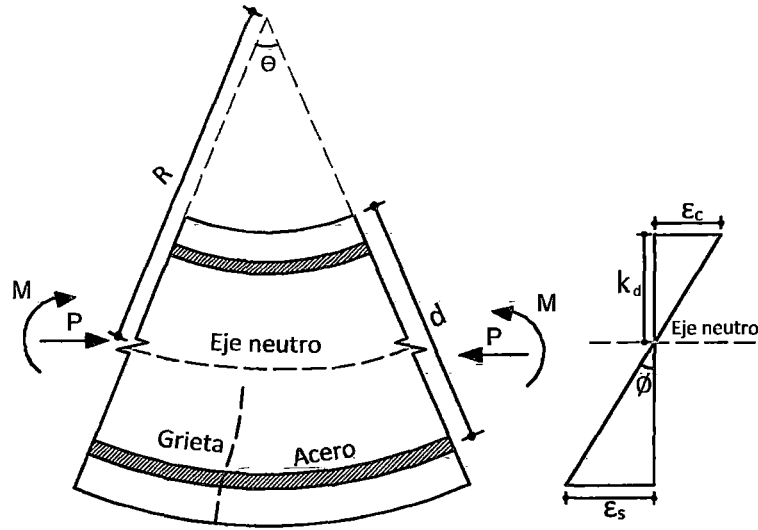


Figura 3.6: Deformación de un elemento a flexión[74], Izquierda: Elemento del miembro, Derecha: Distribución de de deformaciones unitarias.

El radio de curvatura  $R$ , la profundidad del eje neutro  $k_d$ , la deformación del concreto en la fibra extrema de compresión  $\epsilon_c$  y la deformación del acero a tensión  $\epsilon_s$ , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas, el concreto toma cierta tensión. Considerando solamente un pequeño elemento de longitud  $dx$  del miembro y utilizando la notación de la Figura 3.6, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento [74].

$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)} \quad (3.9.1)$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (3.9.2)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (3.9.3)$$

Es evidente que la curvatura es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento, como se ve en la Figura 3.6. La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca una grieta, la curvatura está dada por la expresión 3.9.3 con  $\varepsilon_c$  y  $\varepsilon_s$  como las deformaciones en la sección agrietada.

### 3.9.3. Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado

Debido a que muchos códigos no precisan la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, se considera muchas veces la sección no agrietada ( $I_g$ ) de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en los elementos críticos como las vigas. Incluso si ningún agrietamiento previo ha ocurrido antes del nivel de diseño de excitación sísmica (considerado improbable, puesto que con toda probabilidad este nivel de diseño de excitación sísmica ha sido precedido por un número de eventos de menor intensidad), el agrietamiento ocurrirá tempranamente, y la rigidez se reducirá rápidamente. Priestley (2003) [24] indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada. Para un análisis no lineal, una estimación exacta de la rigidez de los elementos es requerido para estimar confiablemente el desplazamiento de fluencia que a su vez, afecta las demandas de ductilidad de desplazamiento. En la Figura 3.7 se muestran dos curvas obtenidas de mediciones en vigas simplemente reforzadas que fallan en tensión y compresión.

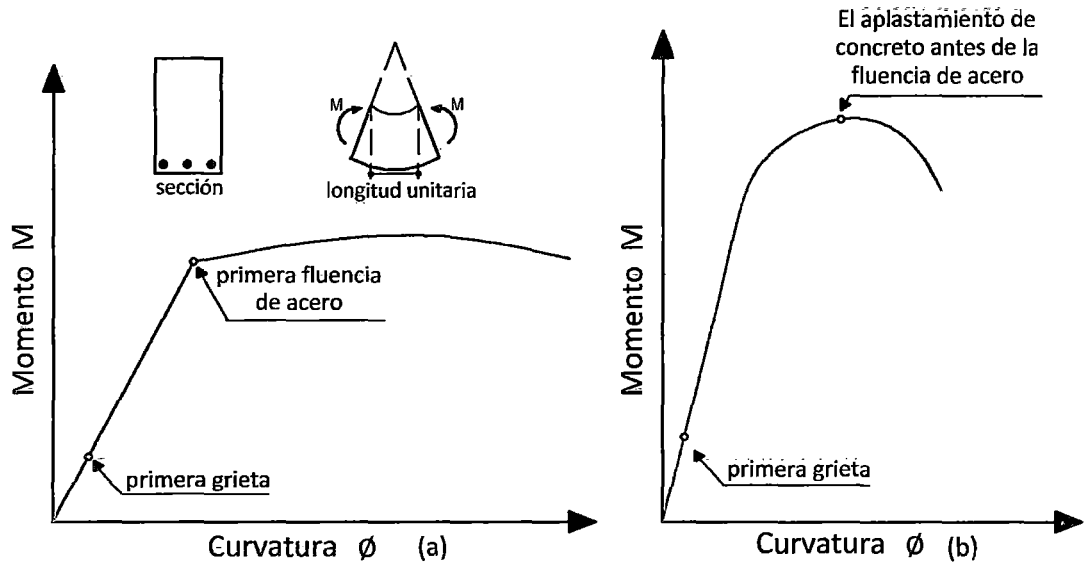


Figura 3.7: Relaciones momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas[74]

En la Figura 3.7 ambas curvas son lineales en las etapas iniciales, y la ecuación clásica de la elástica proporciona la relación entre el momento  $M$  y la curvatura  $\phi$  en que  $EI$  es la rigidez a flexión de la sección.

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \quad (3.9.4)$$

En la Figura 3.7, se puede distinguir dos casos:

- Figura (a), sección que falla a tensión,  $\rho < \rho_b$ .
- Figura (b), Sección que falla a compresión,  $\rho > \rho_b$ .

Al aumentar el momento, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez a flexión de las secciones, en donde la reducción de rigidez es mayor para la sección reforzada ligeramente y viceversa. Por esta razón el momento de inercia  $I$  variará a lo largo de la longitud del elemento, y además estará influenciada por la geometría de la sección, la carga axial, la resistencia del concreto y la cuantía del acero, los cuales son los parámetros más importantes para la determinación de la rigidez efectiva.

Por estas razones, diferentes códigos han considerado la influencia del agrietamiento, por ejemplo el código ACI 318S-08[1] permite el uso de factores de reducción, como se muestra a continuación:

Tipo de Elemento Estructural	Momento de Inercia Considerado
	I <sub>cr</sub>
Columnas	0.7I <sub>g</sub>
Muros no agrietados	0.7I <sub>g</sub>
Muros agrietados	0.35I <sub>g</sub>
Vigas	0.35I <sub>g</sub>

Cuadro 3.19: Factores de reducción de momento de inercia considerados por el código ACI 318S-08[1]

### Factores de reducción Paulay y Priestley (1992)

Por otra parte, Paulay y Priestley[23] recomiendan utilizar las inercias agrietadas  $I_{cr}$  como se muestran en el Cuadro 3.20, que dependen de la carga axial en compresión o en tensión. Al inicial el análisis no se conoce la carga axial "P" que gravita sobre la columna, por lo que el cálculo debe realizarse en forma iterativa.

Elemento	Rango	Recomendado
	I <sub>cr</sub>	I <sub>cr</sub>
Vigas rectangulares	0.03-0.05 I <sub>g</sub>	0.4 I <sub>g</sub>
Vigas T y L	0.25-0.45 I <sub>g</sub>	0.35 I <sub>g</sub>
Columnas: $P > 0.5f'cAg$	0.70-0.90 I <sub>g</sub>	0.80 I <sub>g</sub>
Columnas: $P = 0.2 f'c Ag$	0.50-0.70 I <sub>g</sub>	0.60 I <sub>g</sub>
Columnas: $P = -0.5 f'c Ag$	0.30-0.50 I <sub>g</sub>	0.40 I <sub>g</sub>

Cuadro 3.20: Momento de inercia efectiva de elementos.

### Evaluación de la sección a partir de la relación momento - curvatura

La rigidez de una sección se puede evaluar a partir de la relación momento - curvatura de acuerdo a la expresión 3.9.5, la cual revela la hipótesis común de diseño donde la rigidez del elemento es independiente de la resistencia lo que implica que la curvatura de fluencia, “ $\phi_y$ ” sea directamente proporcional a la resistencia de flexión,  $M_n$ .

$$EI = \frac{M_n}{\phi_y} \quad (3.9.5)$$

Recientes investigaciones (Priestley y Kowalsky 2000, Priestley, 2003)[24] han demostrado, a través de resultados experimentales y cálculos analíticos detallados que la hipótesis inicial es equivocada, que la rigidez “EI” depende de la resistencia mientras que la curvatura de fluencia no depende de ella.

#### 3.9.4. Propiedades del concreto para el análisis momento-curvatura

Los resultados de pruebas de laboratorio han demostrado que el concreto confinado con una adecuada distribución de refuerzo transversal en forma de espirales o estribos circulares o rectangulares, Figura 3.8 (a) y (b), da como resultado un significativo aumento en la resistencia y la ductilidad del concreto comprimido.

Además, la presencia del refuerzo longitudinal alrededor del perímetro de la sección y del refuerzo adicional transversal (cross tie) mejorará significativamente el confinamiento del concreto. El concreto apoyado contra el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal transmitirán las reacciones de confinamiento a las barras longitudinales, Figura 3.8 (c) y (d). Distintas investigaciones han propuesto modelos de la relación esfuerzo-deformación para concreto confinado, los cuales representan el comportamiento real del concreto cuando está sometido a compresión. Entre los modelos más usados se encuentra el modelo Kent

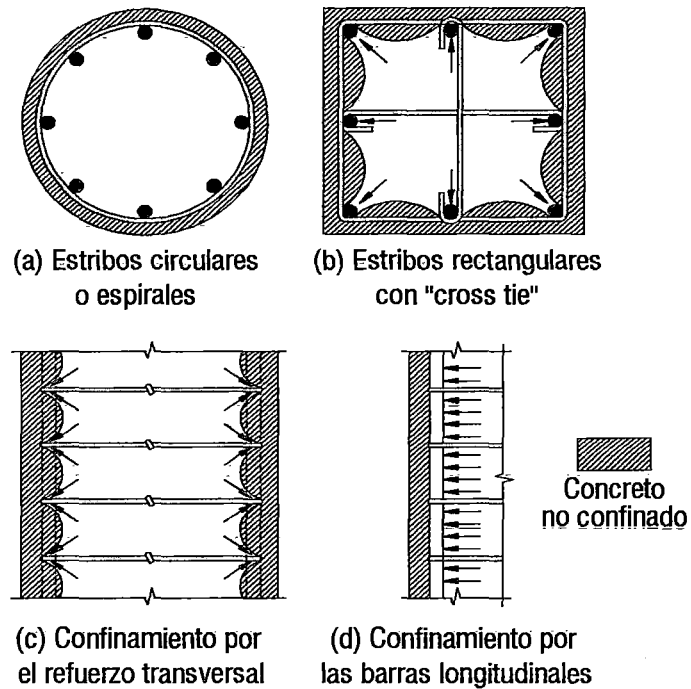


Figura 3.8: Confinamiento de secciones de columnas mediante refuerzo longitudinal y transversal[23]

y Park (1971)[16, Pág.1969-1990], y el modelo de Mander (1988)[18, Pág.1804-1805], para el presente trabajo este último modelo es utilizado para la elaboración de los diagrama momento-Curvatura.

#### ■ Modelo de Mander

Este modelo propone una curva para describir la relación esfuerzo - deformación del concreto confinado aplicable a elementos de diferentes secciones transversales y diferentes niveles de confinamiento[18].

La Figura 3.9 ilustra el modelo esfuerzo - deformación, donde la resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$  está dada por la siguiente expresión [18, Pág.1804-1805]:

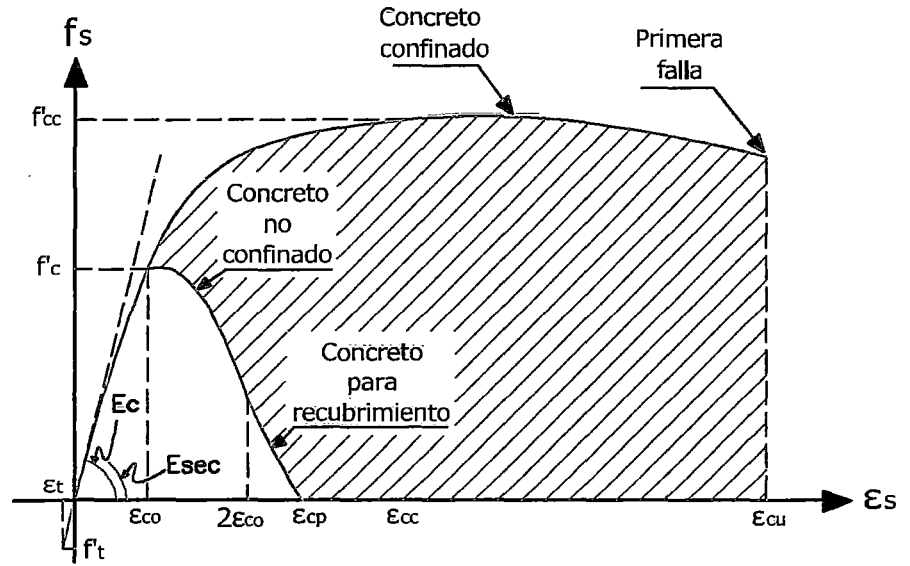


Figura 3.9: Curva esfuerzo-deformación del concreto[18, Pág.1804-1805]

$$f_c = \frac{(f'_{cc})(x)(r)}{(r - 1 + x^r)} \quad (3.9.6)$$

Donde:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.9.7)$$

$$\epsilon_{cc} = 0,002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (3.9.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c + E_{cc}} \quad (3.9.9)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \dots (Mpa) \quad (3.9.10)$$

En secciones rectangulares la resistencia a la compresión del concreto confinado está directamente relacionada con el esfuerzo de confinamiento lateral efectivo  $f'_l$ , el cual está dado

por la siguiente ecuación:

$$f'lx = (K_e)(\rho_x)(f_{yh}) \quad (3.9.11)$$

$$f'ly = (K_e)(\rho_y)(f_{yh}) \quad (3.9.12)$$

Donde  $\rho_x$  y  $\rho_y$  son las relaciones de áreas de refuerzo transversal y núcleo de concreto en las direcciones principales y  $k_e$  es el coeficiente de confinamiento efectivo que relaciona el área mínima del núcleo confinado efectivamente y el área del núcleo rodeado por la línea central del estribo, el valor típico de  $k_e = 0.75$  para secciones rectangulares. Para determinar la resistencia a la compresión del concreto confinado  $f'_{cc}$ , donde el esfuerzo de confinamiento lateral efectivo  $f'_l$  es igual en ambas direcciones, se utiliza la siguiente expresión 3.9.13 la cual relaciona la resistencia del concreto no confinado  $f'_c$ .

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) \quad (3.9.13)$$

### 3.9.5. Propiedades del acero de refuerzo para el análisis momento-curvatura

En el diseño sísmico convencional, la resistencia de diseño del acero de refuerzo es asumida como la resistencia a la fluencia. Es decir, el aumento de la resistencia debido al endurecimiento por deformación no se toma en consideración. Sin embargo, cuando se realiza el análisis momento-curvatura es importante utilizar la representación de la curva esfuerzo-deformación que refleje los resultados obtenidos en pruebas de varillas de acero cargadas monotónicamente a tensión, incluyendo la zona de endurecimiento por deformación [70]. En el diseño es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación, por lo general, la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas, como en la Figura 3.10, sin considerar la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Esta es la curva esfuerzo-deformación que supone el

código ACI para el acero[1]. Si la deformación plástica, que ocurre a un esfuerzo casi constante después de la fluencia, es mucho mayor que la extensión elástica máxima, esta curva supuesta da muy buena exactitud especialmente para acero de baja resistencia a la fluencia. Si el acero se endurece por deformación poco después del inicio de la fluencia, esta curva subestima el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas. En el diseño sísmico los requerimientos de ductilidad pueden implicar la posibilidad de alcanzar deformaciones muchas veces más grandes que la deformación de fluencia.<sup>1</sup> La Figura 3.10, representa aproximación elástica perfectamente plástica, y la Figura 3.11, Modelo trilineal[74]. Para

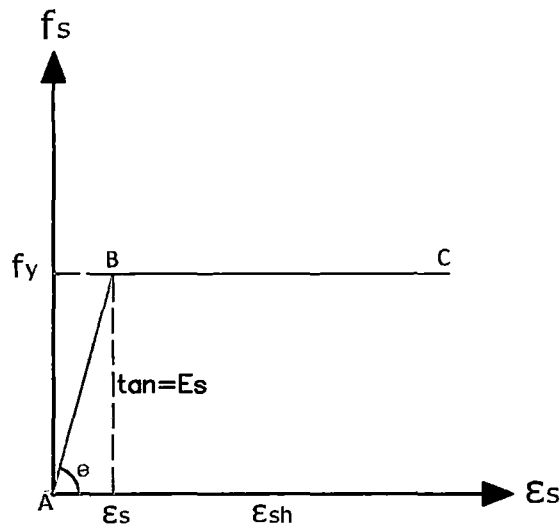


Figura 3.10: Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión[74].

<sup>1</sup>Modelos esfuerzo deformación Acero.- El acero de refuerzo tiene una curva de esfuerzo deformación caracterizada por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . El esfuerzo de fluencia  $f_y$  y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero (contenido de carbono) y del proceso químico al que éste haya sido sometido. Para lograr obtener una representación mas sencilla de las propiedades inelásticas del acero, las curvas  $f_y$  vs  $\epsilon_s$  se simplifican usando alguno de los siguientes modelos: Modelo Elastoplastico Perfecto, modelo bilineal más sencillo y conservador. Dada su simplicidad se emplea en el diseño, pero su uso no es muy frecuente para el estudio del comportamiento inelástico por ignorar el endurecimiento característico del acero. Modelo Elastoplastico con endurecimiento curvo (curva completa), en este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente en modelos no lineales debido a su complejidad. Modelo Trilineal, Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia.

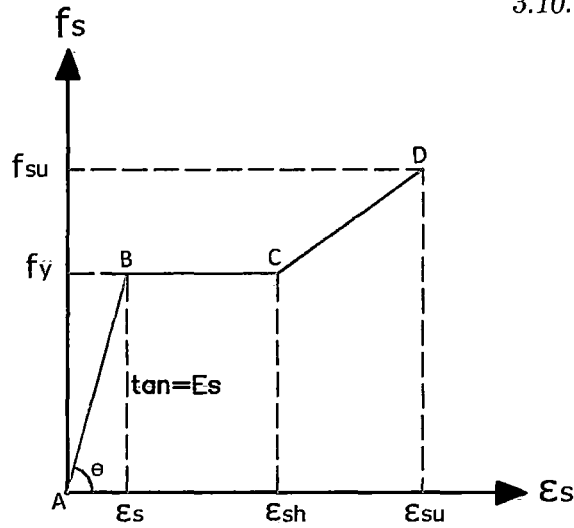


Figura 3.11: Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión[74].

utilizar esta idealización son necesarios los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de fluencia, al del endurecimiento por deformación y a la ruptura. Estos valores están especificaciones en el Cuadro 3.21.

Punto	$\epsilon_c$	fs
		(kg/cm <sup>2</sup> )
A	0.0000	0.000
B	0.0021	4200
C	0.0250	4200
D	0.1200	5002

Cuadro 3.21: Valores del modelo trilineal.

### 3.10. Mecanismos de Falla

Los mecanismos de falla en estructuras de concreto armado deben basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos. Por con-

siguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural global dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles. El mecanismo viga débil-columna fuerte<sup>1</sup> ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema aporticado que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la Figura 3.12. En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión.

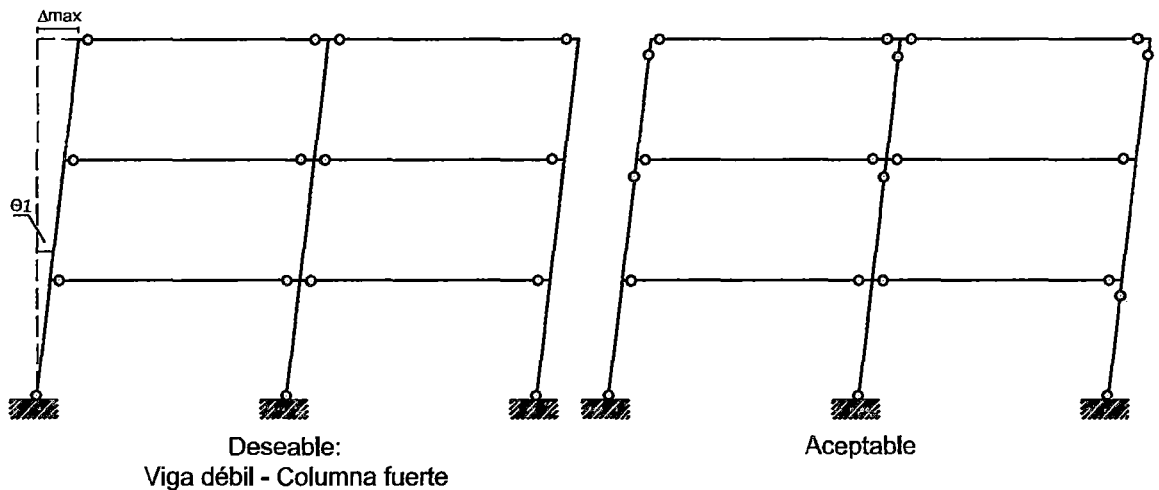


Figura 3.12: Mecanismos de falla aceptados.

<sup>1</sup>El Mecanismo viga débil y columna fuerte es preferido por los investigadores por las siguientes razones: La falla de las columnas representa el colapso total de todo el edificio, En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso y por consiguiente requiere un factor de ductilidad relativamente grande, usualmente difícil de conseguir, Tanto en la falla por corte como en la de flexión, la resistencia de las columnas se degrada con más rapidez que en las vigas, debido a la presencia de la carga axial.

## 3.11. Metodología de Análisis por Desempeño Estructural

La metodología de análisis para la presente investigación es el *Análisis Estático no lineal* (pushover)<sup>1</sup>, debido a que es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un *análisis dinámico no lineal* que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis estático no lineal es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal. En este contexto el análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis dinámico no lineal.

### 3.11.1. Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-defomación, de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementa de manera monotónica hasta que la estructura alcance su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio, la historia de deformaciones y cortantes de la estructura que corresponde a la *curva de capacidad*. La forma de la distribución de las fuerzas laterales: constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos

---

<sup>1</sup>*Pushover*.- Esta técnica de análisis data alrededor del año 1970, al principio no tuvo mucha aceptación debido a que era un método poco conocido hasta entonces. Esta técnica adquirió mucha importancia solo hace unos 20 años debido a su fácil aplicación y buena aproximación en los resultados obtenidos. Todas las publicaciones que inicialmente se elaboraron con este método estuvieron enfocados en discutir las ventajas y desventajas que conllevan la aplicación de la técnica de pushover, comparándolo con los procedimientos elásticos lineales y los procedimientos no lineales.[17, Pág.452-464]

dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones.

Cuando un edificio se somete a movimientos de terreno debido a las demandas sísmicas, éste experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables. Entonces la mejor estimación de la respuesta global de la estructura ante movimientos sísmicos y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y las características del movimiento utilizado.

El procedimiento de análisis no lineal estático se define en el documento FEMA-273 como una aproximación de la forma no lineal de respuesta de una estructura cuando se expone a una carga dinámica de sismo. La aproximación estática consiste en aplicar una fuerza lateral a un modelo que tiene en cuenta las no linealidades de una estructura ya diseñada, y en forma progresiva ir aumentando esa carga hasta que se obtenga el desplazamiento objetivo o se alcance el colapso. El desplazamiento objetivo o desplazamiento límite es escogido para representar el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante el movimiento sísmico esperado. Durante este procedimiento se observa la secuencia de agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y la falla de los componentes.

Las principales características de respuesta que se puede obtener con este procedimiento son:

- La máxima resistencia al cortante basal de la estructura  $V_{basal}$ .
- Evaluación, si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.

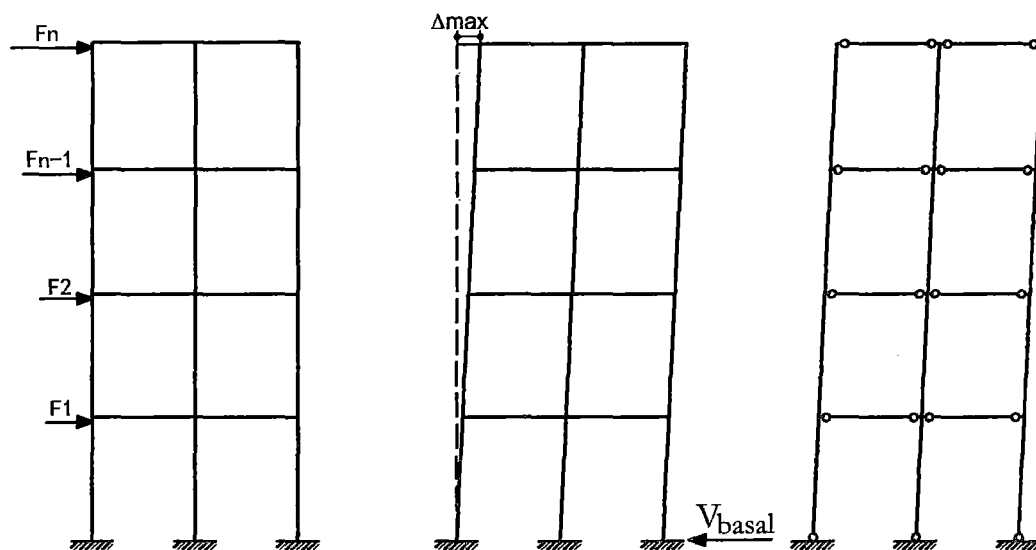


Figura 3.13: Secuencia del proceso de análisis pushover.

- El desplazamiento monotónico en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- Permite una evaluación del daño en la estructura inducido por el incremento de deformación y permite una mejor estimación de las máximas deformaciones con diferentes niveles de sismo.

El patrón de cargas laterales se debe aproximar a las fuerzas de inercia esperadas en el edificio durante un sismo. Aunque, claramente la distribución de fuerzas variará con la severidad de sismo y con el tiempo, usualmente el patrón de cargas es invariante durante el análisis. Esta aproximación produce predicciones adecuadas de las demandas de deformación de los elementos para estructuras aperticadas de baja o mediana altura, donde el comportamiento de la estructura es dominada por el modo fundamental. Sin embargo, el análisis “pushover” puede ser totalmente inexacto para estructuras de largo periodo, donde los efectos de los modos superiores tienden a ser importantes.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño

estructural, que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

**A) El método de espectro capacidad-demanda**

Permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda[3].

**B) El método de coeficiente del desplazamiento**

Procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección[12].

**B) El método de la secante**

Procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante efectiva[3].

A continuación se presenta una descripción detallada del método del espectro de capacidad-demanda ya que el mismo permite hacer una representación gráfica muy clara y comparar directamente, el espectro de capacidad global (fuerza-desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno.

### 3.11.2. Método de Espectro Capacidad-Demanda

EL Método de Espectro Capacidad<sup>1</sup> fue propuesto inicialmente por Freeman (1975)[13], Freeman (1978)[14] y luego fue olvidado, en la década de los 90 nuevamente se lo ha vuelto

---

<sup>1</sup>Método de Espectro de Capacidad.- En el Método de Espectro de Capacidad se coloca en un solo gráfico el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda, como se aprecia en las Figuras 3.14 y 3.15. El punto de cruce de los dos espectros determina el punto de demanda que no es otra cosa que aquel

a utilizar con una serie de modificaciones. El ATC-40 en 1996 presentó tres procedimientos de cálculo con este método los mismos que han sido criticados por otros investigadores quienes han presentado nuevas propuestas a este método que tiene una gran ventaja sobre los otros métodos y es que en solo gráfico se puede visualizar el probable comportamiento de la estructura ante un sismo dado. En la Figura 3.14 se presenta un espectro de demanda para un sismo determinado y a la izquierda se tiene una estructura sin diseño sísmico cuyo espectro de capacidad se encuentra muy distante del espectro de demanda en consecuencia va a tener gran daño. Por el contrario la estructura de la derecha tiene un mayor espectro de capacidad y tendrá un mejor comportamiento sísmico. Mientras más alejado se encuentre el espectro de capacidad del espectro de demanda mayor será el daño que se espera. Cuando se necesita reforzar una estructura es necesario conocer cual

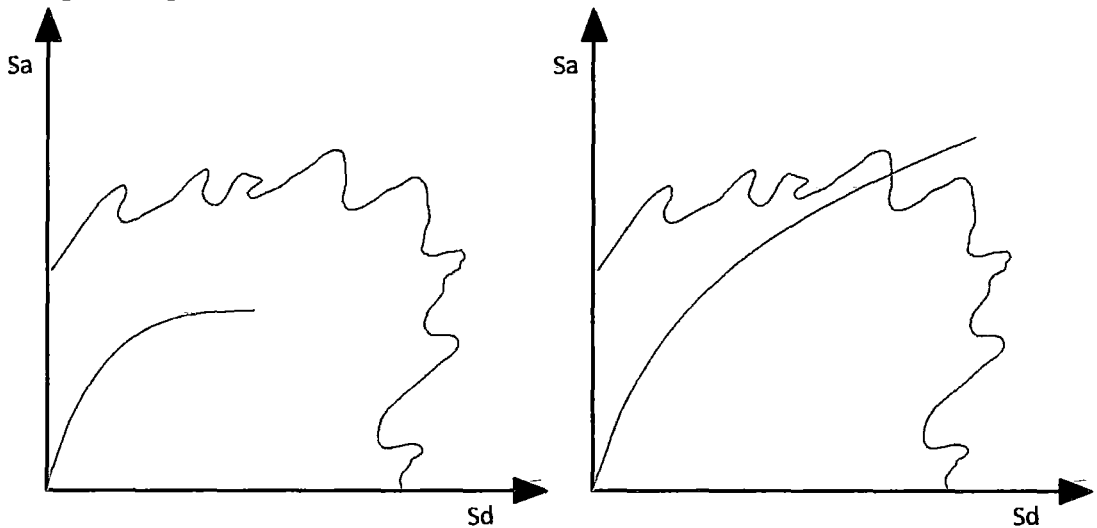


Figura 3.14: Visualización del probable comportamiento sísmico de dos estructuras.

es la capacidad resistente de la estructura original y una vez que se ha reforzado la edificio punto de desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad de la estructura. Pero este punto de demanda debe ser tal que la demanda de ductilidad de la acción sísmica sea igual a la demanda de ductilidad de la estructura. El ATC-40[3] recomienda que se obtenga el espectro inelástico en función del coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo e indica tres formas de cálculo para determinar el punto de demanda. Tanto la forma de obtener el espectro inelástico como los procedimientos de cálculo han sido criticados por Chopra y Goel(1999 y 2000)[7][8] fundamentalmente. Por lo que se recomienda encontrar los espectros inelásticos por medio del factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_{\mu,\xi}$ .

cación nuevamente se encuentra la capacidad resistente de la estructura reforzada, como se aprecia en la Figura 3.15. Es te incremento se resistencia y ductilidad de la edificación se visualiza en el espectro de capacidad y el comportamiento ante un sismo determinado en el Método del Espectro de Capacidad.

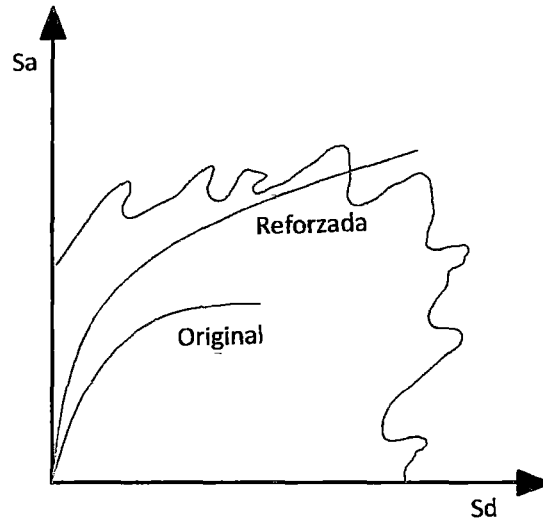


Figura 3.15: Visualización del incremento de resistencia y ductilidad en una edificación y del probable desempeño sísmico.

### Obtención de la Curva de Capacidad de la Estructura

La curva de capacidad representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Para determinar esta curva se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del edificio, que corresponde a la primera forma modal. Este proceso es independiente del método usado para el cálculo de la demanda y proporciona información valiosa para el ingeniero estructural. La capacidad general de una estructura depende de la resistencia y la habilidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. Este procedimiento usa una serie de secuencias de análisis elásticos superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura. A diferencia del

análisis estático lineal, en estructuras de concreto armado, esta técnica implica el conocimiento del refuerzo en cada sección de los elementos que componen la estructura a ser analizada. Esto se debe a que el refuerzo (o la cuantía asociada) es influyente en la determinación del momento plástico. Como herramientas para afrontar este tipo de análisis, se recomienda tener cierta familiaridad con la determinación del momento plástico de una sección de concreto armado ya sea con la construcción de gráficas de momento curvatura o momento-rotación, además del planteamiento adecuado del sistema de ecuaciones que caracterizan a la estructura que será afectada por fuerzas externas (esto haciendo uso de análisis matricial por ejemplo). La curva de capacidad aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico; es decir nos da a conocer la ductilidad de la estructura así como la sobre resistencia de la edificación. El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes estructurales. Una distribución de la fuerza lateral es aplicada, nuevamente, hasta la ocurrencia significativa de la fluencia de otros componentes estructurales. Las fuerzas laterales que se aplican a la estructura para encontrar la curva de capacidad sísmica resistente se determina de acuerdo a dos criterios:

- Si solo se trabaja con el modo fundamental, válido en estructuras regulares en planta y elevación.
- Si se considera los modos superiores para el efecto se debe encontrar el modo fundamental equivalente, este criterio es para estructuras en las cuales los modos superiores tienen un papel importante en la respuesta estructural.

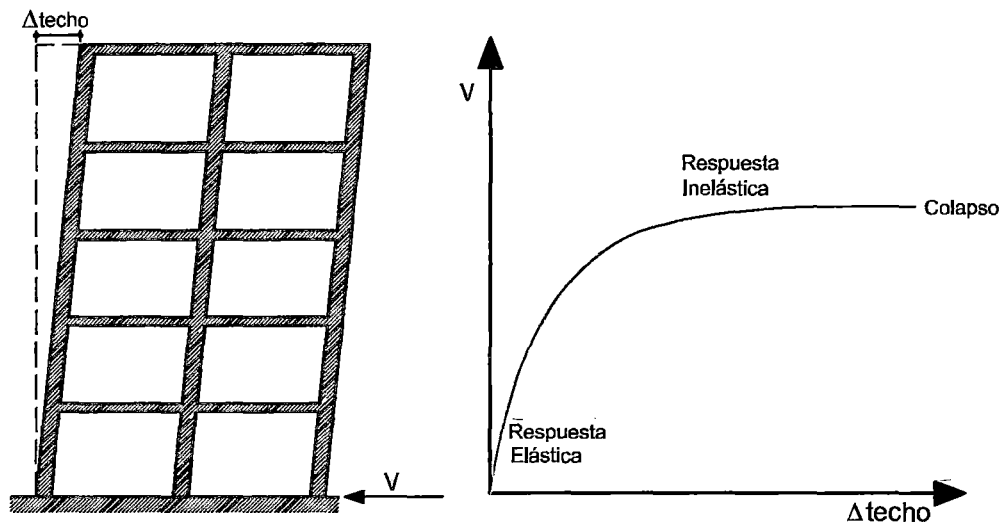


Figura 3.16: Representación de la curva de Capacidad.

#### Cálculo de la curva de Capacidad propuesto por SEAOC

El Comité Visión 2000 propone un procedimiento en el que se monitorea la carga estática en una distribución triangular invertida, basado en una línea recta de la forma del primer modo de vibración, siendo su uso limitado al no considerar la contribución de modos altos, su uso es generalmente para edificios de limitada altura y configuración regular. Este procedimiento es un análisis seudo dinámico que tiene los siguientes pasos:

- a) Modelar la estructura elástica como se muestra en la Figura 3.17:
- b) Modificar el espectro de respuesta de diseño, en la plataforma.
- c) Ejecutar un análisis elástico. Plotear el cortante basal elástico,  $V_e$  y el desplazamiento del techo,  $\Delta_e$ . También encontrar los correspondientes valores  $V_1$  y  $\Delta_1$  para la primera frecuencia como se muestra en la Figura 3.19:

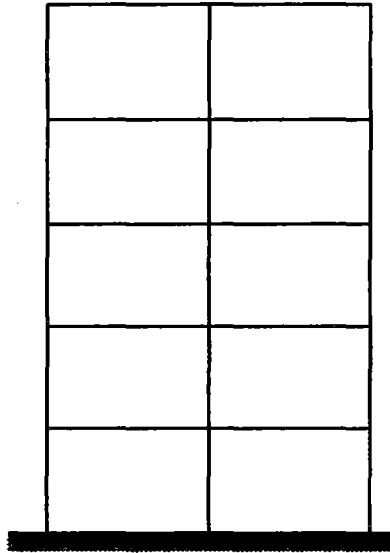


Figura 3.17: Modelización de la Estructura Elástica.

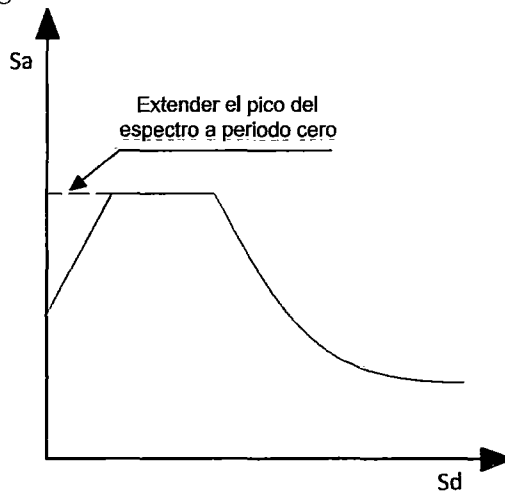


Figura 3.18: Espectro de respuesta de diseño.

- d) Modificar el modelo elástico con rótulas plásticas en los puntos 1. Determinar la capacidad de ductilidad rotacional de las rótulas en los puntos 1 a partir de datos de investigación o por análisis.
- e) Ejecutar análisis elásticos iterativos con el modelo modificado y plotear el cortante basal incremental y el desplazamiento del techo hasta la siguiente fluencia significativa,

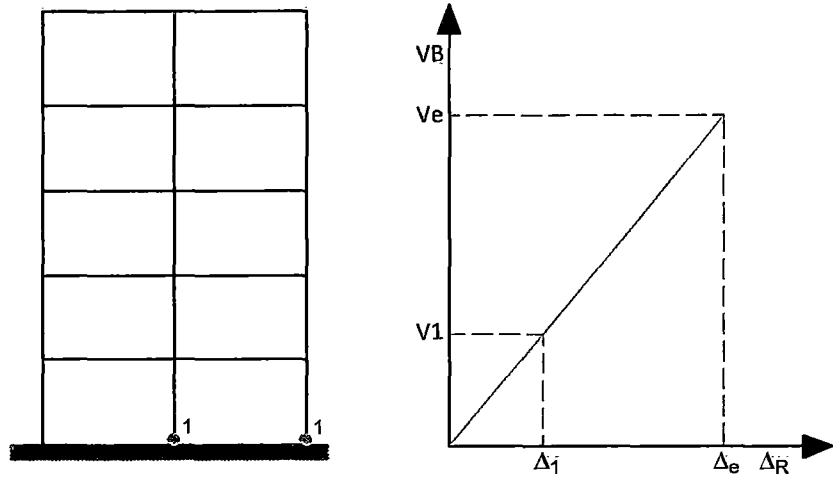


Figura 3.19: Estado de primera fluencia significativa.

$V_{1-2}$  y  $\Delta_{1-2}$  como se muestra en la Figura 3.20:

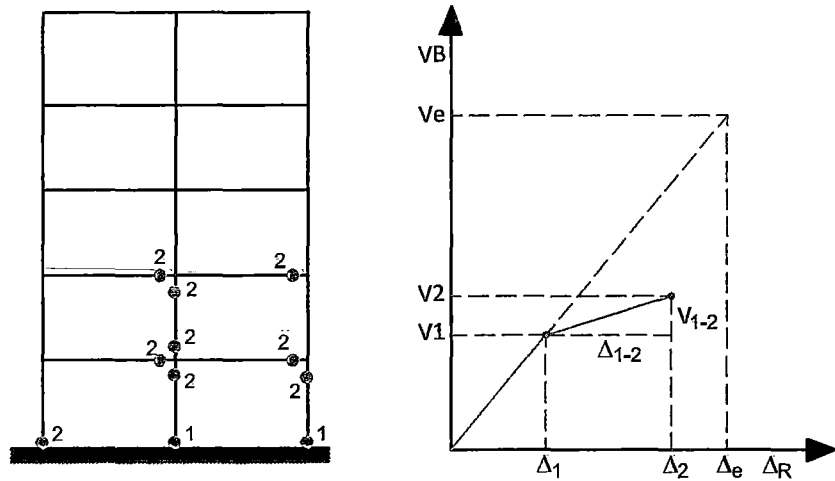


Figura 3.20: Resultado de análisis elásticos iterativos.

- f) Repetir el proceso hasta que se forme un mecanismo, tal como se forman las rótulas 3 (ya no existe cortante adicional en el primer nivel) como se muestra en la Figura 3.21;

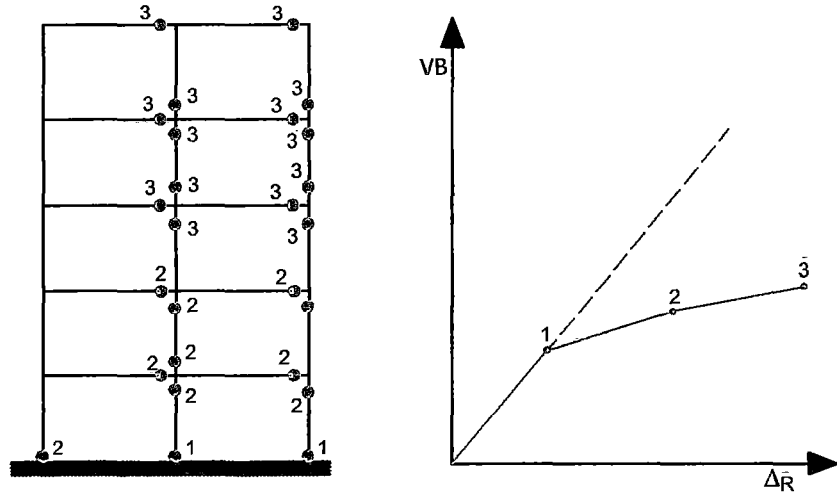


Figura 3.21: mecanismo de colapso formado.

- g) A partir de las capacidades de ductilidad rotacional en los puntos 1, 2, 3 en la estructura de la Figura 3.21, determine desplazamiento del techo adicionales permisible  $\Delta_{3-4}$  como se muestra:

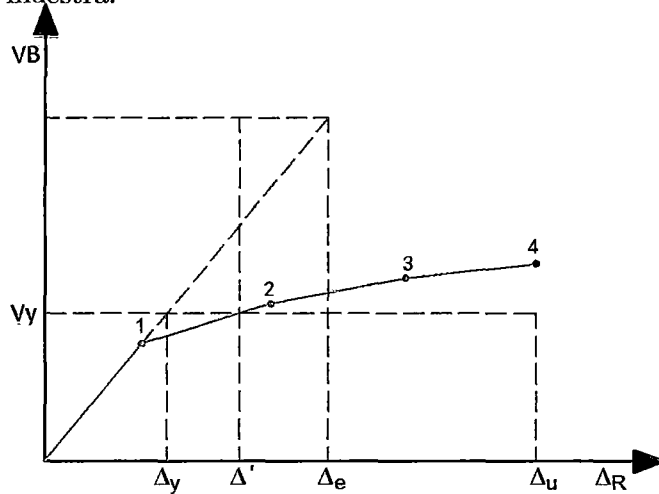


Figura 3.22: Análisis pushover estático o pseudo dinámico.

- h) Idealice la curva como se muestra en la Figura 3.22, para hallar  $V_y$  y  $\Delta_y$ .
- i) Note que para este ejemplo la demanda global IDR (factor de reducción de la fuerza)

es:

$$\frac{\Delta_e}{\Delta_y} = \frac{V_e}{V_y} \quad (3.11.1)$$

La ecuación 3.11.2 representa la ductilidad permitido.

$$\frac{\Delta_{\mu}}{\Delta_y} \quad (3.11.2)$$

Si  $\Delta'$  representa el desplazamiento de techo en que el daño se inicia (cuando el daño excede la deriva de 0.005 en cualquier nivel), el daño para este método es aproximado por:

$$\frac{\Delta_e}{\Delta_y} = \frac{\Delta'}{\Delta'} \quad (3.11.3)$$

### Cálculo de la curva de Capacidad propuesto por la ATC-40

- a) Crear un modelo en la computadora, del edificio, si la cimentación se considera modelarla adecuadamente.
- b) Clasificar cada elemento en el modelo como primario o secundario, para resistir las fuerzas laterales.
- c) Aplicar a la estructura carga lateral en cada piso en proporción al producto de la masa y la forma de modo fundamental. Este análisis también incluye las cargas gravitacionales. La aplicación de cargas laterales según el ATC-40 puede seguir distintos patrones, algunos tienen aplicaciones específicas. A continuación se presentan cinco patrones de cargas laterales:
  - Aplicación de una carga horizontal concentrada en el nivel más alto de la estructura. Generalmente aplicada a edificaciones de un nivel.
  - Aplicación de cargas horizontales en cada nivel en proporción a las cargas estáticas especificadas por el reglamento para el análisis estático simplificado.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V \quad (3.11.4)$$

- Aplicación de las cargas laterales en proporción al producto de las masas de los pisos y forma del primer modo del modelo elástico de la estructura.

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum W_i \phi_i} (V) \quad (3.11.5)$$

La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en las suposiciones que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto es válido para edificios con periodos fundamentales de vibración menor a 1 segundo.

- Una estudio más exigente requiere la aplicación del nivel tres hasta la primera fluencia. para cada incremento más allá de la fluencia considerar los niveles de degradación de la rigidez, es decir ajustar las fuerzas para ser consistente con el cambio en la forma de la deflexión, considerando la fluencia progresiva de los elementos.
- similar a los patrones 3 y 4, pero incluir el efecto de los modos altos de vibración en la determinación de la fluencia de los componentes individuales de la estructura mientras se plotea la curva de capacidad para el edificio en términos de las fuerzas laterales y desplazamientos del primer modo. En resumen, de todos los patrones de carga mencionados, el tercero es considerado como básico y suficiente para analizar edificios de mediana altura y con relativa regularidad en la configuración estructural. El cuarto patrón mencionado puede ser útil al analizar edificios con pisos blandos donde la fluencia podría causar un efecto muy importante en el primer modo de vibración. El quinto patrón sería considerado en el análisis de edificios de gran altura o con regularidades significativas que involucren la participación importante de los modos de vibración más altos. El tipo de distribución de carga lateral influye en el desplazamiento

inelástico máximo.

- d) Calcular las fuerzas de los miembros para la requerida combinación de carga lateral y vertical.
- e) Ajustar el nivel de fuerza lateral tal que los esfuerzos de algún elemento o grupo de elementos, estén dentro de 10% de su resistencia.
- f) Registrar el cortante basal y el desplazamiento del techo.
- g) Revisar el modelo usando rigidez cero (o muy pequeña) para la fluencia de los elementos.
- h) Aplicar un nuevo incremento de fuerza lateral para la estructura modificada tal que otro elemento (o grupo de elementos) fluya.
- i) Adicionar el incremento de carga lateral y el correspondiente incremento del desplazamiento del techo a los previos totales para dar valores acumulados de corte basal y desplazamiento del techo.
- j) Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcance su límite último, tal como: inestabilidad por efecto  $P - \Delta$ , distorsiones considerablemente mayores al nivel de desempeño o degradación significativa de su resistencia.

### 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 dada en términos del cortante en la base  $V$  y el desplazamiento en la parte

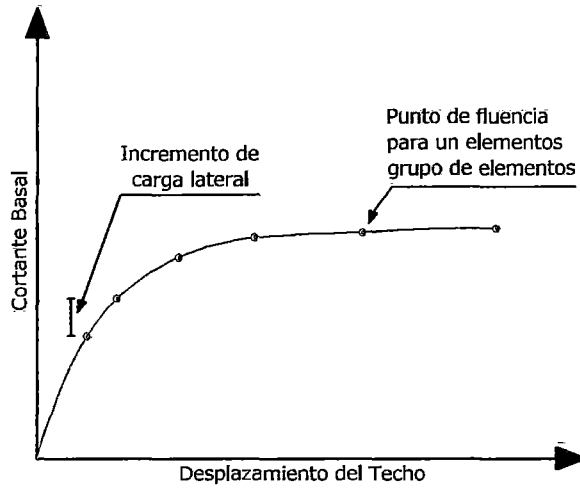


Figura 3.23: Curva de capacidad.

superior  $\Delta_{techo}$ , a otras coordenadas en función de aceleración y desplazamientos espectrales (coordenadas ADRS)  $S_a$  vs  $S_d$ , las ecuaciones requeridas para la transformación son las siguientes:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{W_i(\Phi_{i,1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{W_i(\Phi_{i,1}^2)}{g}} \quad (3.11.6)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{W_i \Phi_{i,1}}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{W_i (\Phi_{i,1}^2)}{g} \right]} \quad (3.11.7)$$

$$S_a \equiv \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.11.8)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \Phi_{1,techo}} \quad (3.11.9)$$

Donde:

$S_d$  : Desplazamiento espectral, representa el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en el techo es  $\Delta$ ;  $S_a$  : Aceleración espectral;  $\Delta_{techo}$  : Desplazamiento en el último piso;  $PF_1$  : Factor de participación modal del primer modo o modo natural de vibración;  $\Phi_{i,1}$  : Amplitud del modo 1 en el nivel  $i$ ;  $\alpha_1$  : Coeficiente de masa

modal para el primer modo natural de vibración;  $W_i/g$  : Masa asignada al nivel  $i$ ;  $N$ : Niveles;  $V$ : Cortante en la base y  $W$ : Peso muerto más carga viva probable.

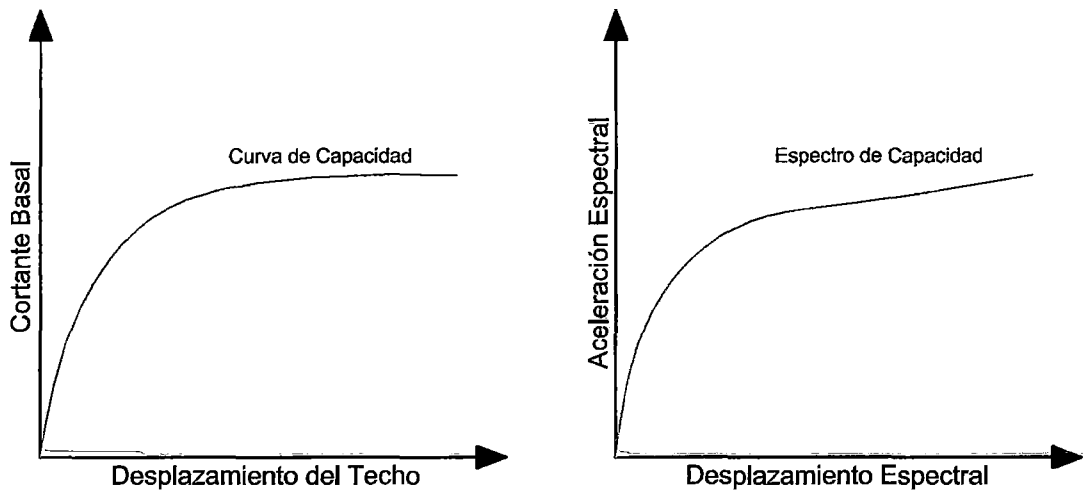


Figura 3.24: Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad.

### Espectros de Demanda

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, en el cual se presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una función de sus frecuencias, que tienen el mismo amortiguamiento (5% de amortiguamiento inherente de la estructura). Para fines prácticos, en la ingeniería tradicional en la mayoría de los códigos sísmicos se ha utilizado el espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años, se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y deformaciones. Por lo tanto se ha promovido el uso de espectros de respuesta en formato ADRS ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAOC)[3][27].

Como su nombre indica, en este diagrama se grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten

desde el origen corresponden a periodos constantes  $T_i$ . La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura. Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. Conociendo el espectro de demanda elástico que está en un formato de aceleración espectral versus período de la estructura, se puede transformar a un dominio de aceleración espectral versus desplazamiento espectral. Para convertir un espectro desde su forma estándar aceleración espectral versus periodo, es necesario determinar el valor de  $S_{di}$  para cada punto de la curva  $S_{ai}, T_i$ . Esta transformación se hace a través de las siguientes ecuaciones: 3.11.10 y 3.11.11:

$$S_d \approx \frac{S_a}{\omega_n^2} \quad (3.11.10)$$

$$S_d \approx \frac{S_a}{\left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2} \quad (3.11.11)$$

Donde:  $\omega_n$  es la frecuencia natural de vibración y  $T_n$  es el periodo natural de vibración de la estructura. El espectro de demanda ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para el análisis por desempeño sísmico, a diferencia del espectro de respuesta elástico tradicional ( $S_a$  vs  $T$ ), se reduce en función del coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo, como recomienda ATC-40<sup>1</sup>

### Espectros de Demanda de ATC-40

El ATC-40 (estudio realizado con mayor detalle en la sección 3.5.2 de esta investigación) considera tres niveles sísmicos: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Máximo. En la mayoría de las normativas sísmicas tradicionales establecen el espectro de demanda

---

<sup>1</sup>la forma de obtener el espectro inelástico como los procedimientos de cálculo recomendados por el ATC-40, ha sido criticados y cuestionados ampliamente por Chopra y Goel(1999 y 2000)[7][8]. Por lo que recomiendan encontrar los espectros inelásticos por medio del factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_{\mu,\xi}$ , siendo  $\mu$  y  $\xi$  los valores específicos de la demanda de ductilidad y amortiguamiento asociados a la estructura.

para el sismo raro (Sismo de Diseño) que tiene 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. El Consejo de la Tecnología Aplicada (ATC-40) recomienda que los demás niveles sísmicos: Sismo de Servicio y el Sismo máximo se obtengan apartir del Sismo de Diseño como se indica a continuación:

- El Sismo de Servicio se obtiene multiplicando 0.5 veces el Sismo de Diseño.
- El Sismo Máximo se obtiene multiplicando 1.25 a 1.50 veces el Sismo de Diseño.

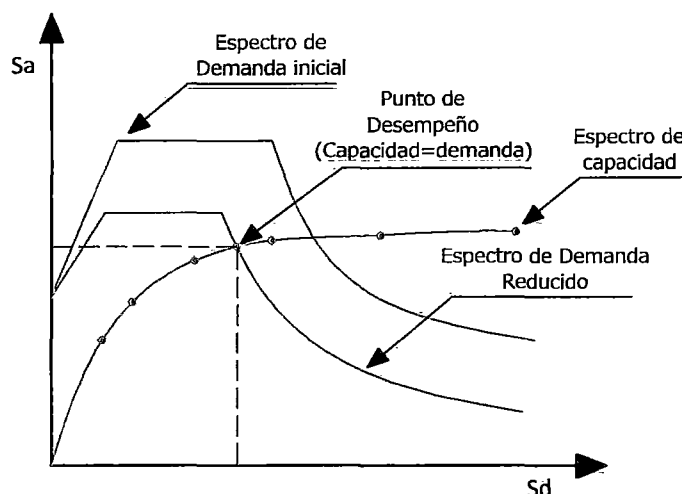


Figura 3.25: Espectro de Demanda Inicial y reducido.

### Espectros de Demanda del SEAOC

El comité Visión 2000 recomienda que se verifique el desempeño de las estructuras ante los cuatro eventos sísmicos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro. En consecuencia, en las normativas sísmicas se deben establecer los espectros de diseño para cada uno de estos eventos, tema bastante difícil si se considera la poca información sísmica instrumental que se dispone en varios países en vías de desarrollo como el nuestro país; pero no por ello, debemos quedarnos con los brazos cruzados a la espera de que un nuevo sismo cause nuevas pérdidas humanas y económicas como sucedió en la ciudad de Ica y tal vez ocurra similar

situación en la ciudad de Ayacucho. Hay una serie de estudios de investigación realizados para determinar la aceleración máxima de los sismos estipulados por el Comité Visión 2000 en los países de América Latina como: Chile, Venezuela, Colombia, Ecuador, Argentina y Perú. En el Perú investigadores como: Muñoz(2002), Silva(2000) y Segarra(2002) han presentado las aceleraciones máximas para los cuatro sismos considerados por la SEAOC pero sólo para la zona 3.

En base a los estudios realizados, en los países Latinoamericanos el Dr. Roberto Aguiar Falconí, propone una manera de obtener las formas espectrales para los niveles de sismo considerado por la SEAOC, a partir del sismo raro considerado en las normativas sísmicas tradicionales que tiene una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años, de la siguiente manera:

- **Sismo Frecuente**

Se obtiene empleando la misma forma del espectro elástico, pero con un valor de Z igual al que está en el norma para el sismo severo dividido por 3, y posteriormente se ajusta la forma espectral para un amortiguamiento de  $\xi = 2\%$  multiplicando la forma espectral por  $f_a$  indicado en la ecuación 3.11.12:

$$f_a = \left(\frac{5}{\xi}\right)^{0,04} \quad (3.11.12)$$

- **Sismo Ocasional**

Se obtiene multiplicando el sismo frecuente por 1.4.

- **Sismo Muy Raro**

Se obtiene multiplicando el sismo severo por 1.3.

Se resume en el Cuadro 3.22 la forma de obtener los sismos restantes a partir del sismo Raro.

Sismos Considerados por la SEAOC	Nivel de Demanda
Frecuente	$Z_f = \frac{Z}{3}$ $Sa_f$ para $\xi = 2\%$
Ocasional	$Sa_o = 1,4Sa_f$
Raro	$Sa = Sa_e$ $\xi = 5\%$
Muy raro	$Sa_{mr} = 1,3Sa_e$

Cuadro 3.22: Propuesta de Aguiar (2003) para encontrar sismos de análisis por desempeño en América Latina.

Donde:  $Z$  es factor de zona (aceleración máxima de terreno con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años),  $Z_f$  Factor de zona reducido para el sismo frecuente,  $Sa_e$  espectro para el sismo raro considerado en la mayoría de las normativas sísmicas,  $Sa_f$  espectro elástico para el sismo frecuente obtenido del sismo raro ( $Sa_e$ ),  $Sa_o$  espectro elástico para el sismo ocasional,  $Sa$  espectro elástico para el sismo raro y  $Sa_{mr}$  espectro para el sismo Muy raro.

### Cálculo del Punto de Desempeño y Factor de Amortiguamiento

En resumen, el método del espectro de capacidad busca reducir la curva del espectro elástico de demanda para interceptar la curva de capacidad en coordenadas espectrales y encontrar, de esta manera, el punto de desempeño (del inglés performance point). La determinación del punto de desempeño debe satisfacer dos relaciones fundamentales:

- El punto debe descansar en la curva del espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
- El punto debe descansar sobre la curva del espectro de demanda, reducido del espectro elástico (con 5% de amortiguamiento inherente de la estructura), que representa la demanda no-lineal en el mismo desplazamiento estructural.

Para esta metodología, factores de reducción espectral son dados en términos del amortiguamiento efectivo. Un amortiguamiento efectivo aproximado es calculado basado en

la forma de la curva de capacidad, el desplazamiento estimado de demanda y el lazo histerético resultante. Probables imperfecciones en los lazos histeréticos de edificaciones reales, incluyendo degradación y efectos de duración, son tomadas en cuenta por valores del amortiguamiento viscoso equivalente, calculado teóricamente. En general, la determinación del punto de desempeño requiere de un proceso de prueba-error para satisfacer los dos criterios explicados anteriormente. Sin embargo, para este fin, existen diferentes procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo. Estos procedimientos alternativos están basados en el mismo concepto y matemáticamente relacionados pero varían en su dependencia de técnicas analíticas o gráficas[3].

A continuación se describe uno de los procedimientos iterativos más usados en la aplicación de este método(ATC-40):

- Desarrollar el espectro de demanda elástico al 5 % de amortiguamiento típico.
- Transformar la curva de capacidad en el espectro de capacidad, usando las formulaciones descritas anteriormente en las ecuaciones: 3.11.6, 3.11.7, 3.11.8, 3.11.13. Luego, plotear el espectro de capacidad en la misma gráfica que el espectro de demanda.
- Elegir un punto de desempeño de prueba ( $a_{pi}$  ;  $d_{pi}$ ), tal como se indica en la Figura 3.26. Para iniciar el proceso se podría elegir como punto de partida aquel punto sobre el espectro de capacidad que corresponde al criterio de igualdad de desplazamiento. Podría también iniciarse con algún otro punto sobre la curva que describe el espectro de capacidad, según criterio del ingeniero.
- Desarrollar una representación bi-lineal del espectro de capacidad. Para esto se busca un punto "N", como se ve en la Figura 3.27, de manera que el área encerrada por el segmento de la curva del espectro de capacidad, entre los puntos "M" y "P", por

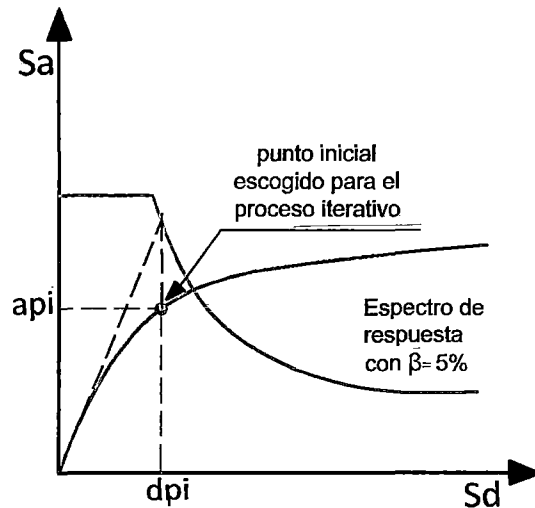


Figura 3.26: Ubicación del punto inicial para el proceso iterativo en la búsqueda del punto de desempeño.

encima del eje horizontal de desplazamiento espectral, sea igual al área encerrada por la representación bi-lineal MNP.

Cuando la condición anteriormente descrita se cumpla, se podrá calcular el área  $E_D$  del paralelogramo PQRS que representa la energía disipada por un lazo histérico idealizado. También se podrá calcular el área  $E_{SO}$  del triángulo  $MPd_{Pi}$  que representa la máxima energía de deformación. El amortiguamiento que ocurre cuando algún terremoto conduce a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso, que es inherente en la estructura y el amortiguamiento histérico. El amortiguamiento histérico está relacionado al área bajo el lazo que se forma cuando las fuerzas sísmicas (cortante basal) se plotea contra el desplazamiento de la estructura. Así se obtiene un valor del amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  del sistema asociado al desplazamiento máximo que resulta ser la suma del amortiguamiento inherente a la estructura, típicamente 5%, más un amortiguamiento histérico  $\beta_0$  calculado según como se

muestra a continuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (3.11.13)$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3.11.14)$$

$$\beta_0 = \frac{0,637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.11.15)$$

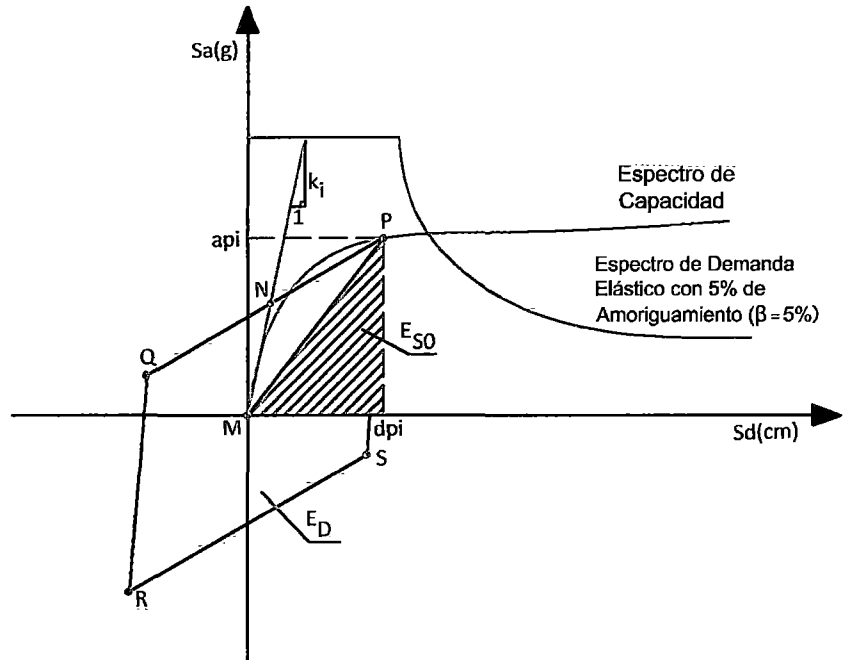


Figura 3.27: Representación bi-lineal del espectro de capacidad por el criterio de igualdad de energía disipada.

Donde los puntos:  $P(a_{pi}, d_{pi})$  y  $N(a_y, d_y)$  tienen por coordenadas mostradas en la Figura 3.27.  $E_D$  representa área del paralelogramo PQRS, o el área encerrada por el lazo de histéresis, mientras que  $E_{S0}$  representa área del triángulo achurado.

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (3.11.16)$$

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (3.11.17)$$

- Ahora, a partir del amortiguamiento equivalente encontrado en el paso anterior, se pueden encontrar valores de los factores de reducción espectral usando las relaciones

desarrolladas por Newmark y Hall (1982)[8]. Estos factores de reducción espectral,  $R_a$  y  $R_v$  permiten encontrar el espectro de demanda reducido como se muestra en la Figura 3.28. Si el espectro de demanda reducido intercepta a la curva del espectro de capacidad en un punto muy cercano al punto  $P(a_{pi}, d_{pi})$  escogido al inicio del proceso (se puede admitir un error hasta del 5 % dependiendo del criterio del ingeniero evaluador), entonces se habrá encontrado el punto de desempeño; caso contrario, se debe empezar el proceso nuevamente. De ser el caso, podría iniciarse el proceso escogiendo esta vez el punto encontrado en el paso anterior.

$$\bar{P}(a_{pi}, d_{pi}) \quad (3.11.18)$$

$$0,95d_{pi} \leq d_i \leq 1,05d_{pi} \quad (3.11.19)$$

El punto "P" representa el punto de desempeño inicial tentativo propuesto y el punto  $S(ai, di)$  representa el punto de demanda buscado. Si el desplazamiento  $di$  correspondiente al punto de intersección del espectro de capacidad y la demanda reducido está entre un  $\pm 5\%$  del desplazamiento supuesto  $d_{pi}$  es decir satisface la relación 3.11.19 se toma como el punto definitivo el punto  $S(ai, di)$ .

Como se muestra en la Figura 3.28, los factores de reducción espectral son usados para transformar el espectro de demanda elástico a un espectro reducido con valores de amortiguamiento mayores al 5%. Pero estos valores de reducción son también una función del tipo de estructura que se está analizando y de la duración del movimiento sísmico al que estaría expuesta dicha estructura. En el Cuadro 3.23 se muestra la clasificación de las estructuras para la obtención de los factores de reducción espectral y en el Cuadro 3.24 se muestran los valores mínimos que pueden adoptar dichos factores [3].

- Comportamiento estructural tipo A es esencialmente para edificios nuevos.

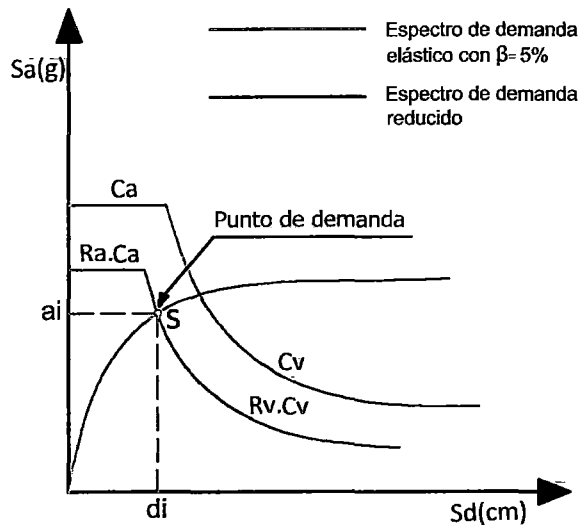


Figura 3.28: Reducción del Espectro de Demanda.

Duración del Evento Sísmico	Estructuras sin Daños Importantes	Estructuras con Daños Importantes	Estructuras muy Dañadas
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Cuadro 3.23: Clasificación estructural para la determinación de los factores de reducción espectral.

- Comportamiento estructural tipo B es para edificios en promedio existentes.
- Comportamiento estructural tipo C es para edificios que se consideran con ductilidad pobre existentes.

De las experiencias adquiridas por los investigadores se recoge que la idealización para el lazo histerético mostrado en la Figura 3.27 es una aproximación razonable para una edificación relativamente bien dotada de ductilidad, sometida a movimientos sísmicos de corta duración (con poca demanda de ciclos histeréticos como para causar una degradación significativa de los elementos estructurales) y con valores del amortiguamiento viscoso equivalente del orden del 30%. Para otro tipo de condiciones, los resultados del amortiguamiento equivalente viscoso, obtenidos por la formulación antes mostrada, lle-

Clasificación Estructural	Factor	Factor
	Ra	Rv
Tipo A	0.33	0.5
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Cuadro 3.24: Valores mínimos permisibles para los factores de reducción espectral.

van a sobreestimar el comportamiento histerético de la estructura ya que los lazos de histéresis en estos casos son más bien irregulares y más estrechos (menor área, menor disipación de energía). Así, en la documentación de la ATC-40[3], se propone el concepto del amortiguamiento viscoso efectivo  $B_{eff}$  para ser consistentes con la degradación del amortiguamiento en los distintos casos que se pudieran presentar en un análisis.

$$\beta_{eff} = \frac{0,637k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0,05 \tag{3.11.20}$$

Nótese que, a diferencia de la formulación anterior para  $\beta_{eq}$ , ahora se ha incorporado un factor “k” que intenta reducir el valor del amortiguamiento para casos en los que se podrían estar sobreestimando dichos valores del amortiguamiento.

Tipo de Comportamiento Estructural	$\beta_0$	k
Tipo A	$\leq 16,25\%$	1.00
Tipo A	$> 16,25\%$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	$\leq 25\%$	0.67
Tipo B	$> 25\%$	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Cuadro 3.25: Valores para el factor de modificación k del amortiguamiento viscoso.

Así, las formulaciones para encontrar los coeficientes de reducción espectral,  $R_a$  y  $R_v$ , se muestran a continuación:

$$R_a = \frac{3,21 - 0,68Ln(\beta_{eff})}{2,12} \tag{3.11.21}$$

### 3.11. Metodología de Análisis por Desempeño Estructural

$$R_v = \frac{3,21 - 0,41 \bar{L}n(\beta_{eff})}{1,65} \quad (3.11.22)$$

Donde el valor de  $\beta_{eff}$  está dado en la expresión anterior 3.11.20. Cabe recordar que estos coeficientes en ningún caso deberían ser usados con valores por debajo de los estipulados en el Cuadro 3.24[3]. Chopra y Goel [7][8] han mostrado que el método de espectro de capacidad, como es desarrollado por el ATC-40[3] para reducir el espectro de demanda elástico, da resultados que difieren grandemente de los proporcionados por otros autores (subestima la respuesta), y en algunos casos no converge a una solución. quien presentaba las siguientes críticas al procedimiento:

- No hay justificación física que justifique la relación entre la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas. Es decir, se cuestiona el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente para grandes deformaciones.
- El periodo asociado al punto de desempeño, puede estar muy lejos de lo que se obtendría de un análisis no-lineal dinámico.

Teniendo en cuenta lo antes dicho, recomiendan que se mantenga el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS(Aceleration Displacement Response Spectra), pero que el espectro de demanda inelastico se obtenga a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_\mu$ , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.11.23)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.11.24)$$

Donde:  $\mu$  factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia,  $R_\mu$  es el factor de reducción por ductilidad, es decir debido

a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles. El valor de  $R_\mu$  es diferente al  $R$  que aparece en las diferentes normativas sísmicas, debido a que  $R$  llevan implícitamente otros factores como el de sobrerresistencia.

Existe una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción  $R_\mu$ , entre los que más destaca es:

■ **Factor de Reducción de Chopra y Goel [7][8]**

Los factores de reducción propuestos por Chopra y Goel (1999) son consistentes con los propuestos por Newmark y Hall y son los siguientes:

$$\text{Si: } \bar{T} < \bar{T}_a \quad \bar{R}_\mu = 1 \quad (3.11.25)$$

$$\text{Si: } T_a < T < T_b \quad R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad (3.11.26)$$

$$\text{Si: } T_b < T < T_c' \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.11.27)$$

$$\text{Si: } T_c' < T < T_c \quad R_\mu = \frac{T}{T_c} \mu \quad (3.11.28)$$

$$\text{Si: } T < T_c \quad R_\mu = \mu \quad (3.11.29)$$

Donde:  $T_a = 1/33s$ ,  $T_b = 0,125s$ ,  $T_c$  es el periodo al final de la rama de la aceleración constante e inicio de la rama descendente,  $T_c'$  es el equivalente a  $T_c$  pero para el espectro inelástico.

### 3.12. Modelación de la no Linealidad de Materiales

El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento.

### 3.12.1. Modelo inelástico de los elementos barra(viga-columna)

Durante los sismos importantes las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada "L". El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como muestra la Figura 3.29: Podemos establecer una zona de daño

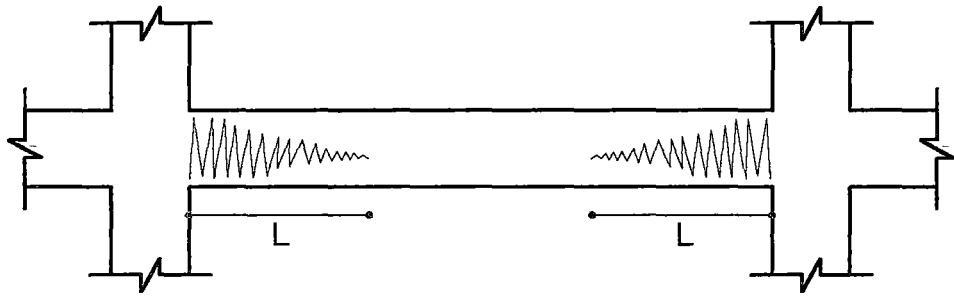


Figura 3.29: Idealización de daño en vigas

equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, el daño y la curvatura se puedan asumir constantes. Esta zona se denomina rótula plástica, y le corresponde una longitud equivalente " $L_p$ " menor a la del daño total "L" como muestra la Figura 3.30. Una buena estimación para " $L_p$ " en vigas y columnas de proporciones típicas es  $L_p \approx 0,5h$  donde h es el peralte del elemento. [Paulay y Priestley, 1992][23]. En el análisis

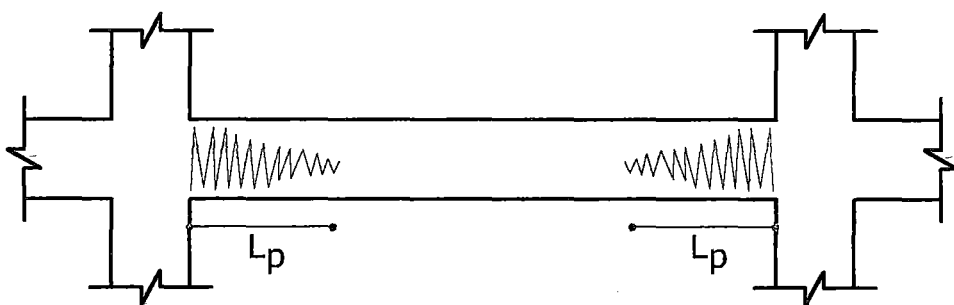


Figura 3.30: Zona de daño equivalente

computacional, los miembros de barra pueden incluir la no linealidad del material por medio de puntos discretos en una localización de su longitud, en los cuales se asume que se concentrará todo el desplazamiento inelástico (traslación o rotación) simulando el efecto que se produce durante la formación de una articulación plástica en los elementos que componen una estructura.

### 3.12.2. Rótula plástica

La rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección. En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifiquen algún problema. Muchos investigadores han propuesto fórmulas para definir la longitud donde se genera la rótula plástica, que generalmente se encuentra en las zonas rígidas de un elemento, es decir en sus extremos como se muestra en la Figura 3.31. Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesita obtener. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente dependen del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar el modelo de plasticidad concentrada<sup>1</sup>, en la cual el daño se concentra en un solo punto, no considera longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño podrá usarse por una modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras.<sup>2</sup>

<sup>1</sup>**Modelo de plasticidad concentrada.**- En este método el daño se concentra en un solo punto, es decir no se considera una longitud de daño para el elemento. Es un modelo muy sencillo, pero se obtienen buenos resultados[64].

<sup>2</sup>**Modelo de plasticidad por Fibras.**- El método de modelado por fibras pretende establecer un acercamiento de la armazón de los elementos de "línea", esto permite la estimación más exacta de distribución de daño estructural y la prolongación de la inelastividad del material a lo largo de la longitud del miembro como en el área de la sección esto se puede representar explícitamente a través del empleo de una aproximación del modelado por fibras.

Finalmente, para representar el comportamiento de vigas y columnas en acciones sísmicas, se ubican rótulas no-lineales en los extremos de estos elementos además del segmento elástico en la zona central. Los nodos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas

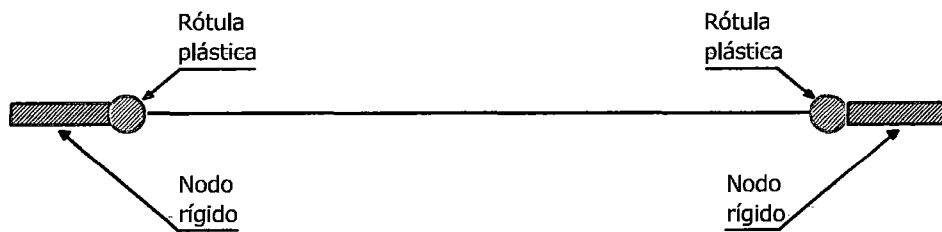


Figura 3.31: Idealización de daño equivalente (Rótula plástica)

### 3.12.3. Niveles de Desempeño de elementos tipo barra

El código FEMA-356[12] define criterios de fuerza-deformación para las rótulas plásticas usadas en el análisis Pushover, se identifican los puntos A, B, C, D y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente), los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, LS, CP varían dependiendo del tipo de elemento estructural así como muchos otros parámetros definidos por el FEMA-356. La Figura 3.32 representa la curva de deformación plástica, en la que se muestra la fuerza y la deformación en una rótula plástica, y se identifican los cinco puntos mencionados: A, B, C, D y E; y los tres puntos entre la recta B y C. Donde cada uno de estos puntos se identifican como: El punto A corresponde a la condición sin carga lateral; el punto B representa el límite de fluencia

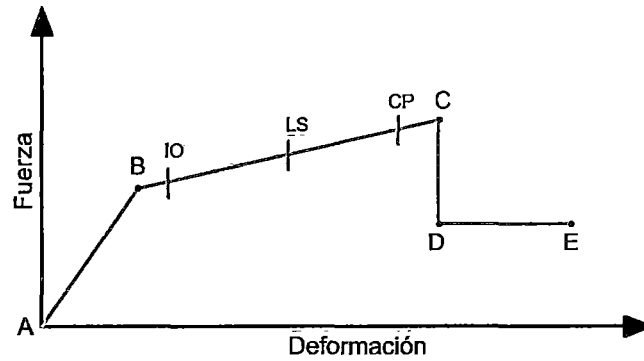


Figura 3.32: Puntos Notables de la Rótula plástica

nominal que corresponde al inicio de daños estructurales; el punto C límite de seguridad estructural, representa el punto de máxima capacidad. La abscisa del punto C corresponde a la deformación en que comienza una degradación significativa de la resistencia; el punto B esfuerzo residual, la caída en la resistencia de C a D representa el fracaso inicial del elemento estructural, que puede estar asociado con fenómenos como la fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del hormigón, o fallas en el confinamiento del refuerzo transversal y el punto E representa el colapso, es un punto que define la máxima deformación más allá de la cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional. En algunos casos, la falla inicial en C puede resultar en la pérdida de resistencia gravitacional, en cuyo caso el punto E puede tener una deformación igual que en C.

### Criterios de Aceptación para los elementos tipo barra(viga-columna)

Para evaluar el desempeño de cada elemento estructural de la edificación, se ha tomado los criterios de aceptación numérica propuestos por FEMA-356[12]. Para comparar la rotación plástica de las vigas y columnas para los diferentes niveles de desempeño, estos valores se muestran en los Cuadros 3.26, 3.27 respectivamente.

Conditions	Modelling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
				LS	CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{e-l}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤0.0	C	≤3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.020	0.025	0.020	0.05
≤0.0	C	≥6	0.020	0.04	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.04
≥0.5	C	≤3	0.020	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.03
≤0.5	C	≥6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3	0.020	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≤0.0	NC	≥6	0.010	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.010	0.010	0.015
≥0.5	NC	≤3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≤0.5	NC	≥6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-columns joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii and iv occurs for a given component, use then minimum appropriate numerical value from table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and non conforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are space at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops Vs is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered non conforming.

3. Linear interpolation between values listed in the shall be permitted.

Cuadro 3.26: Modeling Parameter and Numerical Acceptance for Nonlinear Procedures Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modelling Parameters <sup>4</sup>					Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS	CP	LS	CP							
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤0.1	C	≤3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.015	0.020	0.020	0.030
≤0.1	C	≥6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥0.4	C	≤3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥0.4	C	≥6	0.012	0.020	0.2	0.003	0.010	0.012	0.013	0.020
≤0.1	NC	≤3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.010	0.015
≤0.1	NC	≥6	0.006	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥0.4	NC	≤3	0.003	0.010	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.010
≥0.4	NC	≥6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>3</sup></b>										
All cases			-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.05	0.05	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.00	0.01	0.2	0.00	0.00	0.00	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.7P<sub>o</sub><sup>3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.00	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1. When more than one of the conditions i, ii, iii and iv occurs for a given component, use then minimum appropriate numerical value from table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and non conforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are space at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (Vs) is at least three-fourths of the desing shear. Otherwise, the component is considered non conforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the shall be permitted.

Cuadro 3.27: Modeling Parameter and Numerical Acceptance for Nonlinear Procedures Reinforced Concrete Columns

### 3.13. Modelo Inelástico de Edificios

El modelo inelástico de edificios es un modelo estructural en el que se considera un conjunto de elementos unidimensionales con rótulas concentradas por flexión y concentradas por corte, de tal forma que se toma en cuenta la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos del edificio en el tiempo; estando éstos modelos sometidos a señales que representan un movimiento sísmico<sup>1</sup>.

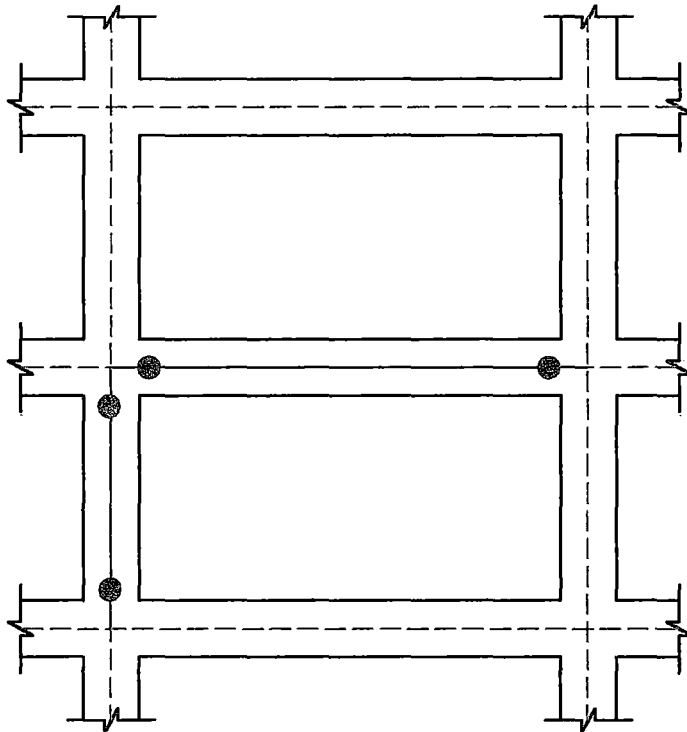


Figura 3.33: Modelación de vigas y columnas en edificios aporricados

<sup>1</sup>Un modelo sencillo pero robusto para representar el comportamiento de las edificaciones aporricadas en el modelamiento, consiste en discretizar el comportamiento inelástico mediante rótulas plásticas que se ubican en las zonas donde se prevé comportamiento no lineal. Las zonas de la estructura donde se espera comportamiento inelástico concentrado son los extremos de vigas y columnas como se muestra en la Figura 3.33

## Capítulo 4

# Incorporación de la Mampostería en el Análisis Sísmico de Estructuras

### 4.1. Introducción

La mampostería utilizada para la construcción de muros divisorios y fachadas en los edificios de concreto, es considerada normalmente por los diseñadores estructurales sólo como una sobrecarga de efecto uniforme para la estructura y como tal es ignorada en el proceso de análisis y diseño estructural. y peor aún cuando la mampostería es acoplada a columnas y vigas de una edificación afectan considerablemente su comportamiento sísmico, pues la interacción entre el tabique no aislado y la estructura aporticada puede modificar en gran medida su rigidez y generar serios problemas estructurales como torsión en el edificio, columna corta, piso blando, entre otros. A pesar de que el comportamiento de la estructura compuesta de concreto y mampostería ha sido estudiado por muchos años a nivel mundial, por diversos investigadores, este sistema tiene algunas dificultades para ser modelado, analíticamente a causa de las siguientes razones que podemos citar:

- Complejidad de cálculo, debido a las incertidumbres estructurales asociadas a las características mecánicas del frágil material de muro de mampostería y las condiciones de contacto, las cuales cambian a lo largo de su interfase con el concreto, constituyendo fuentes adicionales de dificultad de modelación.
- Formación de diversos y complejos modos de falla, junto con la complicada naturaleza anisotrópica y heterogénea del muro, debido a la interacción a lo largo de los planos débiles del mortero de adherencia.

*No tener en cuenta la interacción de esta estructura compuesta no está siempre en el lado de la seguridad, puesto que la interacción entre el muro y el pórtico bajo las cargas laterales altera significativamente las características dinámicas de la estructura y por lo tanto su respuesta a las cargas sísmicas, las cuales crean una fuente importante de riesgo durante estos movimientos.* Existen dos procedimientos para estudiar el tema, el primero con micro modelos basados en elementos finitos (MEF), y el segundo con macro modelos que son aproximados pero que dan una buena aproximación. El primer procedimiento comprende aquellos modelos refinados en los que la estructura se discretiza empleando un número elevado de elementos para representar en detalle los distintos efectos locales. El segundo procedimiento incluye modelos simplificados que tratan de representar el comportamiento global, utilizando una discretización con pocos elementos en el que el panel de mampostería se modela como un todo.

## 4.2. Procedimientos de Análisis

### 4.2.1. Método de Elementos Finitos

El Método de Elementos Finitos (MEF), es una herramienta muy poderosa en la solución numérica de gama de problemas de ingeniería, tanto en el rango lineal como en el rango

no lineal. Numeros autores como: Edward L. Wilson[83], Zienkiewicz y Taylor[86], Chandrupatla y Belegundu[42], presentan con detalle el MEF, orientada hacia el análisis de estructuras, con formulación y algoritmos que pueden ser programados en un computador. En la solución de problemas de análisis de estructuras de muros sometidos a un conjunto de fuerzas en su plano, el MEF es ampliamente reconocido como el más apropiado. Si la distribución de aberturas en un muro de mampostería es irregular o compleja se recomienda el uso de métodos más refinados, como el método de elementos finitos. Para el análisis de estructuras de mampostería con el MEF se utilizan dos técnicas o procedimientos:

- El modelado de todos los componentes estructurales con elementos tipo área.
- El modelado de solo la mampostería como elemento tipo área, y los elementos confinantes (vigas y columnas) como elementos tipo barra unidos a la mampostería solo en los nodos de conexión.

Esta última técnica es la que más se utiliza como modelo numérico de cálculo en el análisis estructural, por la facilidad de elaboración e interpretación de los datos. A continuación haremos una descripción de ambas técnicas:

### **Modelado con elemento tipo área**

Esta técnica consiste en utilizar en todo el modelado del muro elementos tipo área. En el caso de muros de mampostería todos los miembros estructurales (vigas y columnas) se modelan utilizando este tipo de elemento. Esta técnica requiere para obtener una precisión aceptable una gran cantidad de elementos finitos. Para el caso de los muros de mampostería confinada, el modelo solo es posible, debido a las dimensiones de los elementos confinantes, si la malla es muy densa ya que, para obtener resultados aceptables, se requiere que la relación de aspecto de los EF sea aproximadamente cuadrada. Por lo que, en el modelado de un edificio de varios niveles, se requiere de una malla bastante refinada.

que consume mucho tiempo y una gran capacidad del computador, lo que hace poco atractiva la aplicación de esta técnica en la práctica profesional. Los modelos de referencia, utilizados en este estudio para la revisión de los métodos de análisis, se construyeron siguiendo este procedimiento, usando para dicho propósito el elemento área tipo cascaron (shell) rectangular.

### Elementos tipo área

#### ■ Elemento tipo membrane

El elemento membrana considera dos grados de libertad de desplazamiento y un grado de libertad de rotación con respecto a un eje perpendicular al plano para cada nodo. Este tipo de elemento sólo se deforma en su plano y no permite deformaciones fuera de ella. Permite solo esfuerzos contenidos en su plano.

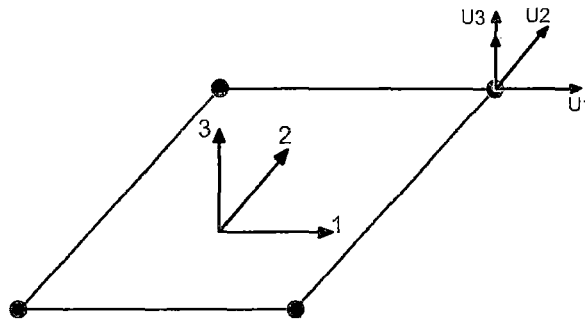


Figura 4.1: Elemento membrana rectangular con rotación respecto a un eje perpendicular al plano del elemento

#### ■ Elemento tipo plate

Elemento de área de tres o cuatro nodos, con tres grados de libertad por nodo, una traslación perpendicular al plano y dos rotaciones. Este elemento no permite deformaciones en su plano, cualquier carga en su plano genera inestabilidad. Permite sólo cargas perpendiculares a su plano. Es aplicable a losas cuya flexión se produzca básicamente en una sola dirección.

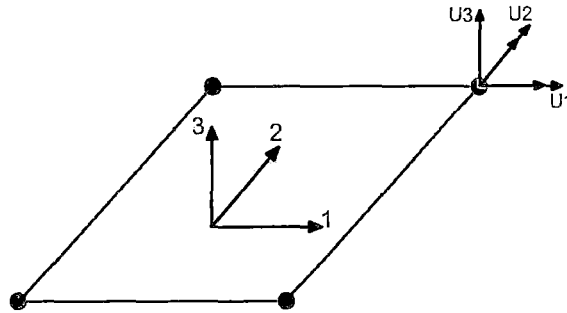


Figura 4.2: Elemento plate rectangular con traslación respecto a un eje perpendicular al plano del elemento

#### ▪ Elemento tipo Shell

Elemento de área de tres o cuatro nodos de seis grados de libertad por nodo. Permite deformaciones dentro y fuera de su plano. Permite modelar y obtener la deformada espacial de muros o losas macizas resistentes a momentos, corte y fuerza axial. Por lo tanto este elemento permite esfuerzos en cualquier dirección de su plano. Los elemento de dos dimensiones: placa de flexión y la membrana, pueden combinarse para formar este elemento de cuatro nodos como se muestra en Figura 4.3.

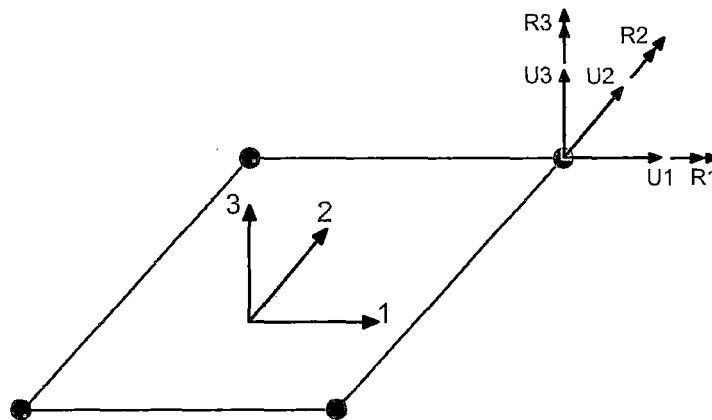


Figura 4.3: Elemento shell rectangular con seis grados de libertad por nodo

Se debe destacar que el elemento área tipo cascaron (shell) es el más general de los elementos tipo área, con seis grados de libertad por cada nudo, pudiendo ser utilizado en el caso de problemas de la teoría elástica tridimensional. Este elemento a diferencia del elemento tipo membrana se vincula de manera empotrada entre sí y alas vigas de apoyo.

### **Estudios realizados sobre el modelado de muros de mampostería con MEF**

A continuación se menciona diversos estudios realizados sobre el modelado de muros de mampostería, con el método de elementos finitos (MEF) expuestas por varios investigadores a nivel mundial:

- **Mallick y Severn**[69, Pág.639-656]

Introducen una técnica iterativa en la cual los puntos de separación entre el pórtico y la mampostería, así como la distribución de esfuerzos a lo largo de la longitud de contacto, se obtuvieron como parte de la solución. El pórtico se modeló con elementos tipo barra y la mampostería con elementos rectangulares con esfuerzos planos. El problema de contacto lo solucionaron inicialmente suponiendo que los nodos entre el pórtico y la mampostería tenían el mismo desplazamiento.

- **Liau y Lo**[66, Pág.423-428]

Usaron análisis por elementos finitos para modelar los especímenes experimentales, tomando en cuenta la no linealidad del material, el agrietamiento y la separación entre el pórtico y la mampostería cuyos nodos se conectaron con elementos de interface.

- **Crisafulli, Carr y Park**[46, Pág.30-47]

Estiman que el método de los elementos finitos (MEF) permite obtener resultados aceptables cuando se modelan estructuras aporricadas con mampostería de relleno.

El modelo con elementos finitos permite describir el comportamiento de pórticos rellenos, los efectos relacionados al agrietamiento, aplastamiento e interacción de contacto. También permite considerar el fenómeno de la no linealidad que ocurre en la mampostería en la interacción pórtico-mampostería. Para modelar la mampostería se pueden considerar diferentes niveles de refinamiento, siendo el más sencillo donde la mampostería está compuesta de un solo material sin juntas de morteros definidas, esto es recomendado para estructuras grandes. En el segundo enfoque, la mampostería se representa compuesta de dos elementos continuos: bloque y mortero por separado. Este enfoque es recomendado para estructuras pequeñas. La tercera es una situación intermedia entre las dos anteriores, los bloques son elementos continuos y las juntas de mortero son elementos de interfaz.

■ **lourenco, Rots Blaauwendraad**[67]

Proponen un modelo para analizar mampostería sujeta a cargas perpendiculares al plano, y por ser un material no homogéneo, debe ser modelada con materiales diferentes. Para describir el comportamiento de falla de compuestos anisótropos, se requiere un criterio que sea capaz de describir el complejo fenómeno que gobierna la falla en este tipo de materiales. Para ello, plantean un modelo continuo anisótropo para analizar la mampostería, involucrando conceptos de plasticidad moderna. Suponen que se puede distinguir dos mecanismos de falla: uno por el proceso de falla localizada y otro asociado con la fractura distribuida o aplastamiento del material. El daño debido a estos mecanismos de falla puede ser representado con dos parámetros: uno en tracción y otro en compresión, los cuales están relacionados con la deformación inelástica. Estos investigadores, demuestran que el modelo es suficientemente flexible para adaptarse a distintos tipos de mampostería, particularmente sólida.

■ **Sarmiento**[50]

Modela muros heterogéneos usando técnicas de homogeneización numérica. La propuesta del autor permite tomar en cuenta los dos componentes de los muros de mampostería (ladrillos y juntas de mortero), así como también la disposición geométrica del conjunto. En este modelo se llevan a cabo las dos etapas que considera el proceso de homogeneización, como es la definición de lo que se denominó la célula elemental y el posterior planteamiento del problema de resolución del conjunto. El criterio para escoger la célula elemental es la periodicidad que presentan los diferentes arreglos de la mampostería, permitiendo definir el muro como una repetición de la misma. La definición de la célula elemental representativa la hizo teniendo en cuenta las diferentes características:

- La célula debía tener un tamaño suficientemente pequeño en comparación con el tamaño de la estructura.
- Debía ser capaz de representar la estructura, en función de su repetición
- Debía representar solo el arreglo del material a homogeneizar.

El problema de resolución del conjunto mantiene las mismas características de heterogeneidad del muro real pero a una escala mucho menor y es resuelto sobre la célula elemental. El autor además establece las propiedades de un material homogéneo equivalente. Finalmente, una vez obtenido el material homogéneo, el cálculo se hace sobre una estructura de dimensiones reales, pero constituida por un material homogéneo.

■ **Cecchi y Sab**[41]

Trabajaron en un modelo que representa una herramienta operacional para la determinación rápida de propiedades mecánicas macroscópicas del comportamiento de la mampostería, en la cual la ley constitutiva para los bloques y mortero, es lineal

elástica. El modelo ofrece versatilidad para modelar diferentes tipos de mampostería, en relación con la variación de sus propiedades mecánicas de la mampostería se identifican como función de algunos parámetros como: parámetro de escala que define las relaciones entre las dimensiones totales reales y las de un patrón característico, y otro parámetro que define la relación entre las dimensiones de la junta de mortero con las de un patrón característico y un parámetro de deformabilidad que define la relación entre la rigidez del mortero y la rigidez del bloque. De manera similar al trabajo de Sarmiento[50], los autores proponen un modelo bidimensional que se basa en homogeneizar el material compuesto de la mampostería, usando parámetros macrocópicos adecuados para describir el comportamiento mecánico. Los materiales son considerados homogéneos.

- **Chiou, Tzeng y liou**[43]

Trabajaron sobre pórticos rellenos de mampostería sujetos a cargas monotónicas, analizándolos por el método de las deformaciones discontinuas(DDA), y contemplan que: las variables son los desplazamientos y las ecuaciones de equilibrio son resueltas de la misma forma como se hace en el método de los elementos finitos. Los bloques en el DDA son independientes y existe conexión entre ellos sólo cuando las cargas promueven el contacto. La interacción entre bloques es simulada con resortes y no ocurre penetración de un bloque sobre otro, ni tracción entre ellos en ningún momento. La solución numérica con DDA muestra la falla por flexión y la falla por corte en las columnas y vigas.

- **Arellano**[47]

Presenta un modelo de comportamiento de muros de mampostería a compresión uniaxial incluyendo daño, analiza unidades de mampostería de arcilla hueca sujetas a cargas monotónicas, para considerar el agrietamiento por medio de resultados experimentales.

### 4.2.2. Macro-modelos

Se presenta varios modelos de estudio, propuestos por diferentes investigadores, para el análisis de pórticos rellenos con mampostería, los que se denominarán macromodelos, definición ésta que depende del grado de refinamiento usado para representar la estructura, siendo el mecanismo de puntal equivalente una representación sencilla de este tipo de modelo y que están basados en comprender físicamente el comportamiento de la mampostería de relleno como un todo. A partir de 1948, Polyakov[79] llevó a cabo una serie de pruebas a gran escala en pórticos cuadrados y rectangulares de concreto armado con mampostería de relleno, sujetos a deformación transversal, para determinar la resistencia de ellos, además de investigar sobre los efectos de los ladrillos, el mortero, etc., produciendo la primera investigación publicada en este tema en el año de 1956. Posteriormente en el año 1960 desarrolló experimentos en pórticos de acero de tres vanos y tres pisos con mampostería de relleno, los cuales le permitieron sugerir que la mampostería podía ser reemplazada por un puntal diagonal equivalente como se muestra en la Figura 4.4

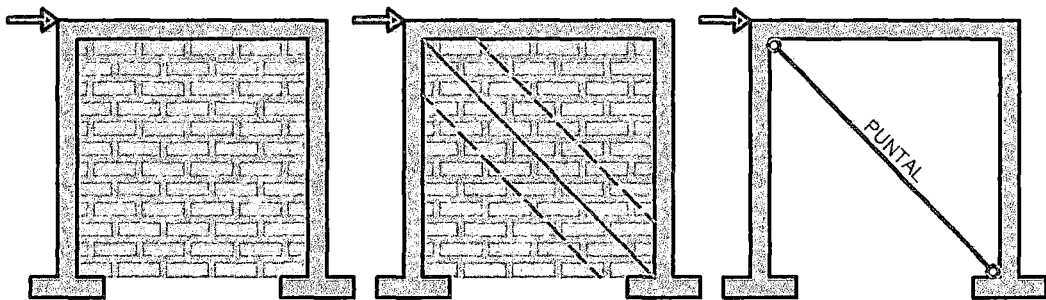


Figura 4.4: Modelo de puntal diagonal para pórticos rellenos de mampostería

Se debe destacar que, luego de varios estudios se ha determinado que la mampostería actúa monolíticamente con el marco estructural, por lo que la mejor manera de representar el

comportamiento de ésta es reemplazándola por un puntal (barra diagonal) que trabaje sólo axialmente a compresión, como se modelizó en la Figura 4.4.

### Modelos para determinar el ancho equivalente del puntal

El ancho equivalente del puntal, normalmente varía entre el 10 % y el 25 % de la diagonal, como lo determinó Stafford Smith[80] en 1962 en base a varios experimentos y estudios analíticos. Pero existen varias expresiones empíricas de varios autores para determinar el valor de “a” (ancho equivalente). La Figura 4.5 ilustra los principales componentes geométricos del puntal incorporado a la estructura principal, los mismos que permitirán calcular el ancho equivalente de la diagonal.

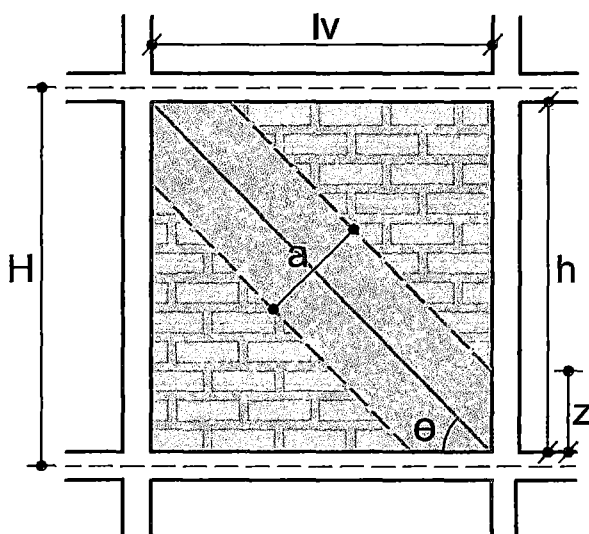


Figura 4.5: Nomenclaturas geométricas del puntal de mampostería

- **Modelo de Holmes (1961)**[53]

El primer trabajo para determinar el ancho equivalente del puntal fue presentado por Holmes en el de 1961, quien propuso un método para predecir las deformaciones y

fuerzas que soportaba la mampostería acoplada a la estructura a partir del concepto de diagonal equivalente, donde el ancho del puntal está definido por la ecuación 4.2.1

$$a = \frac{L}{3} \quad (4.2.1)$$

$$L = \sqrt{l_v^2 + h^2} \quad (4.2.2)$$

Donde: L es la longitud de la diagonal equivalente,  $l_v$  es la luz libre de la viga y h es la altura de la mampostería. A pesar de obtener muy buenos resultados en cuanto a la determinación de fuerzas, las deflexiones presetas siempre se mostraban más bajas de lo real.

■ **Stafford Smith (1962-1966)**[80]

Define el parámetro adimensional  $\lambda_h$  que será muy utilizado por otros investigadores como una relación entre la rigidez de la mampostería con respecto a la rigidez del pórtico.

$$\lambda_h = H \left( \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.3)$$

Donde:  $E_m$  es el ángulo de elasticidad de la mampostería; t es el espesor de la mampostería;  $\theta$  es el ángulo de inclinación de la diagonal;  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto;  $I_{col}$  es el momento de inercia promedio de las columnas adyacentes; h es la altura de la mampostería; H es la altura del pórtico como se aprecia en la Figura 4.4.

Otro parámetro propuesto por este investigador es sin dudable y que ha sido muy utilizado por otros investigadores es la longitud de contacto z, definido con la siguiente ecuación.

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} H \quad (4.2.4)$$

■ **Modelo de Mainstone (1971)[73]**

Diez años más tarde, Mainstone presentó una serie de resultados de un modelo de estructuras con mampostería incorporada. Él descubrió que la falta de adherencia de la mampostería y la variación de las propiedades elásticas (módulo de elasticidad) pueden desencadenar en gran variación en el comportamiento normal de estructura. Mainstone fue el primero de muchos en adoptar el parámetro de rigidez equivalente  $\lambda_h$ , para la determinación del ancho equivalente del puntal, a través de las siguientes ecuaciones: 4.2.5 y 4.2.6

$$\lambda_h = \left( \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.5)$$

$$a = 0,16\lambda^{-0,3}L \quad (4.2.6)$$

Donde  $E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería,  $\theta$  es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación  $h/l_v$ ,  $E_c$  es el módulo de elasticidad de las columnas e  $I_{col}$  es el módulo de inercia promedio de las columnas adyacentes.

■ **Modelo de Bazán (1980)[39]**

Tarcizio Bazán realizó varios estudios y experimentos, determinando, a diferencia de Mainstone, que el parámetro de rigidez equivalente era una relación directa entre las propiedades de las columnas adyacentes y las propiedades de corte de mampostería.

$$G_m = 0,40E_m \quad (4.2.7)$$

$$A_m = (l_v)(t) \quad (4.2.8)$$

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (4.2.9)$$

Donde:  $0,9 \leq \lambda \leq 11$ , caso contrario se toman los valores extremos según corres-

ponda. Finalmente el ancho equivalente es la siguiente ecuación 4.2.10

$$a = (0,35 + 0,022\lambda)h \quad (4.2.10)$$

Donde:  $A_c$  es el área promedio de las columnas adyacentes,  $G_m$  es el módulo de corte de la mampostería y  $A_m$  es el área de la sección transversal de la mampostería.

Se debe precisar que para aplicar este modelo, primero se debe chequear que  $0,75 \leq \xi \leq 2,50$ ; donde el valor de  $\xi$  viene dado por la relación entre la longitud libre de la viga y la altura del pórtico  $\xi = \frac{l_v}{H}$ . Si no cumple esta condición, es necesario estructurar mejor la tabiquería colocando columnetas y viguetas.

#### ■ Modelo de Hendry (1981)

Propone una relación semi-empírica entre equivalente del puntal y la longitud del contacto de la viga y columnas con la mampostería.

$$\lambda_v = \left( \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{viga} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.11)$$

$$\lambda_c = \left( \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.12)$$

$$z_v = \frac{2\pi}{\lambda_v} \quad (4.2.13)$$

$$z_c = \frac{2\pi}{\lambda_c} \quad (4.2.14)$$

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{z_v^2 + z_c^2} \quad (4.2.15)$$

Donde:  $I_{viga}$  e  $I_{col}$  son momentos de inercia promedio de las vigas adyacentes y de las columnas adyacentes, respectivamente,  $z_v$  y  $z_c$  son la longitud de contacto de la viga y la columna con la mampostería, respectivamente.

■ **Modelo de Liauw y Kwan (1984)[65]**

Estos investigadores realizaron muchos estudios de modelos a escala, de la diagonal equivalente en pórticos de concreto armado, pero únicamente trabajaron para  $\theta$  igual a  $25^\circ$  y  $50^\circ$ , que según sus publicaciones, son los ángulos más comunes en la práctica de la ingeniería, determinando lo siguiente:

$$a = \frac{0,95h \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (4.2.16)$$

Donde  $\lambda_h$  es la rigidez determinado por Stafford Smith[80]

■ **Modelo de Decanini y Fantin (1986)[48]**

Una vez que se calcula el parámetro  $\lambda_h$ , con la expresión 4.2.17, se ingresa en Gráfico 4.6 y se obtiene en ordenadas la relación  $a/L$  con la cual se halla el ancho equivalente "a".

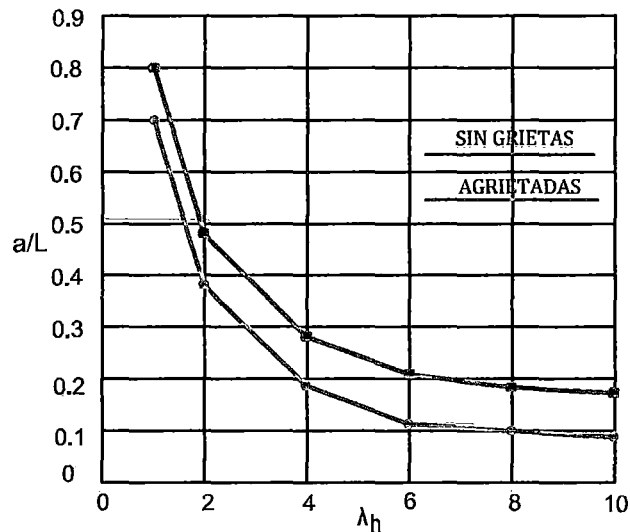


Figura 4.6: Valores de  $a/L$  en función de  $\lambda_h$

$$\lambda_h = H \left( \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.17)$$

Las ecuaciones que definen las dos curvas de la Figura 4.6, son las siguientes:

- **Mampostería no agrietada**

$$\text{Si: } \lambda_h \leq 7,85 \quad a = \left( \frac{0,748}{\lambda_h} + 0,085 \right) L \quad (4.2.18)$$

$$\text{Si: } \lambda_h > 7,85 \quad a = \left( \frac{0,393}{\lambda_h} + 0,130 \right) L \quad (4.2.19)$$

- **Mampostería agrietada**

$$\text{Si: } \lambda_h \leq 7,85 \quad a = \left( \frac{0,707}{\lambda_h} + 0,010 \right) L \quad (4.2.20)$$

$$\text{Si: } \lambda_h > 7,85 \quad a = \left( \frac{0,470}{\lambda_h} + 0,040 \right) L \quad (4.2.21)$$

Esta investigación se fundamentó en experimentos de pórticos con mampostería sometidos a cargas laterales (sísmicas o de viento), donde concluyeron que la incorporación de la mampostería provoca cambios significativos en la características dinámicas del comportamiento de los edificios durante un sismo. Además, determinaron que la interacción tabique-pórtico incrementa la capacidad de disipar energía de la estructura debido al agrietamiento del tabique y que reduce la deriva de piso y el desplazamiento lateral de la edificación, reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales.

- **Modelo de Paulay y Priestley (1992)[23]**

El ancho equivalente “a” propuesto por Paulay y Priestley ha sido acogido por la Norma Técnica de Edificaciones E.070 de Albañilería y es la siguiente:

$$a = \frac{L}{4} \quad (4.2.22)$$

Esta ecuación es recomendada para un nivel de fuerzas laterales menor o igual al 50% de la capacidad última. En otras palabras para el rango elástico.

■ **Modelo de FEMA-273 (1997)**[11]

La agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de Norte América, propone las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_h = H \left( \frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (4.2.23)$$

$$a = 0,175(\lambda_h)^{-0,4} L \quad (4.2.24)$$

■ **Modelo de Crisafulli (1997)**[49]

Propone un modelo del tipo macro para la estimación de la resistencia de los muros, el cual asume que es posible modelar el paño de albañilería mediante un puntal, el cual es suficiente para representar en forma global el comportamiento del muro. La resistencia a la compresión del puntal equivalente determina la capacidad del paño de albañilería de resistir la fuerza de corte que actúa en el moneto que se agrieta el paño de la albañilería. La idea de representar el paño de albañilería como un puntal, proviene del comportamiento observado en los marcos de concreto armado rellenos con paneles de mampostería, cuya secuencia de construcción se caracteriza por construir primero el marco de concreto y luego el paño de albañilería, muros denominados “infill walls”. Experimentalmente se ha observado que el comportamiento de este tipo de muros esta controlado por la baja integración entre el paño de mampostería y el marco de concreto cuando son sometidos a fuerzas laterales. Finalmente Crisafulli, mantiene la expresión para calcular el factor de rigidez equivalente desarrollado por Mainstone y adopta el modelo de Hendry para calcular la longitud de contacto con la columna y relaciona estas ecuaciones para determinar el ancho equivalente del puntal, mediante la longitud equivalente de columna  $h_z$  como sigue:

$$h_z = \frac{z}{2} \quad (4.2.25)$$

$$a = 2h_z \sin 2\theta \quad (4.2.26)$$

### Determinación del modelo más óptimo

Para establecer cuál de los modelos presentados en el apartado anterior es el más apropiado para realizar el análisis sísmico de estructuras con mampostería acoplada, se ha hecho una comparación entre los modelos analizados mediante la realización de varios modelos de cálculo y se ha llegado a la conclusión de que el modelo desarrollado por Paulay y Priestley[23] se acerca al promedio obtenido con los otros modelos. Desde otro punto de vista se puede decir que, la expresión desarrollada por Paulay y Priestley[23] es sencillo y de muy fácil aplicación, por lo que optaremos este modelo para el análisis de estructuras con mampostería acoplada.

### Matriz de rigidez de elemento mampostería

En la figura 4.7, se presenta el modelo de cálculo, en la cual se aprecia el modelo de puntal equivalente que tiene una rigidez axial EA. También se presenta el sistema de coordenadas globales para la diagonal equivalente. Se debe de indicar que, en lugar de considerar la

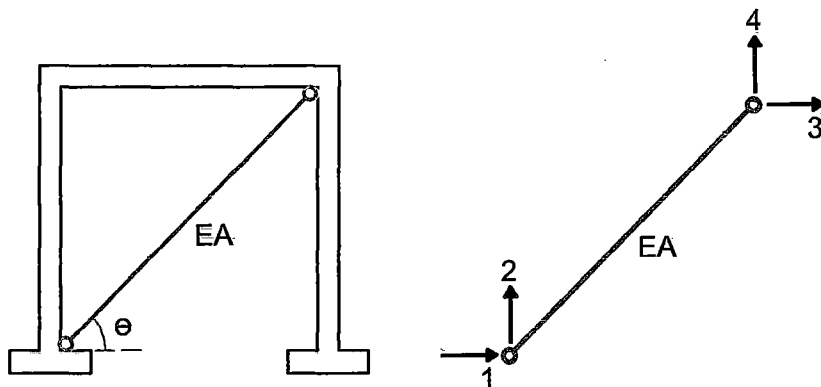


Figura 4.7: Modelo de la diagonal equivalente

diagonal equivalente de la Figura 4.7 se pudo haber considerado la otra diagonal como en la Figura 4.4. Cualquiera de los dos casos es válido por que el sismo actúa en los dos sentidos. La matriz de rigidez de la diagonal equivalente en coordenadas globales es la siguiente:

$$K = \frac{E_m A}{L} \begin{pmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta \\ -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{pmatrix}$$

$$A = (a) (t) \quad (4.2.27)$$

Una vez definido la matriz de rigidez de la mampostería, por medio del modelo de la diagonal equivalente se encuentra la matriz de rigidez de la estructura por ensamblaje directo y luego se aplica la condensación estática para hallar la matriz de rigidez lateral del pórtico, considerando la mampostería.

### 4.2.3. Curva de capacidad de muros de mampostería confinada

Es conocido que los parámetros más importantes que influyen en el comportamiento sísmico de las edificaciones son la rigidez y resistencia lateral, así como la ductilidad que pueden desarrollar. De acuerdo a los resultados de los experimentos desarrollados en el Perú, por el investigador Angel San Bartolomé[32], la resistencia lateral " $V_{agrietamiento}$ " se alcanza para una distorsión angular de aproximadamente 1/800 y se mantiene constante hasta una distorsión de 1/200, la cual constituye el límite hasta el cual el sistema es reparable. Posteriormente, el sistema degrada su resistencia y al fallar las columnas de confinamiento ocurre el colapso. El cociente entre la distorsión máxima hasta la cual es posible la repa-

ración y la distorsión de agrietamiento diagonal, constituye una medida de la ductilidad que la estructura puede desarrollar como se muestra en la Figura 4.8.

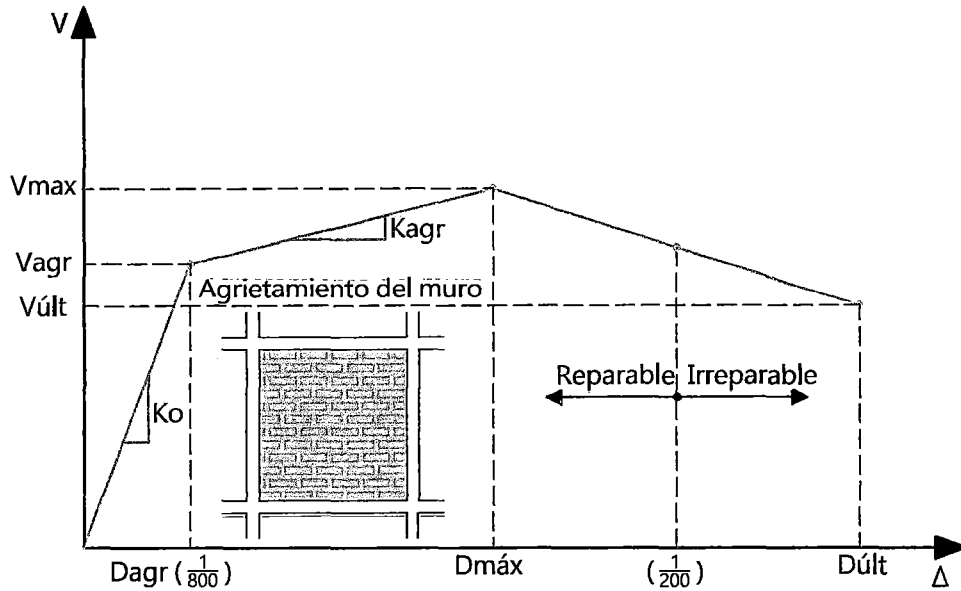


Figura 4.8: Curva de capacidad de muro de mampostería confinada

De acuerdo a los resultados experimentales, las edificaciones de albañilería en el Perú debidamente proyectados y construidas pueden desarrollar ductilidades de desplazamientos cercanas a 4 manteniendo la posibilidad de reparación y la ductilidad máxima sin peligro de colapso puede estimarse en 5.

Donde :  $K_0$  es la rigidez inicial del muro en el rango elástico,  $K_{agr}$  rigidez de muro fisurado

## Capítulo 5

# Diseño Sísmico por Desempeño de un Módulo de la Infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil-UNSC

### 5.1. Aspectos Generales

#### 5.1.1. Descripción general del Proyecto

La edificación de la escuela de formación profesional de Ingeniería Civil está ubicada en la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de San Críobal de Huamanga, sobre un tipo de suelo  $S_2$ , característico de la zona. De acuerdo al Plan Maestro el terreno asignado para el proyecto es la Manzana N, que cuenta con un área de  $15,360.07 \text{ m}^2$ . La infraestructura está dividido en 06 Módulos, como se describe a continuación:

■ **Módulo N° 01:**

Consta de 2 niveles y 06 Aulas, donde en el primer y segundo piso existen 03 Aulas respectivamente de 14.38m x 8.80m, corredor de circulación en el primer nivel y la circulación vertical del primer piso al segundo piso a través de una rampa.

■ **Módulo N° 02:**

Consta de 2 niveles donde se ha proyectado 01 Aula, 02 Centros de cómputo, 01 Salón de dibujo y dos SS.HH (varones y mujeres). Entre los módulos 01 y 02 se ubica la escalera que comunica los distintos niveles de los mismos.

■ **Módulo N° 03:**

Consta de 3 niveles y múltiples ambientes destinados para la administración (oficina), como se describe a continuación:

● **Primer piso**

En este nivel se ubican ambientes destinados para: Centros de cómputo, Librería, Fotocopias, Cafetín, Cocina y 01 SS.HH (varones y mujeres)

● **Segundo piso**

En este nivel se ubican ambientes destinados para: La Biblioteca virtual, Cubículos de asesoría, Sala de espera, Depósito de material educativo, Sala de lectura, 01 SS.HH (varones y mujeres) y Corredor de circulación.

● **Tercer piso**

En este nivel se ubican ambientes destinados para:

- Dirección de la Escuela
- Ambientes Múltiples

■ **Módulo N° 04:**

Consta de 01 nivel y 01 ambiente destinado para Aula Magna.

■ **Módulo N° 05:**

● **Primer piso**

Conformado por la actual infraestructura existente, compuesto por: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Laboratorio de Resistencia de Materiales, Gabinete de Fotogrametría, Gabinete de Resistencia de Materiales, Exhibición de Materiales, Taller de Instalaciones Sanitarias y Eléctricas, Laboratorio de Hidráulica.

● **Segundo piso**

Gabinete de Topografía y Gabinete de Dibujo.

■ **Módulo N° 06:**

Ambiente proyectado para Laboratorio de Estructuras, en un área de  $450 m^2$ .

## 5.2. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3

Como alcance de la presente investigación, ésta centrará la atención, únicamente, en el estudio de la estructura correspondiente al Módulo N° 03. El diseño sísmico realizado es comparativo, es decir con y sin la incorporación de la mampostería. La edificación está destinada para la administración (oficina), cuenta con un área en planta de aproximadamente  $410 m^2$ , de tres pisos y una altura total de 9.60m, es una estructura que muestra irregularidades en planta (ver planos).

### 5.2.1. Selección de los Objetivos de Desempeño

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño, definiremos en función del desempeño estructural, que debe tener una edificación destinada para oficinas, clasificada como edificaciones básicas o comunes por el comité VISION 2000.

Estructuras Básicas	
Sismo de Diseño	Nivel de Desempeño
Frecuente	Totalmente Operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad de vida
Muy raro	cerca del colapso

Cuadro 5.1: Objetivos de Desempeño Sísmico para estructuras Básicas.

### 5.2.2. Localización del Proyecto y Sismos de Diseño

La edificación se emplazará en la ciudad de Ayacucho, por lo tanto le corresponde la zona 2, de acuerdo a la zonificación actual de E.030. Los sismos de Diseño considerados para el presente proyecto son: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro.

### 5.2.3. Obtención de Espectros de Demanda Elástico

#### ■ Sismo Raro

Parámetros	
Factor de Zona (Z)	0.3
Coefficiente de uso e importancia (U)	1.0
Factor de suelo (S)	1.2
Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo (Tp)	0.6
Factor de reducción de las fuerzas sísmicas (R) <sup>1</sup>	1.0
Aceleración de la gravedad (g) <sup>2</sup>	1.0

1. El factor de reducción de las fuerzas sísmicas se toma como la unidad por tratarse de un espectro elástico

2. El valor de la aceleración de la gravedad se introduce como tal, ya en el programa computacional (9,81m/s<sup>2</sup>)

Cuadro 5.2: Parámetros para la obtención del espectro de demanda para el sismo raro.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R}g \quad (5.2.1)$$

5.2. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3

$$S_d = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a \quad (5.2.2)$$

$$C = 2,5 \left( \frac{\bar{T}_P}{T} \right) \leq 2,5 \quad (5.2.3)$$

Periodo (T)	C	Sa	Sd
0.01	2.500	0.900	0.000
0.15	2.500	0.900	0.001
0.30	2.500	0.900	0.002
0.45	2.500	0.900	0.005
0.56	2.500	0.900	0.007
0.60	2.500	0.900	0.008
0.70	2.143	0.771	0.010
0.80	1.875	0.675	0.011
0.90	1.667	0.600	0.012
1.00	1.500	0.540	0.014
1.10	1.364	0.491	0.015
1.20	1.250	0.450	0.016
1.30	1.154	0.415	0.018
1.40	1.071	0.386	0.019
1.50	1.000	0.360	0.021
1.60	0.938	0.338	0.022
1.70	0.882	0.318	0.023
1.80	0.833	0.300	0.025
1.90	0.789	0.284	0.026
2.00	0.750	0.270	0.027
2.10	0.714	0.257	0.029
2.20	0.682	0.245	0.030
2.30	0.652	0.235	0.031
2.40	0.625	0.225	0.033
2.50	0.600	0.216	0.034
2.60	0.577	0.208	0.036
2.70	0.556	0.200	0.037
2.80	0.536	0.193	0.038
2.90	0.517	0.186	0.040
3.00	0.500	0.180	0.041
3.10	0.484	0.174	0.042
3.11	0.482	0.174	0.043

Cuadro 5.3: Periodo, Factor de amplificación sísmica, Aceleración espectral y Desplazamiento para el sismo Raro.

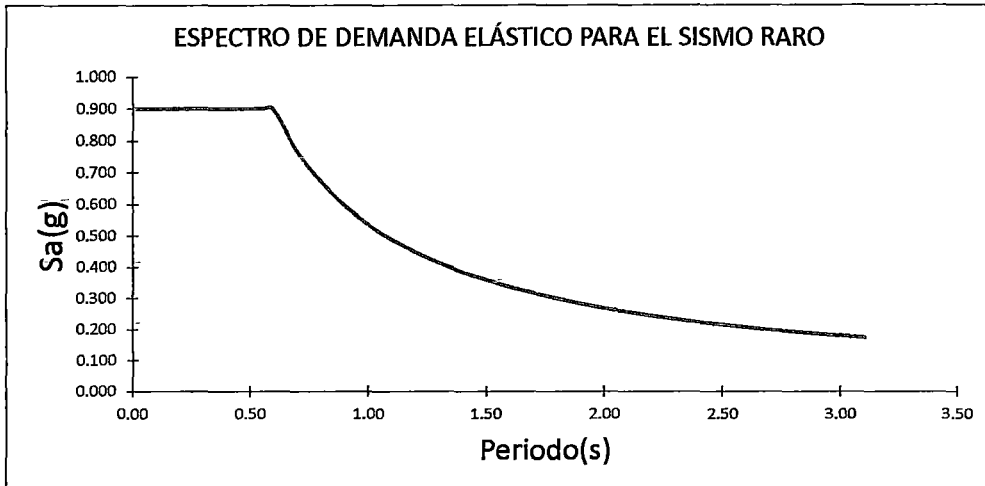


Figura 5.1: Espectro de demanda elástica para el sismo raro en formato Sa-T

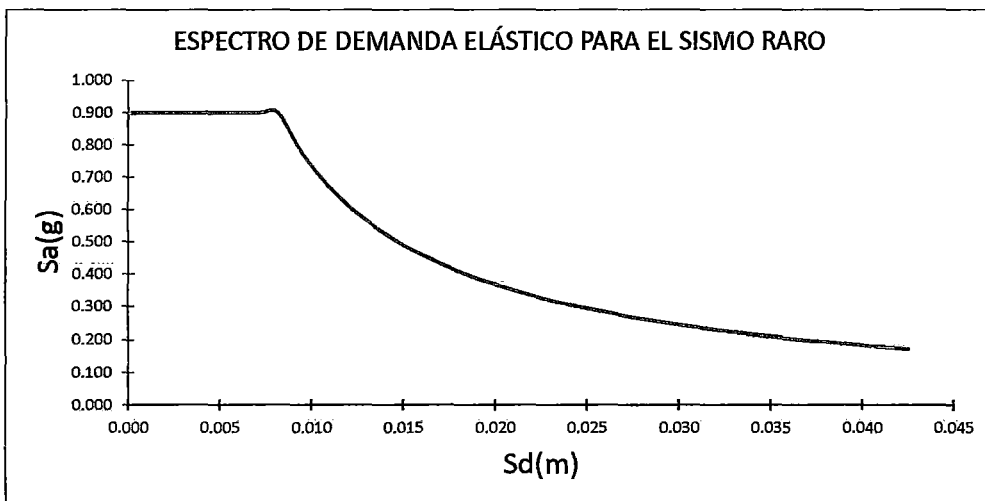


Figura 5.2: Espectro de demanda elástica para el sismo raro en formato Sa-Sd

■ Sismo frecuente

Se obtiene empleando los mismo datos del Cuadro 5.4, pero con la diferencia de que el factor de zona se tiene que dividir por tres y ajustar la aceleración espectral para un factor de  $\xi = 2\%$  a través de la ecuación 5.2.4.

$$f_a = \left(\frac{5}{\xi}\right)^{0,04} \tag{5.2.4}$$

5.2. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3

$$Sa_f = f_a \left( \frac{ZUCS}{3R} g \right) \quad (5.2.5)$$

$$Sd_f = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 Sa_f \quad (5.2.6)$$

Periodo(T)	$Sa_f$	$Sd_f$
0.01	0.374	0.000
0.15	0.374	0.000
0.30	0.374	0.001
0.45	0.374	0.002
0.56	0.374	0.003
0.60	0.374	0.003
0.70	0.321	0.004
0.80	0.281	0.005
0.90	0.249	0.005
1.00	0.224	0.006
1.10	0.204	0.006
1.20	0.187	0.007
1.30	0.173	0.007
1.40	0.160	0.008
1.50	0.150	0.009
1.60	0.140	0.009
1.70	0.132	0.010
1.80	0.125	0.010
1.90	0.118	0.011
2.00	0.112	0.011
2.10	0.107	0.012
2.20	0.102	0.013
2.30	0.098	0.013
2.40	0.094	0.014
2.50	0.090	0.014
2.60	0.086	0.015
2.70	0.083	0.015
2.80	0.080	0.016
2.90	0.077	0.016
3.00	0.075	0.017
3.10	0.072	0.018
3.11	0.072	0.018

Cuadro 5.4: Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para el sismo Frecuente.

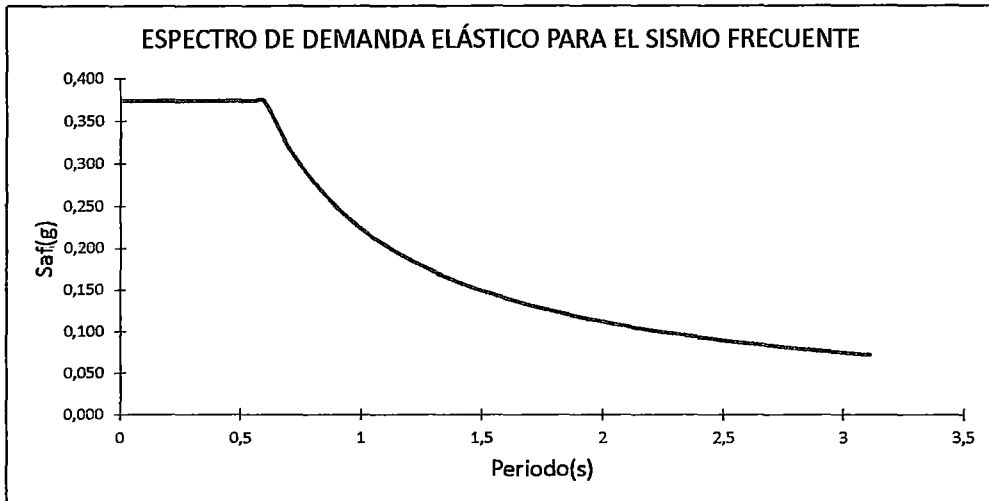


Figura 5.3: Espectro de demanda elástica para el sismo Frecuente en formato  $Sa_f - T$

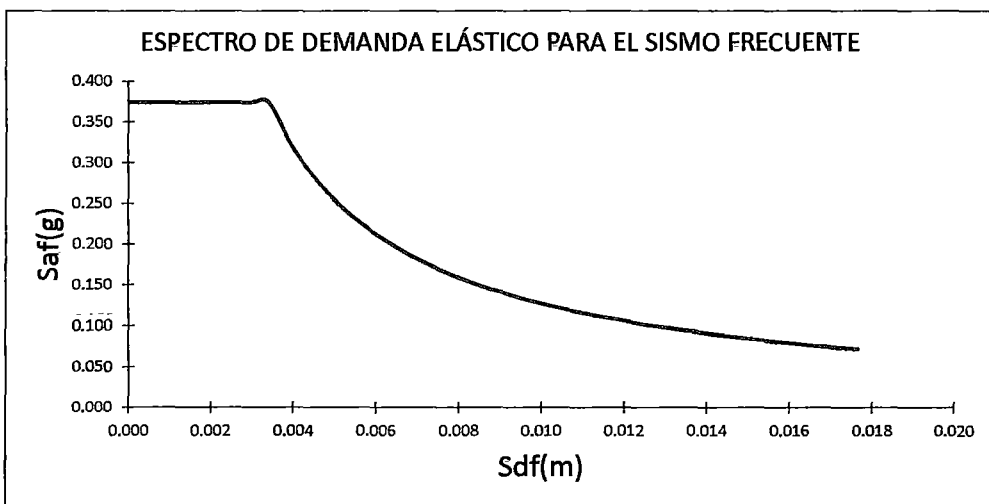


Figura 5.4: Espectro de demanda elástica para el sismo Frecuente en formato  $Sa_f - S_d_f$

■ Sismo Ocasional

El espectro de demanda elástica para el sismo Ocasional se obtiene multiplicando las ordenadas espectrales del sismo Frecuente por el coeficiente de 1.4. El hecho de multiplicar las ordenadas espectrales por 1.4 del sismo Frecuente significa que el sismo Ocasional es 40% mayor que el sismo Frecuente.

$$Sa_o = 1,4 \left( f_a \frac{ZUCS}{3R} g \right) \quad (5.2.7)$$

$$Sd_o = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 Sa_o \quad (5.2.8)$$

Periodo(T)	$Sa_o$	$Sd_o$
0.01	0.524	0.000
0.15	0.524	0.000
0.30	0.524	0.001
0.45	0.524	0.003
0.56	0.524	0.004
0.60	0.524	0.005
0.70	0.449	0.006
0.80	0.393	0.006
0.90	0.349	0.007
1.00	0.314	0.008
1.10	0.286	0.009
1.20	0.262	0.010
1.30	0.242	0.010
1.40	0.224	0.011
1.50	0.210	0.012
1.60	0.196	0.013
1.70	0.185	0.014
1.80	0.175	0.014
1.90	0.165	0.015
2.00	0.157	0.016
2.10	0.150	0.017
2.20	0.143	0.018
2.30	0.137	0.018
2.40	0.131	0.019
2.50	0.126	0.020
2.60	0.121	0.021
2.70	0.116	0.021
2.80	0.112	0.022
2.90	0.108	0.023
3.00	0.105	0.024
3.10	0.101	0.025
3.11	0.101	0.025

Cuadro 5.5: Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para el sismo Ocasional.

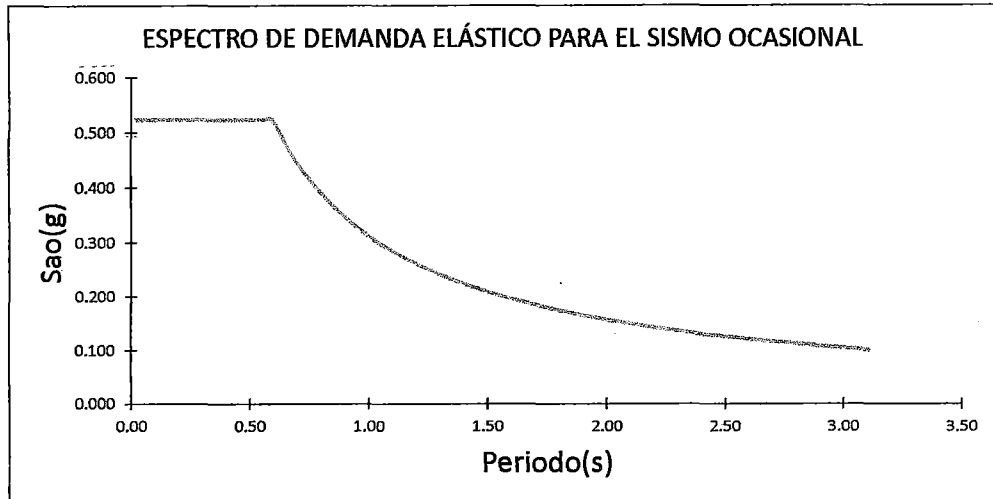


Figura 5.5: Espectro de demanda elástica para el sismo Ocasional en formato  $Sa_o - T$

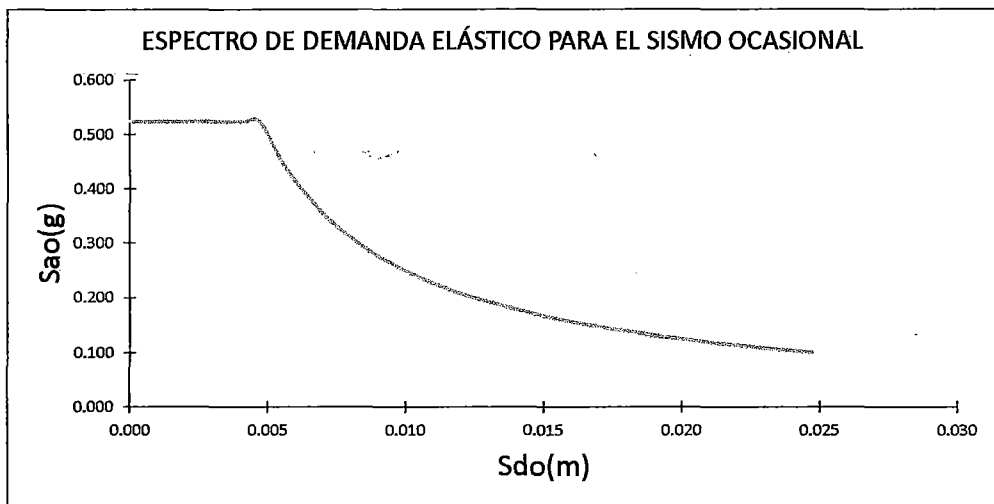


Figura 5.6: Espectro de demanda elástica para el sismo Ocasional en formato  $Sa_o - Sd_o$

■ Sismo Muy raro

El espectro de demanda elástica para el sismo Muy raro se obtiene multiplicando las ordenadas espectrales del sismo Severo por el factor de 1.3. El hecho de multiplicar las ordenadas espectrales del sismo Raro por el factor de 1.3 significa que el sismo Muy raro es 30 % mayor que el sismo Severo. A continuación se muestra el espectro elástico tanto en el formato  $Sa_{mr} - T$  y  $Sa_{mr} - Sd_{mr}$ .

5.2. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3

$$Sa_{mr} = 1,3 \left( \frac{ZUCS}{R} g \right) \quad (5.2.9)$$

$$Sd_{mr} = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 Sa_{mr} \quad (5.2.10)$$

Periodo(T)	$Sa_{mr}$	$Sd_{mr}$
0.01	1.170	0.000
0.15	1.170	0.001
0.30	1.170	0.003
0.45	1.170	0.006
0.56	1.170	0.009
0.60	1.170	0.011
0.70	1.003	0.012
0.80	0.878	0.014
0.90	0.780	0.016
1.00	0.702	0.018
1.10	0.638	0.020
1.20	0.585	0.021
1.30	0.540	0.023
1.40	0.501	0.025
1.50	0.468	0.027
1.60	0.439	0.028
1.70	0.413	0.030
1.80	0.390	0.032
1.90	0.369	0.034
2.00	0.351	0.036
2.10	0.334	0.037
2.20	0.319	0.039
2.30	0.305	0.041
2.40	0.293	0.043
2.50	0.281	0.044
2.60	0.270	0.046
2.70	0.260	0.048
2.80	0.251	0.050
2.90	0.242	0.052
3.00	0.234	0.053
3.10	0.226	0.055
3.11	0.226	0.055

Cuadro 5.6: Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para el sismo Muy raro.

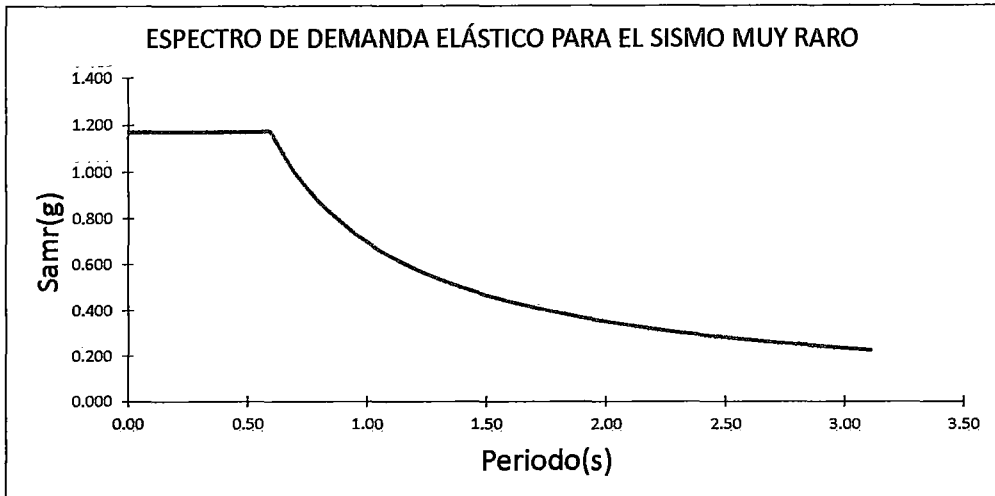


Figura 5.7: Espectro de demanda elástica para el sismo Muy raro en formato  $Sa_{mr} - T$

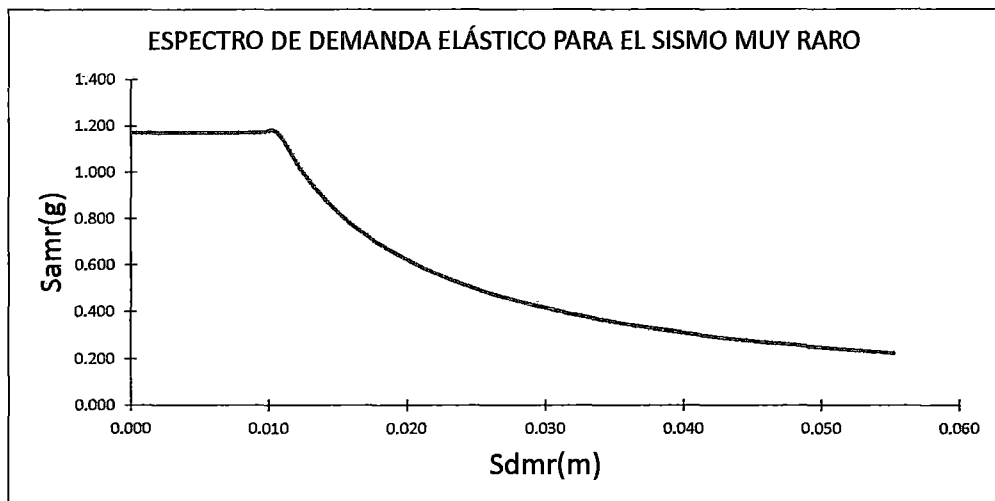


Figura 5.8: Espectro de demanda elástica para el sismo Muy raro en formato  $Sa_{mr} - Sd_{mr}$

#### 5.2.4. Resumen de Espectros de Demanda Elástica

Se presenta en un sólo grafico los cuatro Espectros de Demanda Elástica para la mejor visualización y comparación del mismo. Los Espectros de Demanda se presentan tanto en formato tradicional  $Sa = T$  como en el formato ADRS<sup>1</sup> ( $Sa = Sd$ ).

<sup>1</sup>ADRS.- Acrónimos de la palabra inglesa: Acceleration Displacement Response Spectra, que significa en español Espectro de Respuesta de Aceleración y de Desplazamiento.

ESPECTRO DE ACELERACIONES Y DE DESPLAZAMIENTO								
PERIODO (seg)	FRECUENTE		OCASIONAL		RARO		MUY RARO	
	$Sa_f$	$Sd_f$	$Sa_o$	$Sd_o$	$Sa$	$Sd$	$Sa_{mr}$	$Sd_{mr}$
0.01	0.374	0.000	0.524	0.000	0.900	0.000	1.170	0.000
0.15	0.374	0.000	0.524	0.000	0.900	0.001	1.170	0.001
0.30	0.374	0.001	0.524	0.001	0.900	0.002	1.170	0.003
0.45	0.374	0.002	0.524	0.003	0.900	0.005	1.170	0.006
0.56	0.374	0.003	0.524	0.004	0.900	0.007	1.170	0.009
0.60	0.374	0.003	0.524	0.005	0.900	0.008	1.170	0.011
0.70	0.321	0.004	0.449	0.006	0.771	0.010	1.003	0.012
0.80	0.281	0.005	0.393	0.006	0.675	0.011	0.878	0.014
0.90	0.249	0.005	0.349	0.007	0.600	0.012	0.780	0.016
1.00	0.224	0.006	0.314	0.008	0.540	0.014	0.702	0.018
1.10	0.204	0.006	0.286	0.009	0.491	0.015	0.638	0.020
1.20	0.187	0.007	0.262	0.010	0.450	0.016	0.585	0.021
1.30	0.173	0.007	0.242	0.010	0.415	0.018	0.540	0.023
1.40	0.160	0.008	0.224	0.011	0.386	0.019	0.501	0.025
1.50	0.150	0.009	0.210	0.012	0.360	0.021	0.468	0.027
1.60	0.140	0.009	0.196	0.013	0.338	0.022	0.439	0.028
1.70	0.132	0.010	0.185	0.014	0.318	0.023	0.413	0.030
1.80	0.125	0.010	0.175	0.014	0.300	0.025	0.390	0.032
1.90	0.118	0.011	0.165	0.015	0.284	0.026	0.369	0.034
2.00	0.112	0.011	0.157	0.016	0.270	0.027	0.351	0.036
2.10	0.107	0.012	0.150	0.017	0.257	0.029	0.334	0.037
2.20	0.102	0.013	0.143	0.018	0.245	0.030	0.319	0.039
2.30	0.098	0.013	0.137	0.018	0.235	0.031	0.305	0.041
2.40	0.094	0.014	0.131	0.019	0.225	0.033	0.293	0.043
2.50	0.090	0.014	0.126	0.020	0.216	0.034	0.281	0.044
2.60	0.086	0.015	0.121	0.021	0.208	0.036	0.270	0.046
2.70	0.083	0.015	0.116	0.021	0.200	0.037	0.260	0.048
2.80	0.080	0.016	0.112	0.022	0.193	0.038	0.251	0.050
2.90	0.077	0.016	0.108	0.023	0.186	0.040	0.242	0.052
3.00	0.075	0.017	0.105	0.024	0.180	0.041	0.234	0.053
3.10	0.072	0.018	0.101	0.025	0.174	0.042	0.226	0.055
3.11	0.072	0.018	0.101	0.025	0.174	0.043	0.226	0.055

Cuadro 5.7: Periodo, Aceleración espectral, Desplazamiento espectral para los sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro.

En las Figuras 5.9 y 5.10 se muestra los cuatro espectros de Demanda elásticos que se hallaron a partir de los parámetros mostrados en el Cuadro 5.7, se debe precisar que en el cálculo de los espectros de Demanda elásticos el valor de Factor de Uso e Importancia se tomó la unidad por tratarse de una evaluación de la estructura y así mismo el valor de la aceleración de la gravedad también se tomó como la unidad, debido a que en el programa computacional utilizado se introdujo este valor como tal ( $g = 9,81m/s^2$ ).

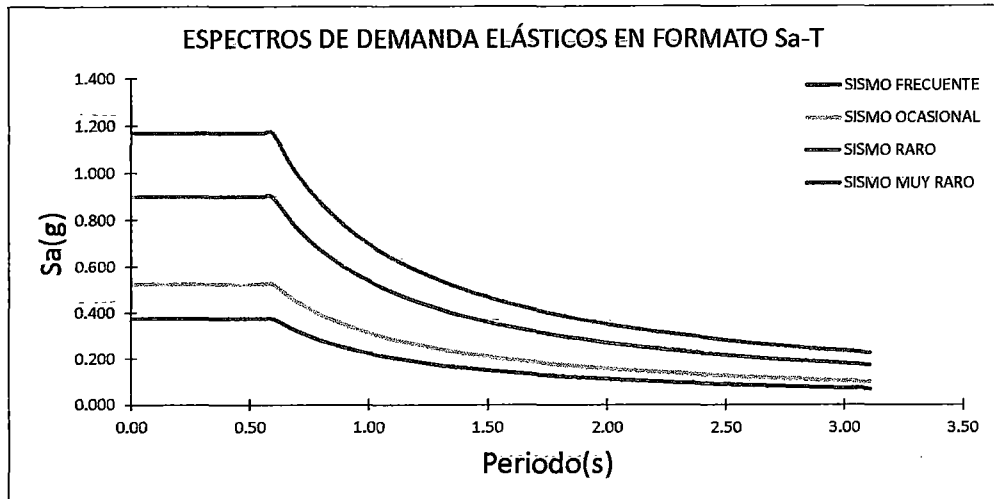


Figura 5.9: Espectro de demanda elástica para los sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro en el formato  $S_a - T$

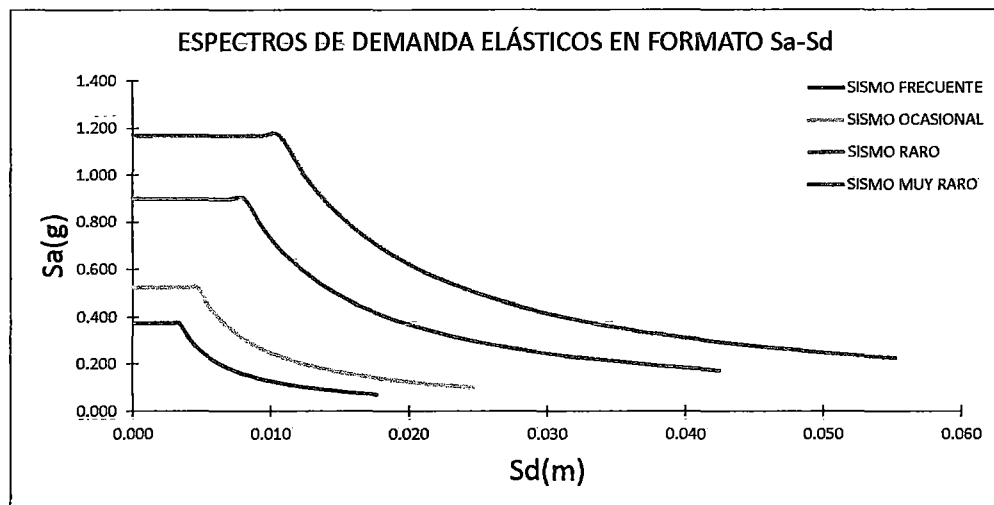


Figura 5.10: Espectro de demanda elástica para los sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro en el formato  $S_a - S_d$

### 5.2.5. Diseño Conceptual (Arquitectónico)

La distribución de los ambientes (espacios) está determinado por la parte arquitectónica definida en una etapa inicial del proyecto. Los ambientes del Módulo N°03 son irregulares, es decir tienen discontinuidad significativa tanto en planta y elevación en su configuración resistente a fuerzas laterales. El sistema estructural optado para el presente proyecto es

de Concreto Armado netamente aperticado constituido por columnas y vigas. Se debe precisar que en esta investigación se realiza dos tipos de diseño sísmico comparativo, uno sin considerar el aporte de mampostería a la resistencia lateral (rigidez lateral) de la estructura, es decir considerando como carga lineal distribuida y otro diseño sísmico considerando el efecto de mampostería modelizando como diagonal equivalente como se ha descrito en el capítulo 4.

### 5.2.6. Diseño Preliminar y Diseño Final (Estructural)

#### Planteamiento Estructural

En primer término se realiza el planteamiento estructural, en forma individual aislando de la circulación vertical (escaleras). El hecho de no aislar los elementos como escaleras produce efectos de torsión en la edificación, debido a que este elemento posee gran rigidez lateral, por ello se recomienda que toda edificación debe ser diseñada en forma individual. La sección transversal de las líneas resistentes como las columnas se ha determinado desde el punto de vista de la *rigidez lateral*, es decir que la rigidez lateral debe ser igual en ambas direcciones. De esta manera eligiendo secciones tipo “T”, “L”, “Cross”. El concepto de las vigas principales y secundarios se ha descartado totalmente en esta investigación, peraltando las “vigas principales” y “vigas secundarias” de igual dimensión, pues el sismo no distingue cual es secundario ni principal.

#### Propiedad de los materiales y elementos

Las propiedades empleados en el presente proyecto de investigación son los siguientes:

- Propiedad de concreto

$$f'c \equiv 210 \frac{kg}{cm^2} \quad (5.2.11)$$

## 5.2. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad (5.2.12)$$

$$v = 0,15 \quad (5.2.13)$$

### ■ Propiedad de acero de refuerzo

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad (5.2.14)$$

$$E_a = 2,1 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2} \quad (5.2.15)$$

### ■ Propiedad de Albañilería

Ladrillos clase IV, sólido (30% huecos), tipo King Kong industrial de arcilla

$$f'_m = 65 \frac{kg}{cm^2} \quad (5.2.16)$$

$$E_m = 500 (f'_m) \quad (5.2.17)$$

$$\gamma_m = 1800 \frac{kg}{m^3} \quad (5.2.18)$$

$$v = 0,25 \quad (5.2.19)$$

## Predimensionamiento de los elementos estructurales

### Predimensionamiento de la losa aligerada

La luz entre los ejes C-D (ver plano); oscila alrededor de 6.5m; según la Norma de Concreto Armado E.060, para no chequear las deflexiones se debe emplear la expresión 5.2.20:

$$h \geq \frac{l}{25} \quad (5.2.20)$$

Aligerado	
Luz de cálculo(m)	6,5
Peralte calculado(m)	0,26
Peralte optado(m)	0,25

Cuadro 5.8: Predimensionamiento de las losa aligerada.

### Predimensionamiento de vigas

El peralte y la base de la viga se predimensiona a través de las siguientes expresiones:

$$h = \left( \frac{1}{10} a \frac{1}{12} \right) l \quad (5.2.21)$$

$$b = \left( \frac{3}{10} a \frac{1}{2} \right) h \quad (5.2.22)$$

La luz del eje D-D entre los ejes 3-4 es aproximadamente 6.60m

Peralte	
luz de cálculo(m)	6,60
$\frac{l}{10}$	0,55
$\frac{l}{12}$	0,66
Peralte optado(m)	0,70

Cuadro 5.9: Cálculo de peralte de las viga

Base	
peralte de viga(m)	0,70
$\frac{3}{10}h$	0,21
$\frac{1}{2}h$	0,35
Base optado(m)	0,30

Cuadro 5.10: Cálculo de base de la viga

## Predimensionamiento de columnas

### ■ Columnas esquineras y excéntricas

$$Area = \frac{P(servicio)}{0,35f'c} \quad (5.2.23)$$

$$P(servicio) = P.A.N^1 \quad (5.2.24)$$

Área tributaria( $m^2$ )	30
Número de pisos	3
Peso aproximado( $kg/m^2$ )	1000
$f'c(kg/cm^2)$	210
Área calculada( $cm^2$ )	1224,49

Cuadro 5.11: Cálculo de área para columnas excéntricas y esquineras

medidas	Tipo de sección	
	Sección T	Sección L
Altura(m)	0,7	0,7
base(m)	0,7	0,7
espesor de alma(m)	0,3	0,3
espesor de base(m)	0,3	0,3
área propuesta ( $cm^2$ )	3300	3300

Cuadro 5.12: Área propuestas para columnas excéntricas y esquineras

### ■ Columnas céntricas

Las columnas céntricas se predimensionan a través de la siguiente expresión:

$$Area = \frac{P(servicio)}{0,45f'c} \quad (5.2.25)$$

<sup>1</sup>Donde: "P" es el peso estimado de la edificación en  $kg/m^2$  de acuerdo a la categoría de la edificación, "A" es la área tributaria, "N" número de pisos de la edificación.

Datos de cálculo	
Área tributaria( $m^2$ )	36
Número de pisos	3
Peso aproximado( $kg/m^2$ )	1000
f'c( $kg/cm^2$ )	210
Area calculada( $cm^2$ )	1142,86

Cuadro 5.13: Cálculo de áreas para columnas céntricas

medidas	Tipo de sección
	Cross
Altura(m)	0,7
base(m)	0,7
espesor de alma(m)	0,3
espesor de base(m)	0,3
área propuesta( $cm^2$ )	3300

Cuadro 5.14: Área propuestas para columnas céntricas

### Metrado de cargas que recibirá la losa aligerada

	Losa aligerada	Acabados	Tabiquería móvil	CM	CV
	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$
Primer nivel	350	100	150	600	250
Segundo nivel	350	100	150	600	250

Cuadro 5.15: Metrado de cargas gravitacionales que recibirá la losa aligerada.

	Losa aligerada	Cielo raso	Acabado de azotea	CM	CV
	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$
Tercer nivel	350	30	40	420	100

Cuadro 5.16: Metrado de cargas gravitacionales que recibirá la azotea

## Metrado de cargas que recibirá el corredor (circulación horizontal)

	Losa aligerada	Acabados	CM	CV
	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$	$kg/m^2$
Corredor	350	30	380	400

Cuadro 5.17: Metrado de cargas gravitacionales que recibirá el corredor

## Metrado de muros de mampostería

Primer nivel				
Eje	Espesor de muro	altura	Peso específico	Carga
	m	m	$kg/m^3$	$kg/m^2$
Eje 2-2 entre los ejes G-G y F-F	0,25	1,5	1800	675
Eje 2-2 entre los ejes F-F y E-E	0,25	2,1	1800	945
Eje 3-3 entre los ejes E-E y F-F	0,25	2,6	1800	1170
Eje 4-4 entre los ejes G-G y E-E	0,25	2,6	1800	1170
Eje G-G entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	0,8	1800	360
Eje G-G entre los ejes 2-2 y 3-3	0,25	0,8	1800	360
Eje F-F entre los ejes 2-2 y 3-3	0,15	2,6	1800	702
Eje E-E entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	2,6	1800	1170
Eje E-E entre los ejes 2-2 y 3-3	0,25	2,6	1800	1170
Eje D-D entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	1,1	1800	495
Eje D-D entre los ejes 1-1 y 3-3	0,25	1,1	1800	495
Eje C-C entre los ejes 3-3 y 4-4	0,15	1,1	1800	297
Eje B-B entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	2,6	1800	1170
Eje 4-4 entre los ejes D-D y C-C	0,25	0,4	1800	180
Eje 4-4 entre los ejes C-C y B-B	0,25	0,4	1800	180
Eje 3-3 entre los ejes D-D y C-C	0,25	2,6	1800	1170
Eje 3-3 entre los ejes C-C y B-B	0,25	2,6	1800	1170
Eje 3-3 entre los ejes B-B y A-A	0,25	2,6	1800	1170
Eje 1-1 entre los ejes C-C y D-D	0,25	2,1	1800	945
Eje 1-1 entre los ejes B-B y C-C	0,25	2,6	1800	1170

Cuadro 5.18: Metrado de muros de mampostería del primer nivel de la edificación

Segundo nivel				
Eje	Espesor de muro	altura	Peso específico	Carga
	m	m	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>
Eje 2-2 entre los ejes G-G Y F-F	0,25	1,5	1800	675
Eje 2-2 entre los ejes F-F y E-E	0,25	2,1	1800	945
Eje 3-3 entre los ejes G-G Y F-F	0,15	2,6	1800	702
Eje 4-4 entre los ejes G-G Y E-E	0,25	2,6	1800	1170
Eje F-F entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	2,6	1800	1170
Eje E-E entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	2,6	1800	1170
Eje E-E entre los ejes 2-2 y 3-3	0,25	1,6	1800	720
Eje D-D entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	1,1	1800	495
Eje D-D entre los ejes 1-1 y 3-3	0,25	1,1	1800	495
Eje B-B entre los ejes 3-3 y 4-4	0,25	2,6	1800	1170
Eje 4-4 entre los ejes D-D y C-C	0,25	0,4	1800	180
Eje 4-4 entre los ejes C-C y B-B	0,25	0,4	1800	180
Eje 3-3 entre los ejes D-D y C-C	0,25	2,6	1800	1170
Eje 3-3 entre los ejes C-C y B-B	0,25	2,6	1800	1170
Eje 3-3 entre los ejes B-B y A-A	0,25	2,6	1800	1170
Eje 1-1 entre los ejes C-C y D-D	0,25	2,6	1800	1170
Eje 1-1 entre los ejes B-B y C-C	0,25	2,1	1800	945

Cuadro 5.19: Metrado de muros de mampostería del segundo nivel de la edificación

### 5.2.7. Análisis Estructural

Mediante el Análisis estructural<sup>1</sup> se determina los efectos de una sollicitación aplicada en la estructura, como las fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y las deformaciones.

#### Análisis Sísmico

El análisis sísmico se realiza en primer término con la Norma Técnica de Edificaciones E.030 de Diseño Sísmo Resistente, para verificar luego el Performance estructural.

<sup>1</sup>El Análisis Estructural.- Es una ciencia que estudia la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad en las obras[56]

### Análisis dinámico lineal (Método combinación modal espectral)

Se ha optado por este procedimiento de análisis sísmico, tomando en cuenta la configuración estructural de la edificación en estudio. Para el modelamiento tridimensional de la estructura se utilizó el programa computacional ETABS 2013 V 13.1.2, como se muestra en las Figuras 5.11, 5.12 y 5.13. Se debe precisar que en este análisis se trabaja con el espectro de demanda reducido para el sismo severo, para obtener las características dinámicas de la estructura.

### Modelo de cálculo en ETABS

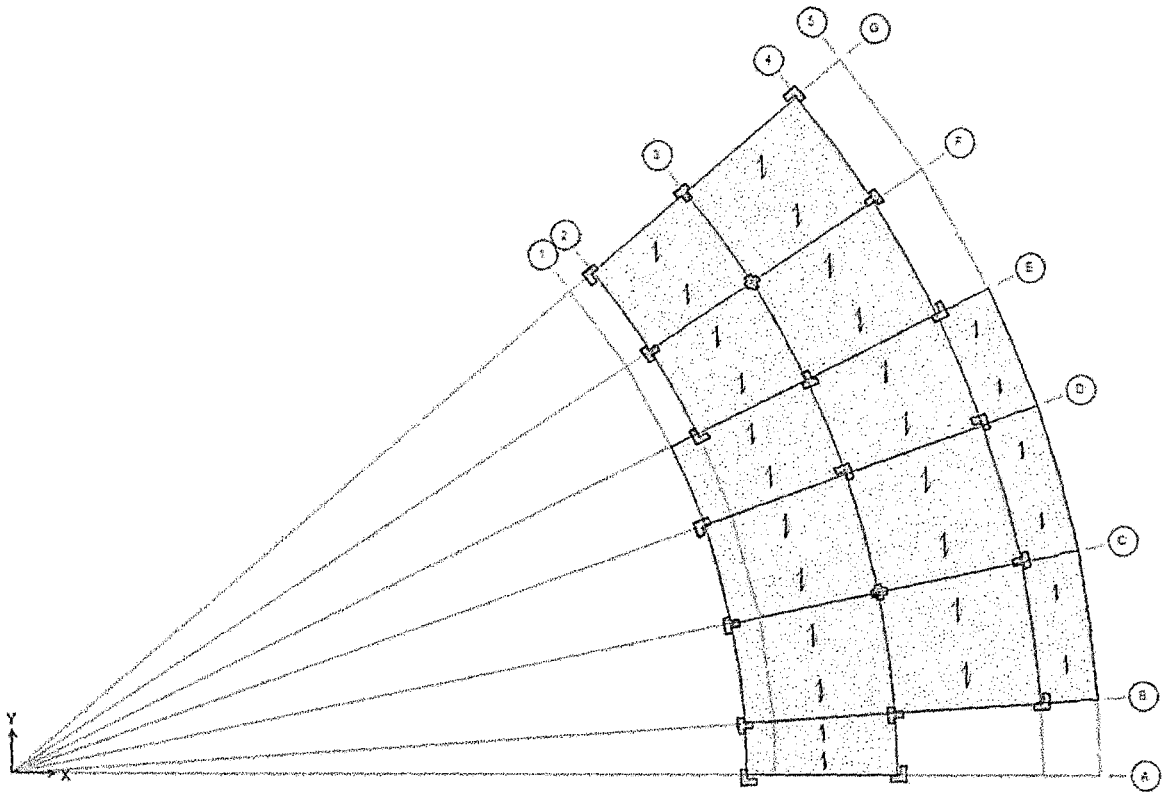


Figura 5.11: Vista en planta de la estructura en ETABS

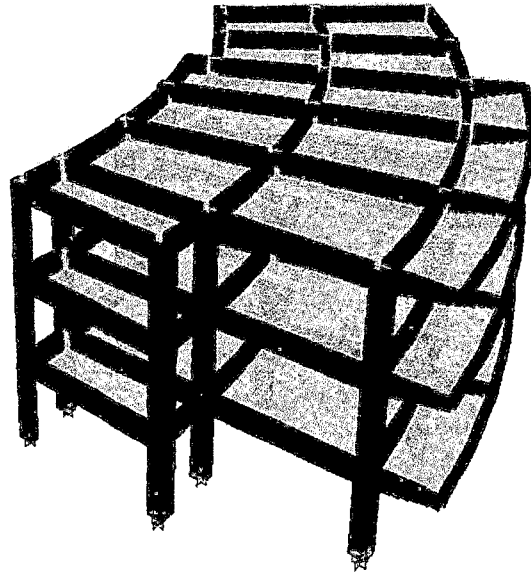


Figura 5.12: Vista en 3D de la estructura en ETABS

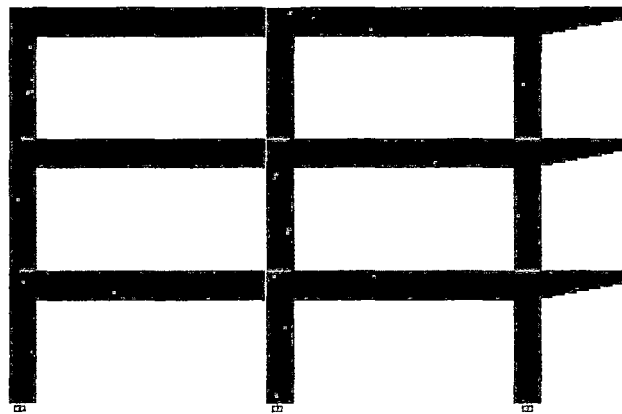


Figura 5.13: Elevación lateral de la estructura en ETABS

### Configuración estructural de la edificación

La estructura es clasificada como irregular, por presentar una irregularidad en planta de esquina estrante en 49 % de la dimensión en planta, que es 29 % mayor de lo permitido por la norma E.030. La norma permite como máximo 20 %. Esto implica utilizar el factor de penalidad de 3/4 para el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

### Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones analizadas se utilizó el espectro de demanda reducido (inelástico) de pseudo aceleraciones definido por la Norma E.030. Los parámetros sísmicos para obtener la curva de pseudo aceleración se muestra en la Tabla 5.20.

Parámetros	
Z	0,3
U	1
S	1,2
R	8
T <sub>p</sub>	0,6
g	9,81
$\phi_a \phi_p$	3/4

Cuadro 5.20: Parámetros sísmicos

$$C = 2,5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \leq 2,5 \quad (5.2.26)$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (5.2.27)$$

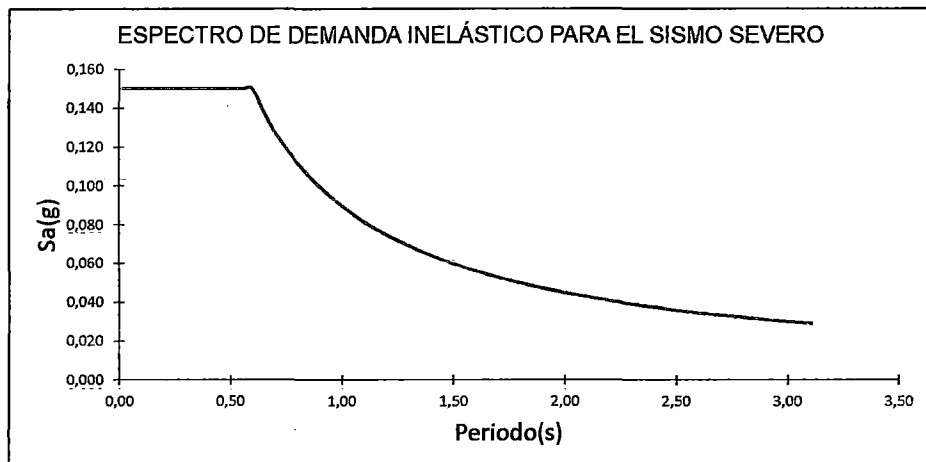


Figura 5.14: Espectro de demanda inelástico para el sismo raro

### Periodos y modos de vibración

Para obtener la máxima respuesta elástica se consideraron los 9 modos de vibración. El Cuadro 5.23 muestra los periodos con sus respectivas masas de participación de los 9 modos de vibración.

Modo	Periodo	U(X)	U(Y)	U(Z)	Suma(UX)	Suma(UY)	Suma(UZ)
1	0,48	69,39	11,75	0.00	69,39	11,75	0.00
2	0,45	13,37	43,31	0.00	82,77	55,06	0.00
3	0,39	0,82	30,13	0.00	83,58	85,19	0.00
4	0,14	10,52	2,12	0.00	94,10	87,31	0.00
5	0,14	2,11	6,70	0.00	96,21	94,01	0.00
6	0,12	0,14	2,95	0.00	96,36	96,96	0.00
7	0,08	0,20	2,33	0.00	96,56	99,29	0.00
8	0,08	3,37	0,31	0.000	99,93	99,60	0.00
9	0,07	0,07	0,40	0.00	100,00	100,00	0.00

Cuadro 5.21: Periodos y modos de vibración de la estructura

### Criterio de combinación

La norma E.030 indica que, en el caso se use el análisis dinámico modal espectral, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la suma del 25 % de la superposición directa y el 75 % del criterio maximo valor probable.<sup>1</sup>

$$r = 0,25 \sum_{i=1}^N |r_i| + 0,75 \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (5.2.28)$$

<sup>1</sup>Mediante el Método de Superposición Modal se hallan las respuestas en cada modo de vibración y para encontrar la respuesta resultante, se empleó en el programa ETABS el criterio de combinación indicado en la ecuación 5.2.28

**Peso de la estructura**

El peso de la estructura se obtiene de la combinación de 100 % de la carga muerta más el 25 % de la carga viva.

Piso	Masa (X)	Masa (Y)	Peso (X)	Peso (Y)
	kg	Kg	kgf	kgf
Piso 3	53093,52	53093,52	520847,45	520847,45
Piso 2	70379,32	70379,32	690421,17	690421,17
Piso 1	71154,45	71154,45	698025,16	698025,16

Cuadro 5.22: Masas y pesos de las estructura

**Cálculo de cortante basal-método estático**

La fuerza cortante en la base se calculó con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R}P \tag{5.2.29}$$

Dirección	T(seg)	0,85(T)	T(seg)	C	C <sub>max</sub>	C/R
X	0,48	0,85(T <sub>x</sub> )	0,41	3,66	2,50	0,61
Y	0,45	0,85(T <sub>y</sub> )	0,39	3,89	2,50	0,65

Cuadro 5.23: Período y factor de amplificación sísmica

Dirección	peso total de la estructura(Kgf)	Cortante basal(Kgf)
X	1909293,78	286394,07
Y	1909293,78	286394,07

Cuadro 5.24: Cortante basal estático en las direcciones principales de análisis

### Cálculo de cortante del análisis dinámico

El cortante obtenido del análisis dinámico se muestra en el Cuadro 5.25:

Dirección	Vdinamico(Kgf)	Vestático(Kgf)	0,9(Vestático)(Kgf)	Factor de escala
X	261047,75	286394,07	257754,66	1,00
Y	229995,06	286394,07	257754,66	1,12

Cuadro 5.25: Cortante obtenido del análisis dinámico

### Cálculo de centro de masa y rigidez

El centro de masa y el centro de rigidez de la estructura se muestra en el cuadro 5.26, se precisa que estos valores están en metros y son respecto al origen de coordenadas, ver el modelo de cálculo en la Figura 5.11.

Piso	Centro de masa(X)	Centro de masa(Y)	Centro de rigidez(X)	Centro de rigidez(Y)
Piso 1	37,68	14,00	36,21	13,67
Piso 2	37,68	14,00	36,21	13,67
Piso 3	37,68	14,00	36,21	13,67

Cuadro 5.26: Centro de masa y rigidez de la estructura

### Cálculo de desplazamientos y derivas de piso máximo

El desplazamiento inelástico y la deriva máxima de piso se obtiene con la ecuación 5.2.30 y 5.2.31 respectivamente.<sup>1</sup>

$$q_i = 0,75 (\phi_p \phi_e R) q_e \quad (5.2.30)$$

$$\gamma_i = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_i} \quad (5.2.31)$$

<sup>1</sup>El  $q_i$  es el desplazamiento inelástico,  $q_e$  es el desplazamiento elástico,  $\gamma_i$  deriva máxima de piso,  $h_i$  altura de entre piso,  $q_i - q_{i-1}$  desplazamiento relativo de piso y  $\phi_p \phi_e$  factores de irregularidad.

Piso	Altura (cm)	$[q_e](X)$ (cm)	$[q_e](Y)$ (cm)	$[q_i](X)$ (cm)	$[q_i](Y)$ (cm)	$[q_i - q_{i-1}](X)$ (cm)	$[q_i - q_{i-1}](Y)$ (cm)	$[\gamma_i](X)$ -	$[\gamma_i](Y)$ -	Límite -
Piso 3	320	0,35	0,28	1,56	1,27	1,56	1,27	0,005	0,004	0,007
Piso 2	320	0,82	0,64	3,69	2,86	2,12	1,59	0,007	0,005	0,007
Piso 1	320	1,14	0,87	5,15	3,93	1,46	1,07	0,005	0,003	0,007

Cuadro 5.27: Deriva máxima de piso; en X e Y

### Cálculo de efecto P- $\Delta$

El cálculo de efecto P- $\Delta$  se obtiene a través de la siguiente expresión 5.2.32 y los resultados se muestran en el Cuadro 5.28

$$Q = \frac{N_i \Delta_i}{V_i h_{ei} R} \quad (5.2.32)$$

Piso	Peso (kgf)	Peso acumulado(Kgf)	Cortante(kgf)	Deriva elástica	Índice de estabilidad	Q <sub>max</sub>
Piso 3	520847,45	520847,45	120304,88	0,0011	0,0047	0,10
Piso 2	690421,17	1211268,62	208598,72	0,0015	0,0086	0,10
Piso 1	698025,16	1909293,78	261047,75	0,0010	0,0074	0,10

Cuadro 5.28: Efecto P- $\Delta$ 

### Diseño de elementos estructurales

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener sus secciones resistentes de diseño ( $\phi Rn$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $Ru$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la norma E.060 de concreto armado.

$$\phi Rn \geq Ru \quad (5.2.33)$$

En el diseño se utilizaron las siguientes combinaciones:

$$\dot{U} = 1,4\dot{C}\dot{M} + 1,7\dot{C}\dot{V} \quad (5.2.34)$$

$$U = 1,25(CM + CV) \pm CS \quad (5.2.35)$$

$$U = 0,9CM + CS \quad (5.2.36)$$

### Diseño de vigas

Las vigas se diseñaron con los momentos máximos obtenidos de curva envolvente de las combinaciones de diseño utilizando las siguientes ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a)} \quad (5.2.37)$$

$$a = \frac{(A_s)(f_y)}{0,85(f'c)(d)} \quad (5.2.38)$$

Además, el requerimiento de refuerzo mínimo indicado por la norma E.060 no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80\sqrt{f'c}b_w d}{f_y} \quad (5.2.39)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14b_w d}{f_y} \quad (5.2.40)$$

El contenido máximo de refuerzo por flexión debe ser limitado para asegurar una falla dúctil, por lo que la norma ACI y la norma E.060 fijan la cantidad máxima de acero en tracción que puede ser colocado en una sección en función del área de acero que produce la falla balanceada, de esta manera no se permite la falla por compresión.

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (5.2.41)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,50\rho_b \quad (5.2.42)$$

$$A_{s_b} = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) b_w d \quad (5.2.43)$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,50A_{s_b} \quad (5.2.44)$$

CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA CONSIDERADA EN LAS VIGAS PRINCIPALES								
Ejes	Número de piso	Acero negativo	Acero positivo	Cuantía de refuerzo en Tensión	Cuantía de refuerzo en compresión	Cuantía básica en tensión	Cuatía mínima permitida	Cuantía básica máxima permitida
A-A	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
B-B	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
C-C	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
D-D	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
E-E	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
F-F	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
G-G	3	6ø3/4"	3ø5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6ø3/4"	4ø5/8"	0,0089	0,0041	0,0213	0,0033	0,0106

Cuadro 5.29: Cuantía de refuerzo mínima y máxima permitida para una falla dúctil

CÁLCULO DE ACERO EN LAS VIGAS PRINCIPALES																
Ejes de viga	Piso	Entre Ejes 1-1 y 3-3			Entre ejes 2-2 y 3-3			Entre ejes 3-3 y 4-4			Acero requerido		Varilla requerido		Varilla propuesto	
		As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	Acero	Acero	Acero	Acero
		cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	negativo	positivo	negativo	positivo
A-A	3.	6,43	5,66	9,84	-	-	-	-	-	-	9,84	5,66	4ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	9,83	6,43	15,46	-	-	-	-	-	-	15,46	6,43	5ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	11,93	6,43	15,87	-	-	-	-	-	-	15,87	6,43	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
B-B	3.	6,56	6,43	10,15	-	-	-	6,43	5,32	11,87	11,87	6,43	4ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	11,70	7,02	16,45	-	-	-	11,06	6,78	17,79	17,79	7,02	6ø3/4"	4ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	13,29	7,43	16,74	-	-	-	12,87	6,59	18,07	18,07	7,43	6ø3/4"	4ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
C-C	3.	6,81	6,43	10,04	-	-	-	6,76	5,17	17,49	17,49	6,43	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	11,84	6,86	15,66	-	-	-	11,64	6,43	18,93	18,93	6,86	7ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	12,90	7,29	16,00	-	-	-	13,27	6,43	19,81	19,81	7,29	7ø3/4"	4ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
D-D	3.	6,43	2,97	9,30	-	-	-	6,43	5,03	12,60	12,60	5,03	4ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	11,28	6,50	15,12	-	-	-	11,24	6,43	17,69	17,69	6,50	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	12,36	6,94	15,55	-	-	-	12,58	6,43	18,41	18,41	6,94	6ø3/4"	4ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
E-E	3.	-	-	-	6,43	4,99	7,08	6,43	5,10	10,87	10,87	5,10	4ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	-	-	-	9,86	6,43	12,82	11,47	6,56	17,33	17,33	6,56	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	-	-	-	11,48	6,45	13,84	12,92	6,50	17,65	17,65	6,50	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
F-F	3.	-	-	-	6,43	5,39	7,30	6,69	5,84	9,48	9,48	5,84	3ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	-	-	-	10,07	6,43	12,54	12,57	6,99	16,72	16,72	6,99	6ø3/4"	4ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	-	-	-	11,98	6,67	13,59	12,74	6,43	15,22	15,22	6,67	5ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
G-G	3.	-	-	-	6,43	4,52	6,43	6,43	4,21	7,54	7,54	4,52	3ø3/4"	2ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	2	-	-	-	9,81	6,43	10,99	9,61	6,43	6,43	10,99	6,43	4ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"
	1	-	-	-	11,62	6,43	12,42	11,50	6,43	13,99	13,99	6,43	5ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	4ø5/8"

Cuadro 5.30: Cálculo de área de acero en las vigas principales

CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA CONSIDERADA EN LAS VIGAS SECUNDARIAS								
Ejes	Número de piso	Acero negativo	Acero positivo	Cuantía de refuerzo en Tensión	Cuantía de refuerzo en compresión	Cuantía Básica en tensión	Cuatía mínima permitida	Cuantía básica máxima permitida
1-1	3	4 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0059	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
2-2	3	4 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0059	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
3-3	3	4 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0059	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
4-4	3	4 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0059	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	1	6 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0089	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
5-5	3	4 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0059	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	2	5 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0074	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106
	1	5 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	0,0074	0,0031	0,0213	0,0033	0,0106

Cuadro 5.31: Cuantía de refuerzo mínima y máxima permitida para una falla dúctil

ÁREA DE ACERO EN LAS VIGAS SECUNDARIAS																			
		Entre ejes A-A y B-B			Entre ejes B-B y C-C			Entre ejes C-C y D-D			Entre ejes D-D y E-E			Entre ejes E-E y F-F			Entre ejes F-F y G-G		
		As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)	As(-)	As(+)	As(-)
Eje de viga	Piso	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
1-1	3	2,435	0,7	0,18	8,859	6,377	4,91	5,49	3,31	4,574	1,315	2,134	3,04	-	-	-	-	-	-
	2	5,92	2,62	0,14	8,183	5,969	6,59	7,94	6,308	6,611	1,921	3,075	0,54	-	-	-	-	-	-
	1	6,428	2,99	0,49	8,859	6,377	6,74	8,64	6,428	6,428	2,22	3,229	0,85	-	-	-	-	-	-
2-2	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,67	2,418	3,372	5,175	3,712	3,617
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,88	4,822	6,233	7,679	5,963	6,1
	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,865	4,807	6,262	8,796	6,428	6,131
3-3	3	5,932	1,45	0,81	9,717	6,277	3,94	7,17	3,634	2,311	7,13	5,707	7,183	6,552	3,908	2,13	6,675	5,766	2,317
	2	7,231	4,79	2,46	14,74	6,428	4,57	14,2	6,428	4,401	10,8	6,428	9,617	10,916	6,095	3,45	12,325	6,428	3,867
	1	9,935	5,12	0,32	15,85	6,428	4,88	14,8	6,428	4,574	12,04	6,428	9,555	12,352	6,428	3,875	12,623	6,627	3,954
4-4	3	-	-	-	9,3	3,745	2,96	10,7	6,428	3,476	7,138	3,734	2,299	6,428	3,492	2,075	6,688	5,267	2,159
	2	-	-	-	15,88	6,435	4,89	15	6,428	4,653	11,94	5,864	3,754	11,304	6,424	3,565	12,503	6,428	3,919
	1	-	-	-	17,4	6,664	5,31	15,5	6,665	4,781	12,68	6,428	3,971	12,057	6,428	3,788	13,65	6,587	4,253
5-5	3	-	-	-	11,24	4,018	2,39	9,52	3,853	2,26	4,214	3,111	1,779	-	-	-	-	-	-
	2	-	-	-	14,42	5,738	3,17	12,8	5,469	2,761	5,744	4,268	2,26	-	-	-	-	-	-
	1	-	-	-	14,44	5,735	3,17	12,7	5,477	2,754	5,733	4,271	2,26	-	-	-	-	-	-

Cuadro 5.32: Cálculo de área de acero en las vigas secundarias

VARILLA REQUERIDO Y PROPUESTO							
Eje de viga	Piso	Acero calculado		Varilla requerido		Varilla propuesto	
		As(-)	As(+)	acero	acero	acero	acero
		$cm^2$	$cm^2$	negativo	positivo	negativo	positivo
1-1	3	8,859	6,377	3ø3/4"	3ø5/8"	4ø3/4"	3ø5/8"
	2	8,183	6,308	3ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
2-2	1	8,859	6,428	3ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	3	5,175	3,712	2ø3/4"	2ø5/8"	4ø3/4"	3ø5/8"
	2	7,679	5,963	3ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
3-3	1	8,796	6,428	3ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	3	9,717	6,277	3ø3/4"	3ø5/8"	4ø3/4"	3ø5/8"
	2	14,74	6,428	5ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
4-4	1	15,85	6,627	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	3	10,72	6,428	4ø3/4"	3ø5/8"	4ø3/4"	3ø5/8"
	2	15,88	6,435	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
5-5	1	17,4	6,665	6ø3/4"	3ø5/8"	6ø3/4"	3ø5/8"
	3	11,24	4,018	4ø3/4"	2ø5/8"	4ø3/4"	2ø5/8"
	2	14,42	5,738	5ø3/4"	3ø5/8"	5ø3/4"	3ø5/8"
	1	14,44	5,735	5ø3/4"	3ø5/8"	5ø3/4"	3ø5/8"

Cuadro 5.33: Varillas requeridas y propuestas

### Acero en las vigas acarteladas

Para realizar el modelamiento de las vigas acarteladas, en el programa computacional se discretizó en ocho partes la cartela. A continuación se muestra el acero obtenido en el Cuadro 5.34:

CÁLCULO DE ACERO EN LAS VIGAS ACARTELADAS									
		Entre ejes 4-4 Y 5-5		Acero requerido		Varilla requerida		Varilla Propuesta	
Eje de viga	Piso	As(-)	As(+)	As(-)	As(+)	Acero	Acero	Acero	Acero
		$cm^2$	$cm^2$	$cm^2$	$cm^2$	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo
B-B	3	7,05	4,60	7,05	4,60	2 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"
	2	9,29	6,00	9,29	6,00	3 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
	1	9,28	6,00	9,28	6,00	3 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
C-C	3	15,99	7,56	15,99	7,56	6 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"
	2	21,87	10,10	21,87	10,10	8 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
	1	21,88	10,10	21,88	10,10	8 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
D-D	3	14,85	7,05	14,85	7,05	5 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"
	2	20,27	9,42	20,27	9,42	7 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
	1	20,23	9,42	20,23	9,42	7 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
E-E	3	6,97	4,54	6,97	4,54	2 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"
	2	9,20	5,95	9,20	5,95	3 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"
	1	9,20	5,95	9,20	5,95	3 $\phi$ 3/4"	3 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 3/4"	5 $\phi$ 5/8"

Cuadro 5.34: Cálculo de área de acero en las vigas acarteladas

### Diseño de columnas

El diseño de los elementos sometidos a flexo compresión (columnas) se desarrolló según las siguientes consideraciones de la norma E.060:

- La cuantías mínima y máxima en columnas son:  $\rho_{min} \geq 1\%$  y  $\rho_{max} \leq 6\%$
- En los nudos, la resistencia a flexión de las columnas deberá cumplir con la siguiente expresión:  $\sum Mnc > 1,4 \sum Mnv$  (Mnc: Momentos nominales de la columnas que llegan al nudo, Mnv: momentos nominales de las vigas que llegan al nudo)

CÁLCULO DE ACERO EN LAS COLUMNAS									
Eje	Piso	Entre eje 1-1		Entre eje 2-2		Entre eje 3-3		Entre eje 4-4	
		Acero( $cm^2$ )	Sección	Acero( $cm^2$ )	Sección	Acero( $cm^2$ )	Sección	Acero( $cm^2$ )	Sección
Eje A-A	3	33,00	L	-	-	33,00	L	-	-
	2	44,20	L	-	-	41,18	L	-	-
	1	80,89	L	-	-	93,80	L	-	-
Eje B-B	3	33,00	T	-	-	41,78	T	33,00	L
	2	33,00	T	-	-	66,38	T	42,27	L
	1	61,86	T	-	-	78,24	T	79,95	L
Eje C-C	3	33,00	T	-	-	33,00	Cross	33,00	T
	2	33,00	T	-	-	33,00	Cross	33,00	T
	1	46,24	T	-	-	48,25	Cross	68,17	T
Eje D-D	3	33,00	L	-	-	33,00	L	33,00	L
	2	33,00	L	-	-	45,41	L	33,00	L
	1	50,97	L	-	-	80,30	L	81,25	L
Eje E-E	3	-	-	33,00	L	33,00	T	33,00	L
	2	-	-	33,00	L	33,00	T	33,00	L
	1	-	-	67,52	L	49,54	T	93,39	L
Eje F-F	3	-	-	33,00	T	33,00	Cross	33,00	T
	2	-	-	33,00	T	33,00	Cross	33,00	T
	1	-	-	54,15	T	37,99	Cross	53,96	T
Eje G-G	3	-	-	33,00	L	33,00	T	33,00	L
	2	-	-	33,00	L	33,00	T	35,72	L
	1	-	-	62,42	L	56,17	T	93,60	L

Cuadro 5.35: Cálculo de área de acero en las vigas acarteladas

ACERO PROPUESTO EN LAS COLUMNAS								
Tipo de sección	Área de acero requerido	Varilla colocado	Área de acero colocado	Cuantía de refuerzo colocado	Acero mínimo permitido	Acero máximo permitido	Cuantía mínimo permitido	Cuantía máxima permitido
	$cm^2$	Cantidad	$cm^2$	%	$cm^2$	$cm^2$	%	%
Columna L	81,25	6 $\phi$ 1" + 18 $\phi$ 3/4"	81,72	2,48 %	33	198	1 %	6 %
Columna T	78,24	8 $\phi$ 1" + 16 $\phi$ 3/4"	86,16	2,61 %	33	198	1 %	6 %
Columna Cross	48,25	12 $\phi$ 1" + 12 $\phi$ 3/4"	95,04	2,88 %	33	198	1 %	6 %

Cuadro 5.36: Varillas propuesta en las columnas

### 5.2.8. Análisis Estático no Lineal con ETABS 2013

Con los resultados del análisis dinámico lineal (método combinación modal espectral), se procede a realizar el análisis estático no lineal con el programa ETABS 2013.

#### Patrón de fuerzas laterales

La carga que se aplica en cada uno de los pisos de la estructura es de forma arbitraria, se puede trabajar con cargas uniformes, triangulares, cargas que estén de acuerdo al primer modo de vibración de la estructura, o a los modos superiores. Lo importante es que las cargas que se aplican represente la distribución del cortante basal, sea por métodos indicados en FEMA-273[11], o los indicados en el reglamento más idóneo al sitio de la ejecución del proyecto. A continuación se muestra en los Cuadros 5.37 y 5.38 las distribuciones de carga lateral triangular de acuerdo Reglamento Peruano (E.030)

DIRECCIÓN X				
	Altura	Peso	(Peso)(Altura)	Fi
Piso	m	Kgf	Kgfm	Kgf
Piso 3	9,6	520847,45	5000135,52	130632,85
Piso 2	5,4	690421,17	3728274,29	97404,38
Piso 1	3,2	698025,16	2233680,52	58356,83

Cuadro 5.37: Patrón de carga lateral, en la dirección X

DIRECCIÓN Y				
	Altura	Peso	(Peso)(Altura)	Fi
Piso	m	Kgf	Kgfm	Kgf
Piso 3	9,6	520847,45	5000135,52	130632,85
Piso 2	5,4	690421,17	3728274,29	97404,38
Piso 1	3,2	698025,16	2233680,52	58356,83

Cuadro 5.38: Patrón de carga lateral, en la dirección Y

### Modelamiento no lineal de los elementos tipo barra

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte-viga débil), se espera que las vigas fluyan antes que las columnas. Para modelar cada rótula plástica se necesita desarrollar un análisis momento-curvatura de la sección transversal, en función de la curva esfuerzo-deformación del material, pero en este caso se basó el análisis en unas tablas estándar y gráficas normalizadas que se encuentran en el FEMA-356[12], que el programa ETABS 2013 utiliza en la opción de asignar las rótulas plásticas automáticamente. Tanto para las vigas y columnas se usaron dos rótulas en los extremos, a una distancia de 0.10 de la longitud, para así asegurar que la formación esté cercana a la cara y no dentro de la unión, en ambos extremos del elemento.

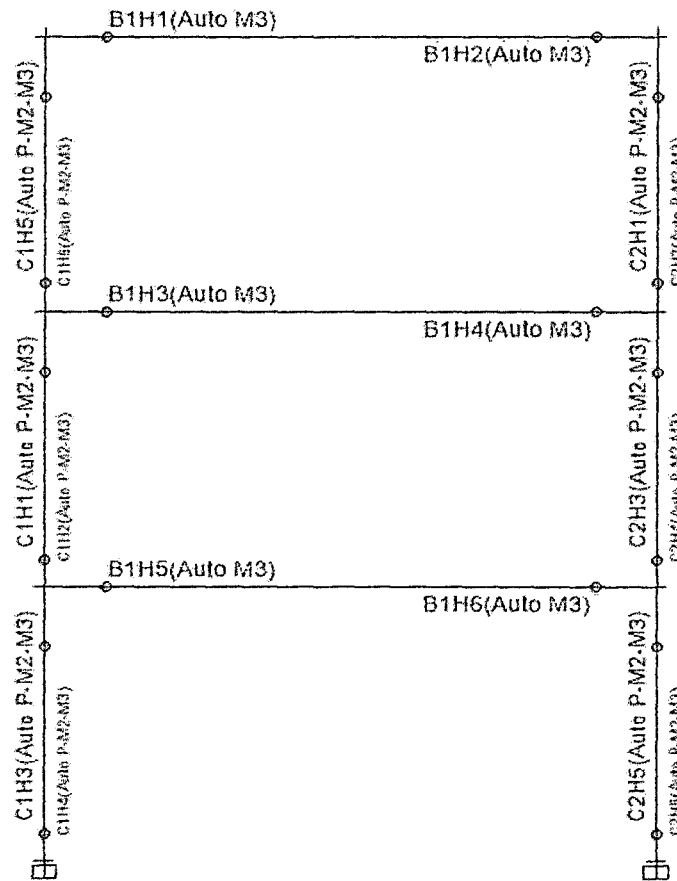


Figura 5.15: Rótulas plásticas asignadas en la elevación A-A

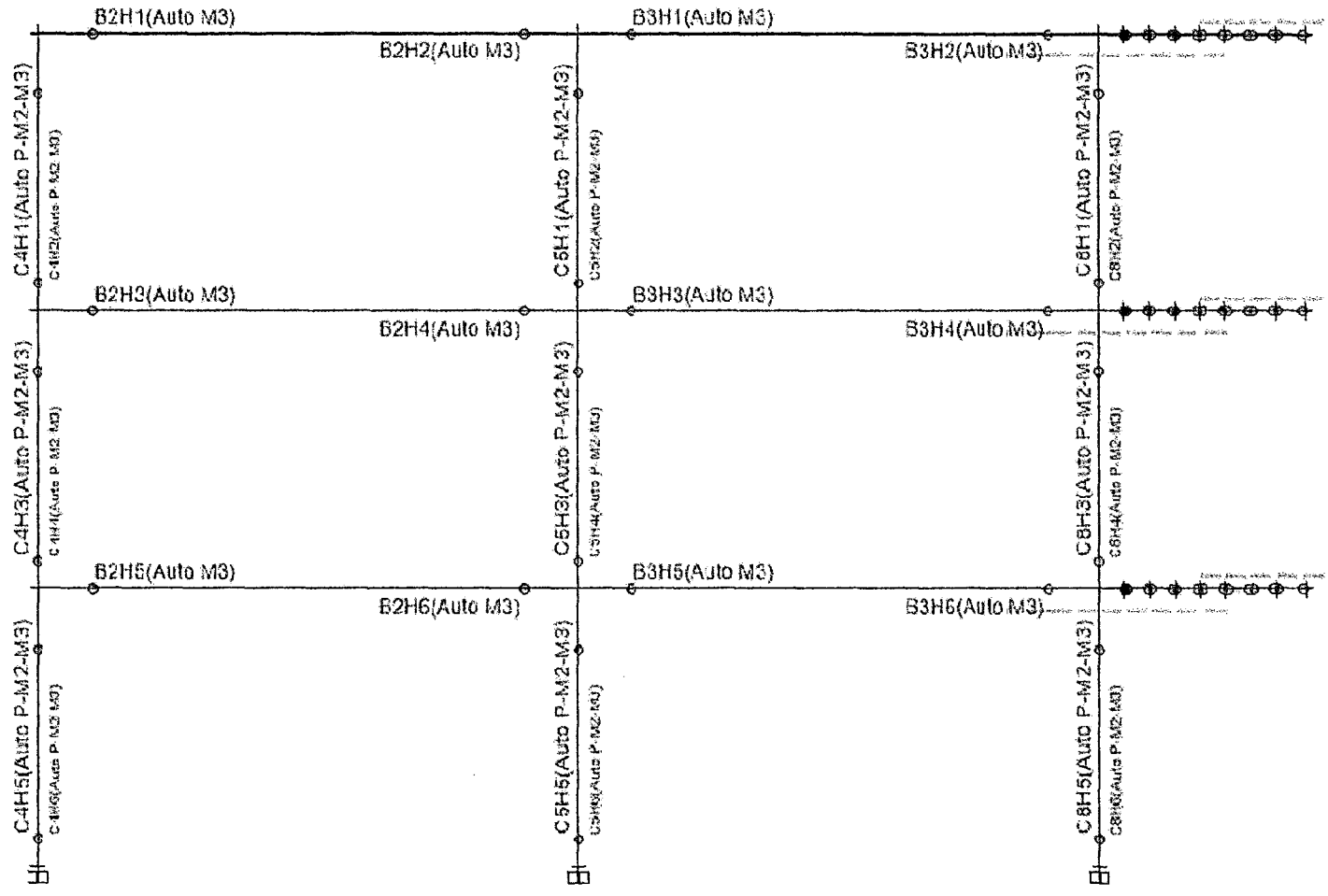


Figura 5.16: Rótulas plasticas asignadas en la elevación B-B

### Nodos de control

Existen varios criterios para definir el punto de fallo o de colapso de una estructura. El código FEMA-273[11], establece que el nodo de control debe estar localizado en el último piso en el centro de rigideces considerando que éste no se encontrará en una azotea que no sea parte de la estructura. El colapso de la estructura según este código se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo es igual 4 % de la altura total del edificio. Para otros investigadores el colapso de la estructura se presenta cuando el desplazamiento lateral máximo es igual al 10 %. Esto permite verificar el comportamiento de los elementos estructurales que trabajan en el rango inelástico en conjunto, como parte del sistema estructural. En la presente investigación el punto de monitoreo es 4 % de la altura de la estructura.

Altura de edificio (m)	Punto de fallo(cm)
9,6	38,4

Cuadro 5.39: Nodo de control

### Curva de capacidad de la estructura

Para determinar la curva de capacidad se usa el patrón de distribución de la fuerza lateral de los Cuadros 5.37 y 5.38 a lo largo del eje vertical del edificio. En los Cuadros 5.40 y 5.41 se muestra los valores de la curva de la capacidad y en la Figuras 5.22 y 5.23 la gráfica.

### Espectro de capacidad

La curva de capacidad de la estructura se transforma en formato aceleración espectral y desplazamiento espectral (ADRS) mediante las ecuaciones 3.11.6 al 3.11.13 descritas en el capítulo 3, de la presente investigación.

### Incursión inelástica de la estructura

A través de la asignación de las rótulas plásticas en los elementos resistentes de la edificación se visualiza el proceso de incursión en el rango inelástico. A continuación se muestra este proceso de incursión en el rango inelástico.

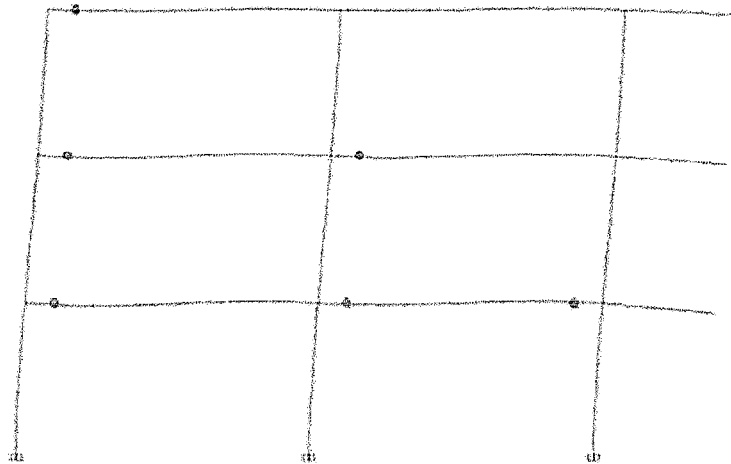


Figura 5.17: Formación de las primeras rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 2

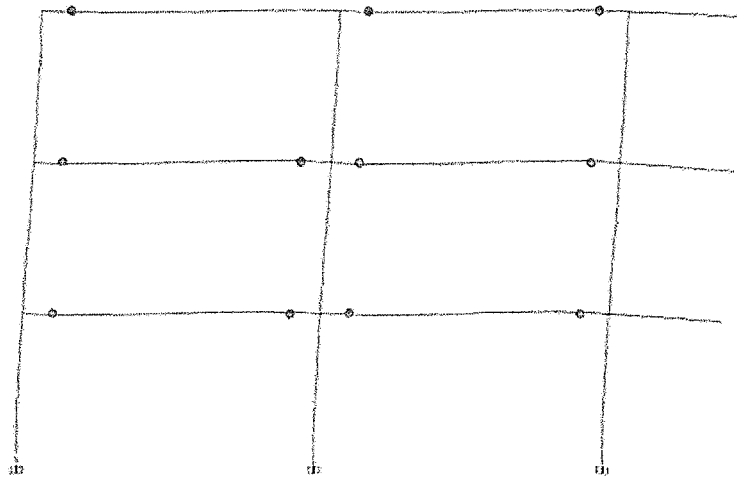


Figura 5.18: Formación de las primeras rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 3

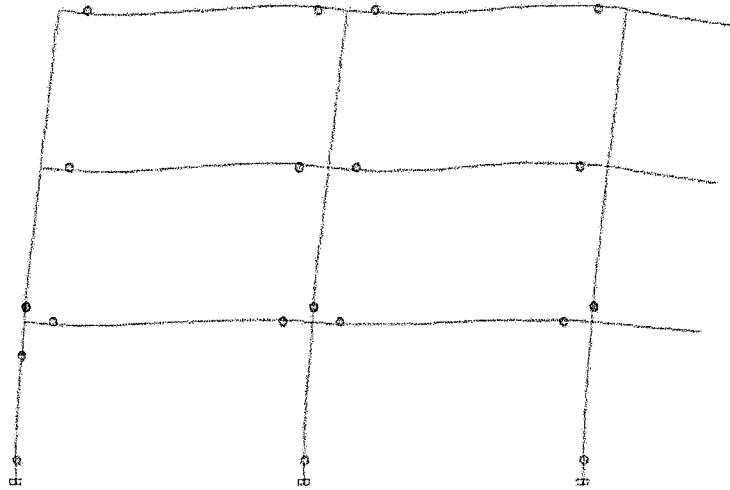


Figura 5.19: Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 12

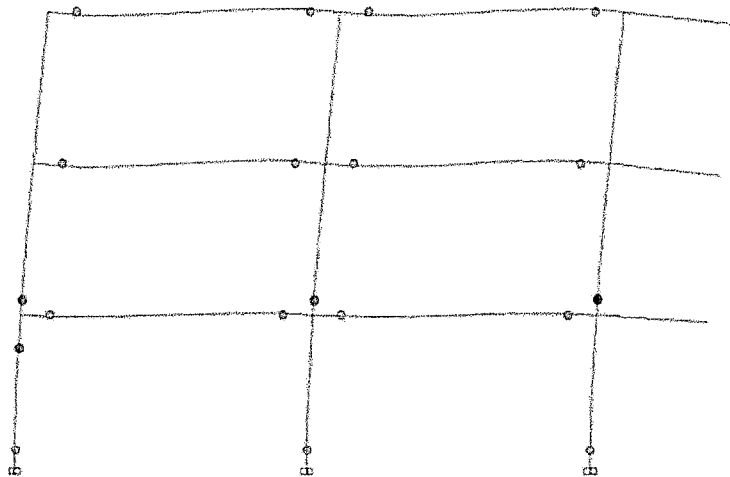


Figura 5.20: Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 13

Según el gráfico 3.32 descrito ampliamente en el capítulo 3, de como identificar el desempeño de los miembros de la estructura a través del proceso de formación de las rótulas plásticas, se puede afirmar lo siguiente: De acuerdo al diseño por capacidad (viga débil-columna fuerte) se espera que las primeras rótulas deberían aparecer en las vigas luego en las columnas, este proceso de formación de las primeras rótulas se cumple en los gráficos 5.17 y 5.20, el color magenta nos indica que el elemento trabaja en el rango elástico. El

color morado que se ha formado en el paso 12 en las vigas en el eje B-B, nos indica que las vigas han llegado al estado de colapso, mientras el color celeste que se ha formado en las columnas nos indica que el miembro trabaja con un performance que corresponde a seguridad de vida, es decir el elemento ha perdido sustancialmente la rigidez lateral y probablemente ingrese al estado de pre-colapso. El color azul que se ha formado en las columnas en el paso 12 y 13 es un desempeño del elemento que corresponde al nivel de ocupación inmediata es decir el elemento como tal no sufre agrietamientos.

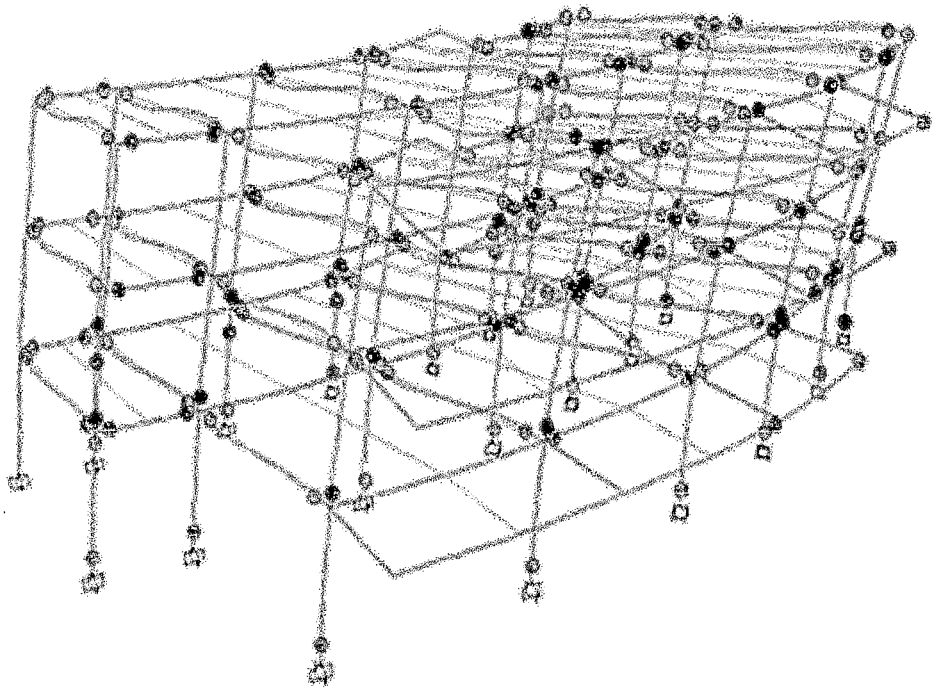


Figura 5.21: Formación de las Rótulas Plásticas Cerca al Colapso, Vista 3-D

- Curva de capacidad de las estructura en la dirección X

Desplazamiento de techo	Cortante Basal
cm	ton
0,00	0,00
0,69	182,61
1,71	371,50
2,88	457,66
5,80	557,56
9,66	634,21
13,75	710,31
17,05	764,77
21,25	793,14
25,23	815,28
27,76	828,72
28,33	830,37
33,76	857,63
38,34	877,64
38,40	877,88

Cuadro 5.40: Desplazamiento de techo versus cortante basal, en la dirección X

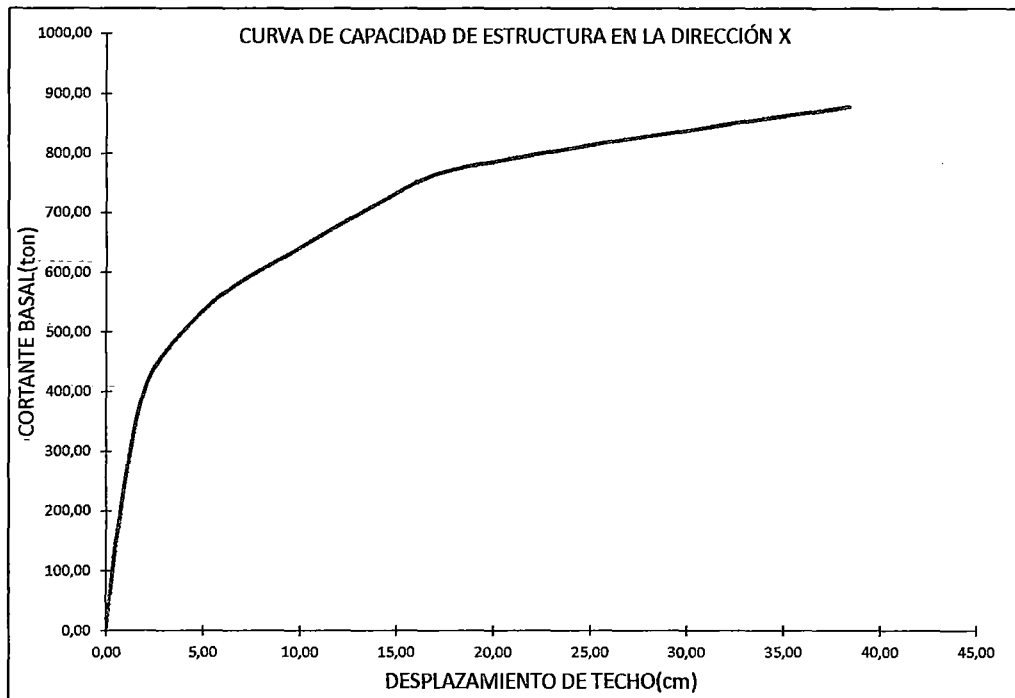


Figura 5.22: Curva de capacidad de la estructura en la dirección X

- Curva de capacidad de las estructura en la dirección Y

Desplazamiento de techo	Cortante basal
cm	ton
0,00	0,00
0,90	162,25
2,10	304,56
4,34	420,47
8,22	509,61
12,23	571,97
16,54	633,47
20,86	683,66
24,82	709,02
29,03	732,24
33,45	753,83
34,09	755,48
38,40	774,31

Cuadro 5.41: Desplazamiento de techo versus cortante basal, en la dirección Y

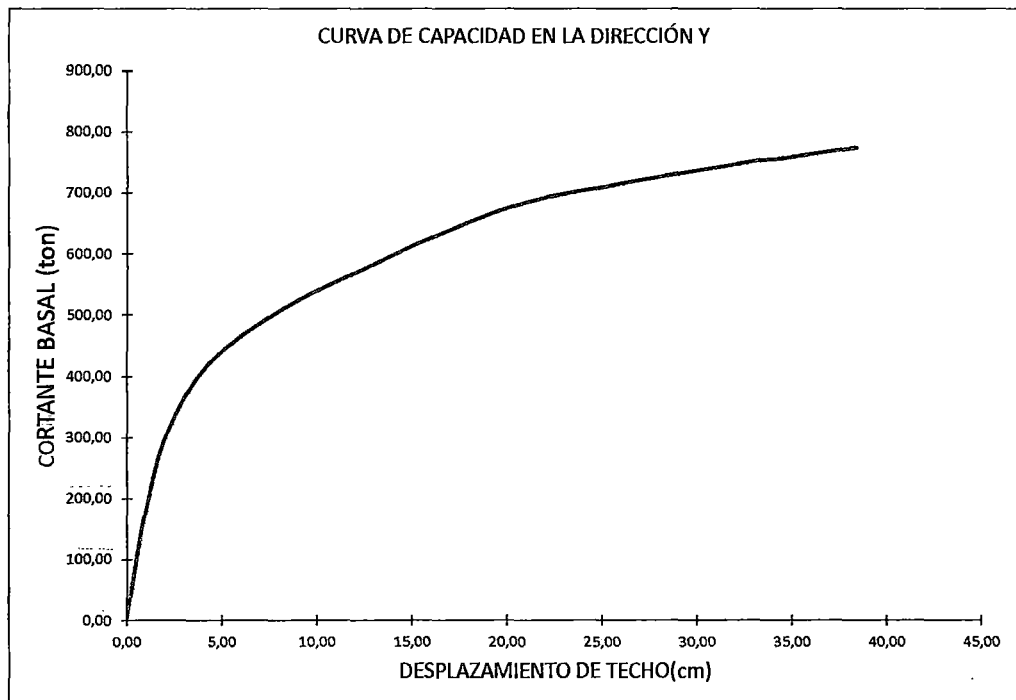


Figura 5.23: Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y

■ Espectro de capacidad de la estructura

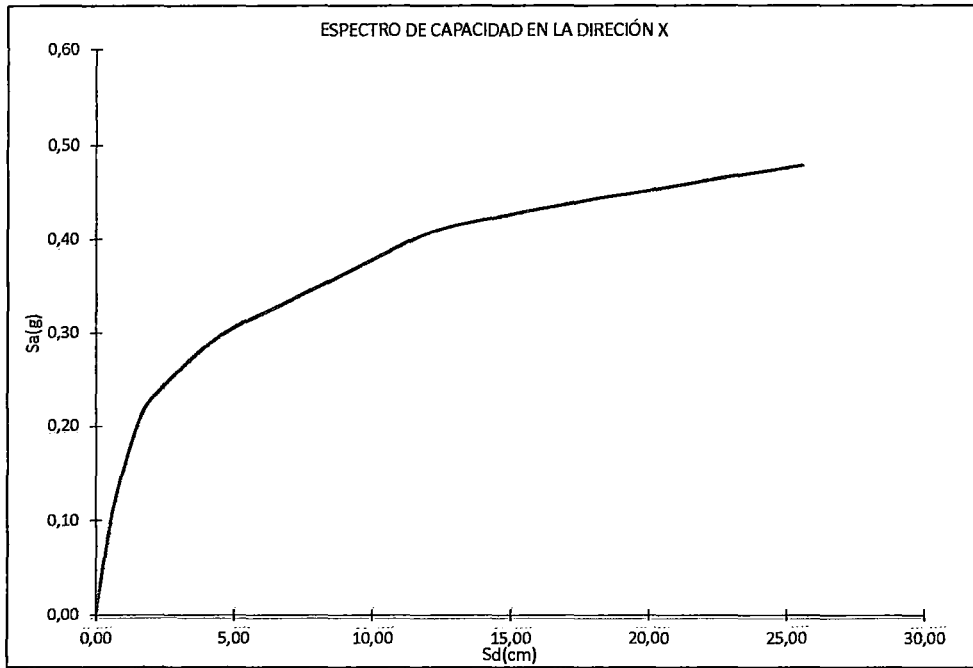


Figura 5.24: Curva de espectro de capacidad en la dirección X

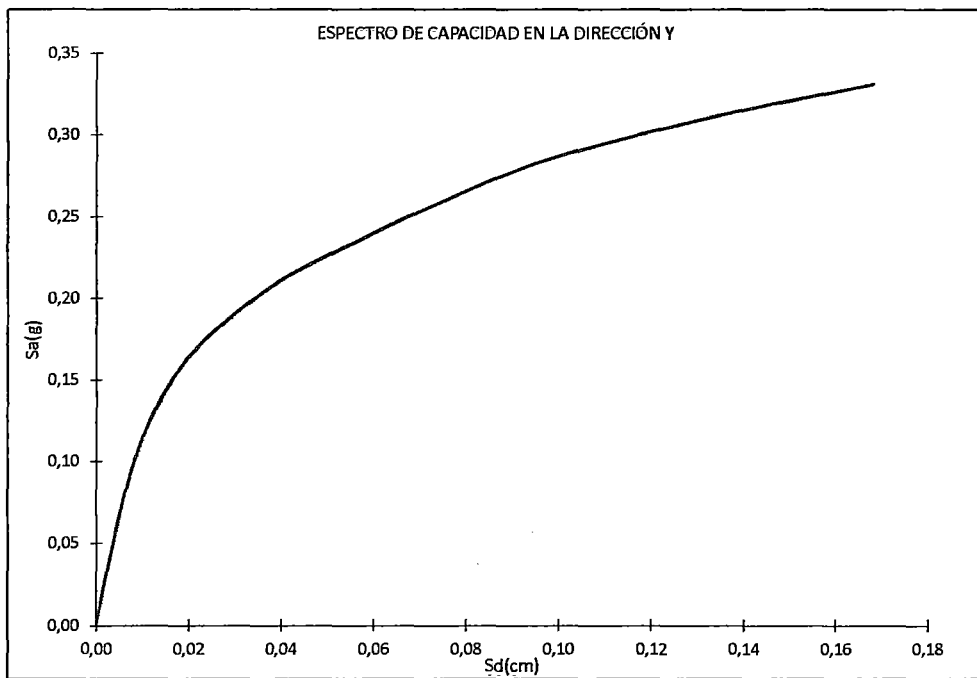


Figura 5.25: Curva de espectro de capacidad en la dirección Y

■ Curva de capacidad bilineal

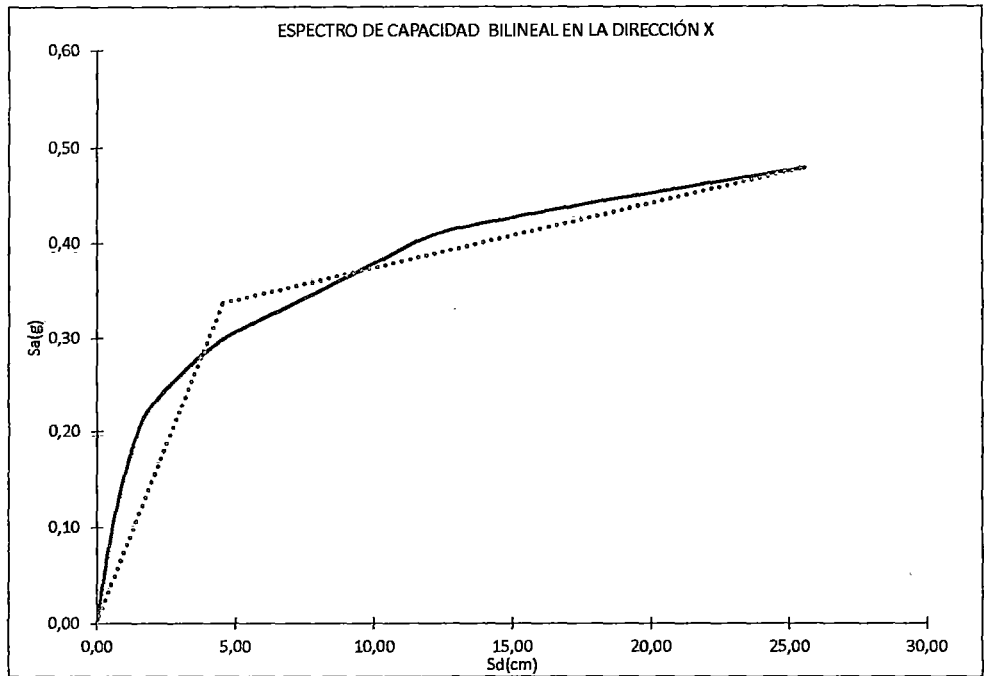


Figura 5.26: Espectro de capacidad bilineal en la dirección X

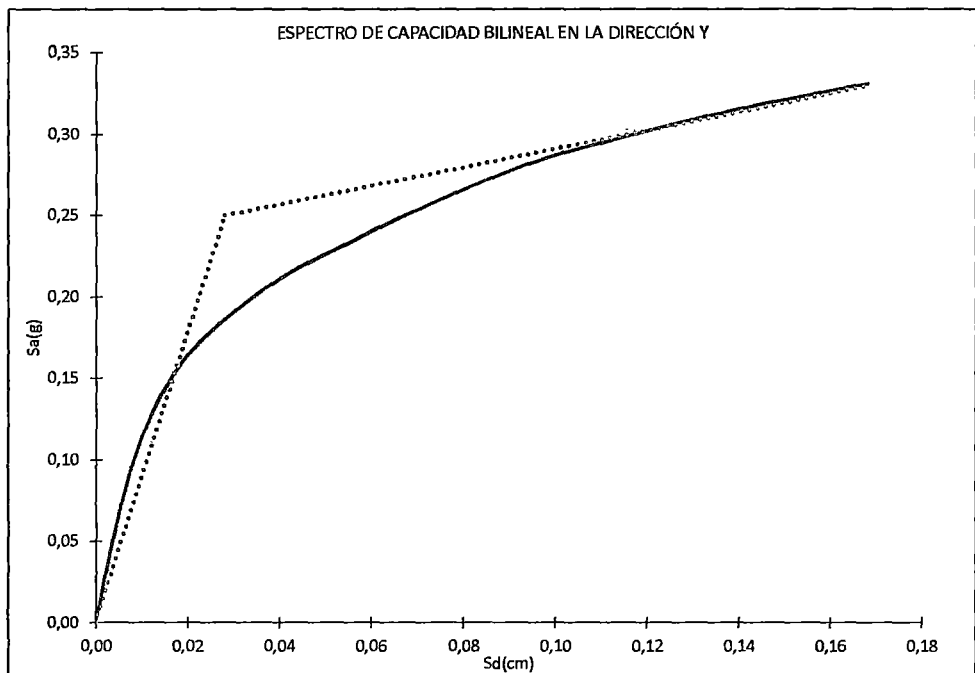


Figura 5.27: Espectro de capacidad bilineal en la dirección Y

### Obtención del punto de demanda (Punto de desempeño)

De acuerdo al método de Espectro de Capacidad los espectro de capacidad bilineal 5.26 y 5.27 y los espectros de demanda elásticos presentados al inicio del presente capítulo se superponen para hallar el punto de demanda, a través de un proceso iterativo prueba-error, descrito ampliamente en el capítulo 3, hasta satisfacer las siguientes condiciones:

- El punto debe descansar en la curva del espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
- El punto debe descansar sobre la curva del espectro de demanda, reducido del espectro elástico (con 5 % de amortiguamiento inherente de la estructura), que representa la demanda no-lineal en el mismo desplazamiento estructural.

### Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección X

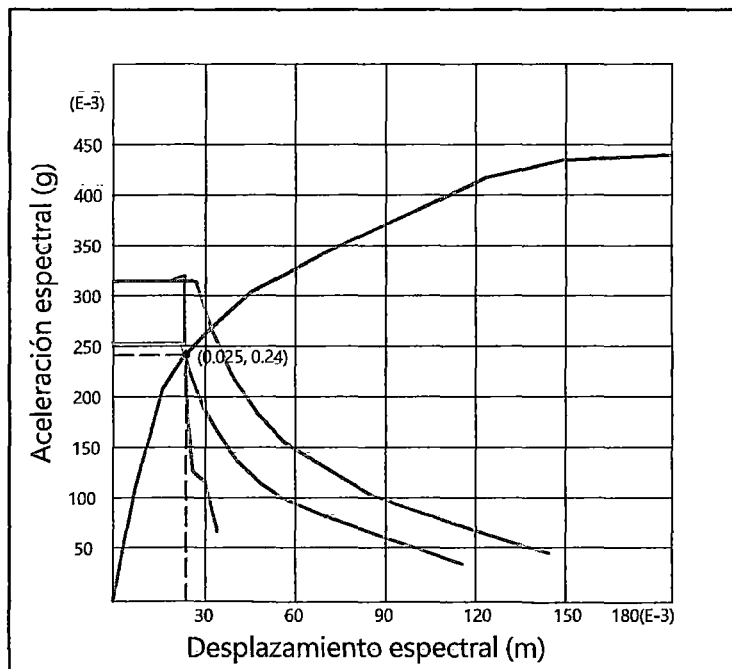


Figura 5.28: Punto de demanda para el sismo frecuente

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	458463,210
desplazamiento(m)	0,029
Sa(g)	0,243
Sd(m)	0,024
Relación de ductilidad	2,751
Amortiguamiento efectivo	0,141
factor de modificación	1,133

Cuadro 5.42: Punto de demanda para el sismo frecuente

**Punto de demanda para el sismo ocasional, en la dirección X**

A continuación se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, con el procedimiento descrito ampliamente en el capítulo 3, para el sismo ocasional y en el Cuadro 5.43 los valores obtenidos del mismo.

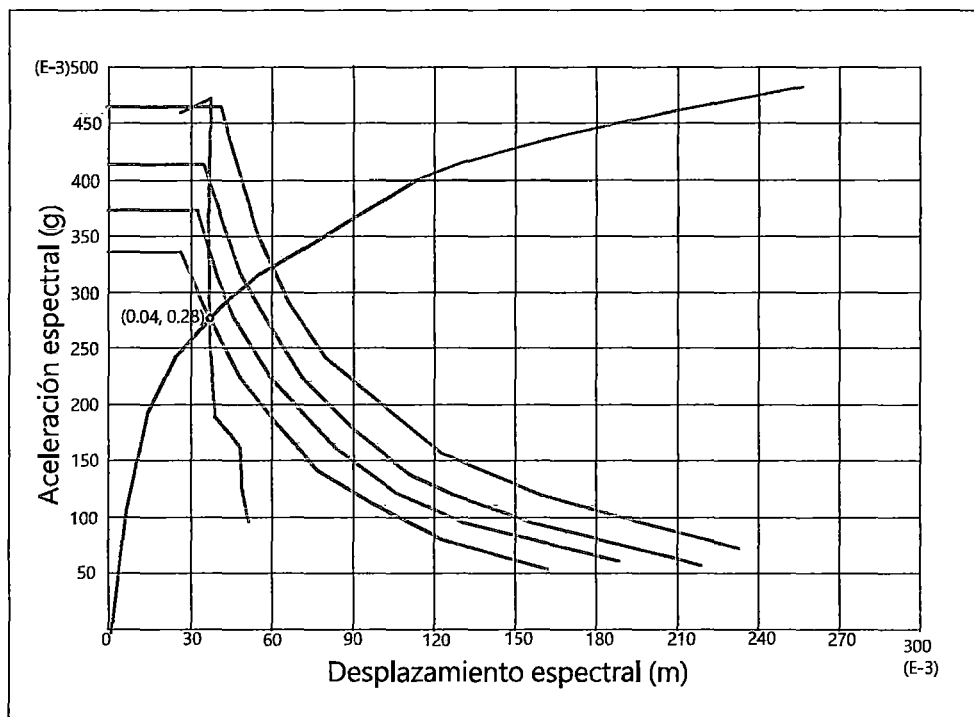


Figura 5.29: Punto de demanda para el sismo ocasional

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	521074,340
desplazamiento(ui)	0,047
Sa(g)	0,277
Sd(m)	0,038
Relación de ductilidad	3,630
Amortiguamiento efectivo	0,178
factor de modificación	1,098

Cuadro 5.43: Punto de demanda para el sismo frecuente

**Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección X**

En la Figura 5.30 se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, para el sismo raro y en el Cuadro 5.44 los valores obtenidos del mismo.

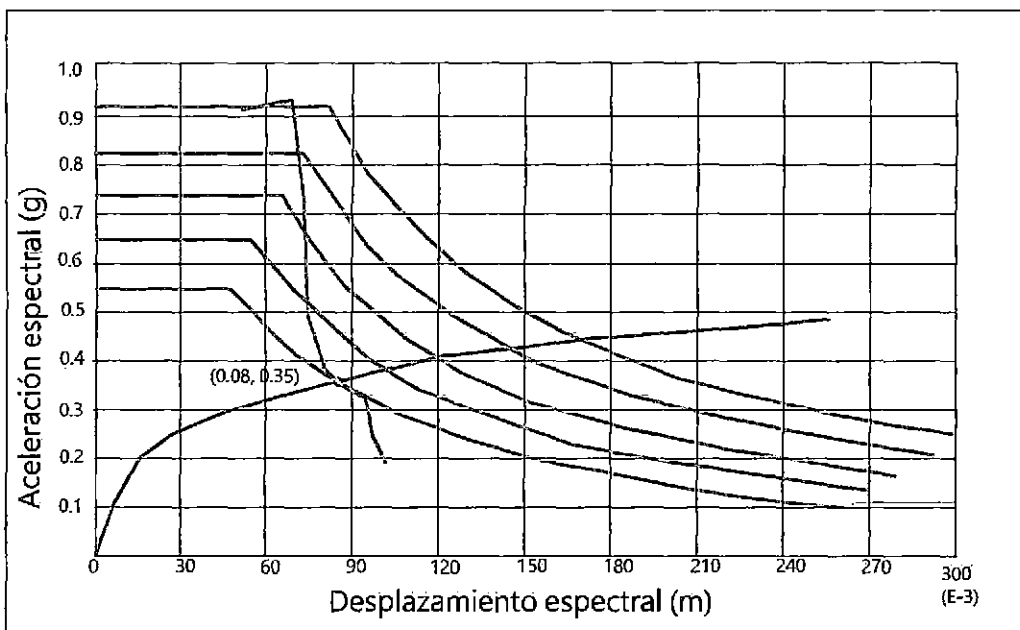


Figura 5.30: Punto de demanda para el sismo raro

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	665868,590
desplazamiento(mi)	0,114
Sa(g)	0,353
Sd(m)	0,083
Relación de ductilidad	6,435
Amortiguamiento efectivo	0,205
factor de modificación	0,974

Cuadro 5.44: Punto de demanda para el sismo raro

### Punto de demanda para el sismo muy raro, en la dirección X

En la Figura 5.31 se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, para el sismo muy raro y en el Cuadro 5.45 los valores obtenidos del mismo.

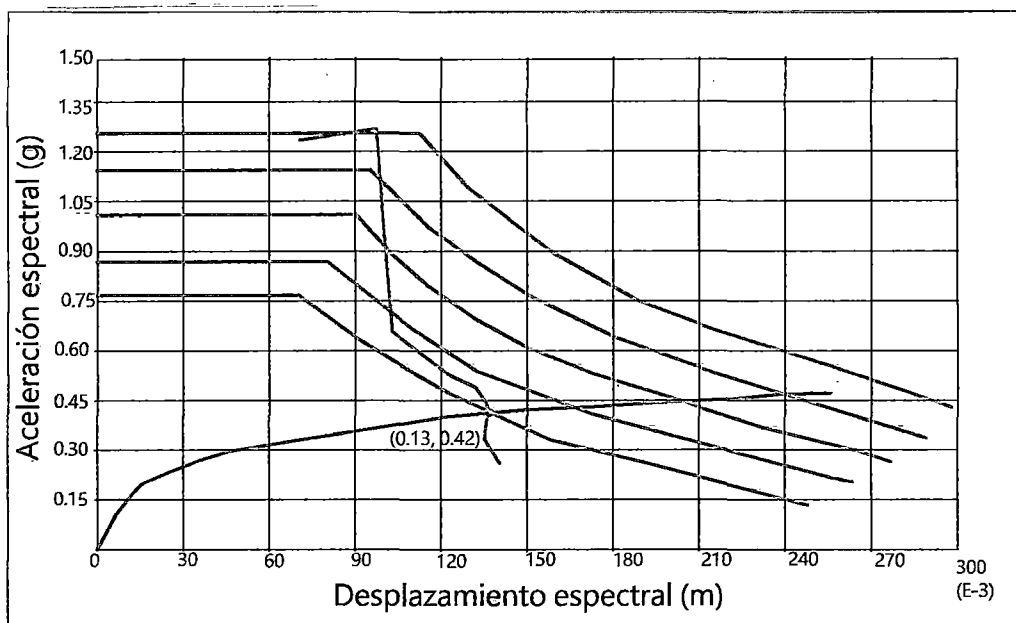


Figura 5.31: Punto de demanda para el sismo muy raro

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	777032,400
desplazamiento(m)	0,189
Sa(g)	0,416
Sd(m)	0,133
Relación de ductilidad	9,417
Amortiguamiento efectivo	0,205
factor de modificación	0,967

Cuadro 5.45: Punto de demanda para el sismo muy raro

### Resumen de Punto de desempeño para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección X

PUNTO DE DEMANDA PARA LOS SISMOS				
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Fuerza cortante(Kgf)	458463,210	521074,34	665868,59	777032,4
desplazamiento(m)	0,0291	0,0473	0,1136	0,1886
Sa(g)	0,243	0,277	0,353	0,416
Sd(m)	0,024	0,038	0,083	0,133
Relación de ductilidad	2,751	3,630	6,435	9,417
Amortiguamiento efectivo	0,141	0,178	0,205	0,205
factor de modificación	1,133	1,098	0,974	0,967

Cuadro 5.46: Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección X

### Verificación de los objetivos de desempeño

El Comité VISION 2000 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a los niveles de desempeño, donde el primer tramo de la curva de capacidad bilineal corresponde a un comportamiento elástico hasta el punto de fluencia, mientras que el segundo tramo corresponde a un comportamiento inelástico de la estructura. Los puntos de desempeño obtenidos ubicamos en la curva de capacidad sectorizado del edificio, para verificar los objetivos de desempeño de acuerdo al tipo de edificación en estudio.

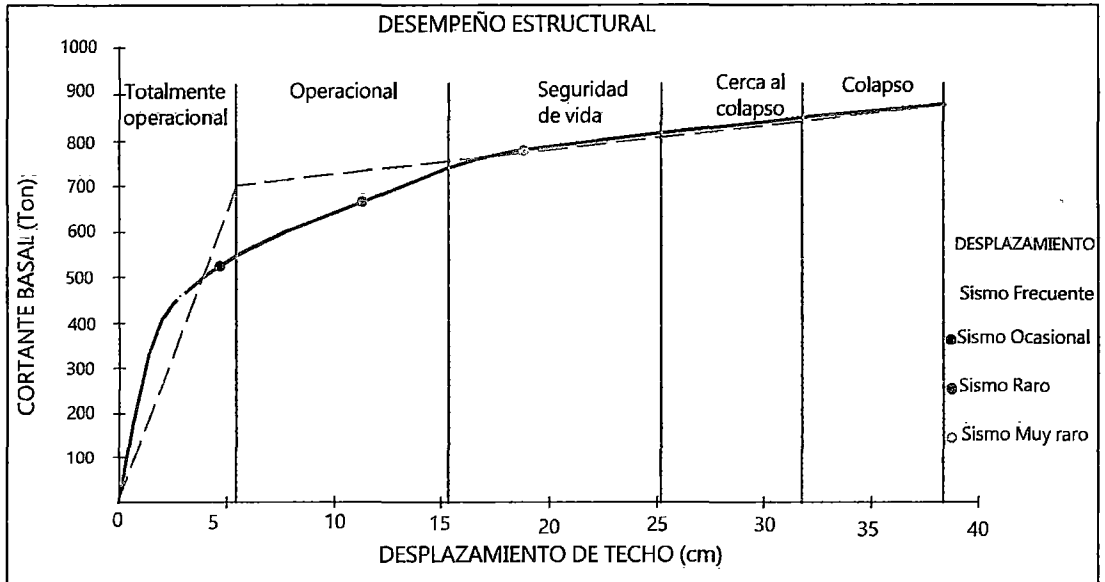


Figura 5.32: Desempeño estructural de la edificación, en la dirección X

Según el Cuadro 5.1, objetivos de desempeño sísmico (sismos de análisis y desempeño esperado en la edificación) nuestra edificación está clasificada como básica, por tal motivo se debe alcanzar un nivel totalmente Operacional para el sismo Frecuente, un nivel Operacional para el sismo Ocasional, un nivel de seguridad de vida para el sismo raro y Prevención de colapso para el sismo Muy raro, bajo esta clasificación se resume lo siguiente:

- **Desempeño alcanzado para el sismo frecuente**

Según el gráfico 5.32, ante la ocurrencia de sismos frecuentes la estructura experimenta un desplazamiento en el techo de 2.91 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Completamente operacional, cumpliendo el objetivo de diseño. Se aprecia que la estructura se comportará en la zona elástica por lo tanto el daño estructural es nulo y el estado de daño despreciable.

- **Desempeño alcanzado para el sismo ocasional**

Según el gráfico 5.32, ante ocurrencia de sismos Ocasionales la estructura expe-

rimentará un desplazamiento de techo de 4.73 cm que corresponde a un nivel de desempeño Completamente operacional, teniendo en cuenta que para estos sismos según el comité VISION 2000 el desempeño es Operacional, el desempeño es altamente aceptable para nuestro diseño. Se precisa que el punto de desempeño está en el límite de la zona elástica y inelástica. En consecuencia no habrá daño significativo en la estructura ya que la misma se mantendrá muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantendrán su función.

■ **Desempeño alcanzado para el sismo raro**

Según el gráfico 5.32, ante la ocurrencia de un sismo raro la estructura en estudio experimentará un desplazamiento de techo de 11.36 cm, teniendo en cuenta que esta estructura fue concebida para el desempeño de seguridad de vida el margen es altamente aceptable. No obstante a ello los elementos estructurales sufrirán agrietamientos, donde el daño será entre leve y moderado en elementos arquitectónicos, por lo tanto el estado de daño es leve.

■ **Desempeño alcanzado para el sismo muy raro**

Según el gráfico 5.32, la estructura experimentará un desplazamiento de techo de 18.86 cm que corresponde a un nivel de desempeño de seguridad de vida, que es aceptable con un margen holgado, teniendo en cuenta que la comité VISION 2000, considera cerca del colapso para este evento sísmico. No obstante a ello la edificación sufrirá daños moderados en algunos elementos resistentes por lo tanto habrá una pérdida de resistencia y rigidez lateral. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.

**Punto de demanda para el sismo frecuente en la dirección Y**

En la Figura 5.33 se muestra el punto de desempeño obtenido a través de un proceso iterativo, con el procedimiento descrito en el Capítulo 3 para el sismo frecuente y en el Cuadro 5.47 los valores obtenidos del mismo. Se precisa que las curvas con línea rojas representan a la familia de espectros de demanda, mientras que las curvas con línea azul y morado representan curva de espectro de capacidad y curva de amortiguamiento variable, respectivamente.

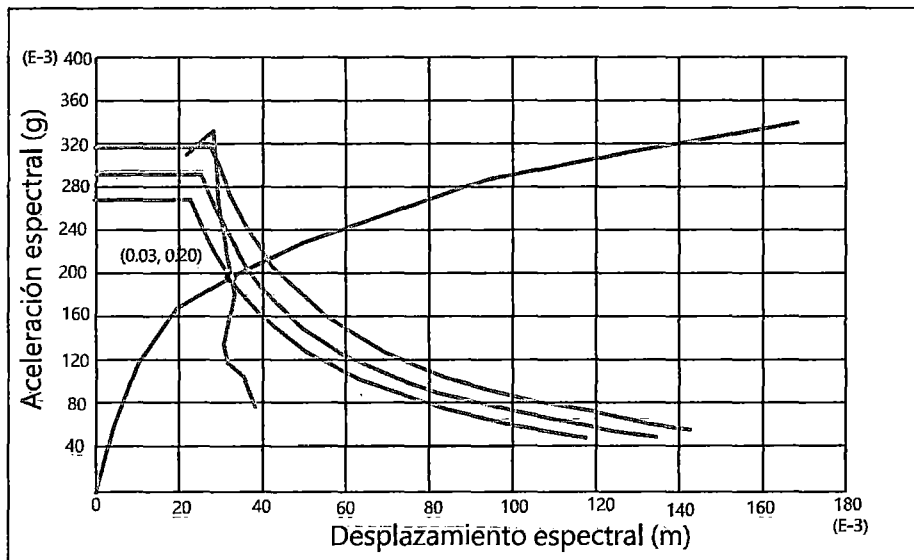


Figura 5.33: Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	489435,000
desplazamiento(m)	0,073
Sa(g)	0,196
Sd(m)	0,033
Relación de ductilidad	3,709
Amortiguamiento efectivo	0,183
factor de modificación	1,299

Cuadro 5.47: Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y

**Punto de demanda para el sismo ocasional en la dirección Y**

En la Figura 5.34 se muestra el punto de desempeño obtenido para el sismo ocasional a través de un proceso iterativo, y en el Cuadro 5.48 los valores del mismo. Se precisa de la misma manera que las curvas con línea roja representan a la familia de espectros de demanda, mientras que las curvas con línea azul y morado representan curva de espectro de capacidad y curva de amortiguamiento variable, respectivamente.

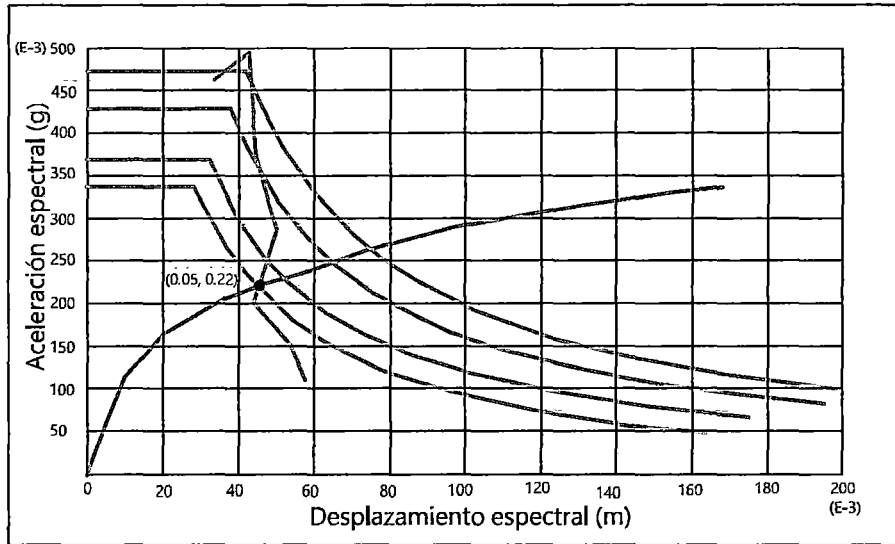


Figura 5.34: Punto de demanda para el sismo ocasional, en la dirección Y

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	545738,640
desplazamiento(m)	0,105
Sa(g)	0,221
Sd(m)	0,047
Relación de ductilidad	4,631
Amortiguamiento efectivo	0,199
factor de modificación	1,159

Cuadro 5.48: Punto de demanda para el sismo ocasional, en la dirección Y

### Punto de demanda para el sismo raro en la dirección Y

En la Figura 5.35 se muestra el punto de desempeño obtenido para el sismo raro a través de un proceso iterativo, y en el Cuadro 5.49 los valores del mismo. Se precisa de la misma manera que las curvas con línea roja representan a la familia de espectros de demanda, mientras que las curvas con línea azul y morado representan curva de espectro de capacidad y curva de amortiguamiento variable, respectivamente.

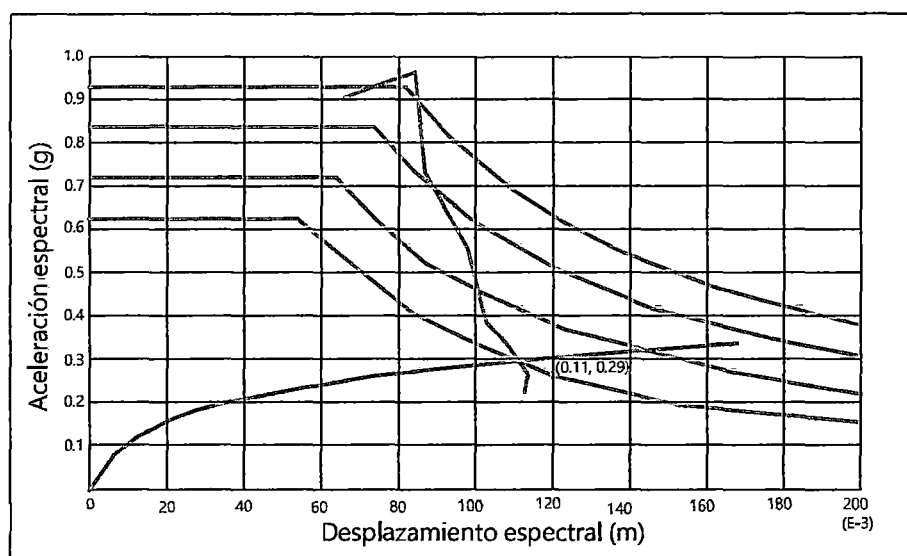


Figura 5.35: Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección Y

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	703545,780
desplazamiento(m)	0,240
Sa(g)	0,291
Sd(m)	0,106
Relación de ductilidad	8,327
Amortiguamiento efectivo	0,206
factor de modificación	1,006

Cuadro 5.49: Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección Y

### Punto de demanda para el sismo muy raro en la dirección Y

En la Figura 5.36 se muestra el punto de desempeño obtenido para el sismo muy raro a través de un proceso iterativo, y en el Cuadro 5.52 los valores del mismo. Se precisa de la misma manera que las curvas con línea rojas representan a la familia de espectros de demanda, mientras que las curvas con línea azul y morado representan curva de espectro de capacidad y curva de amortiguamiento variable, respectivamente.

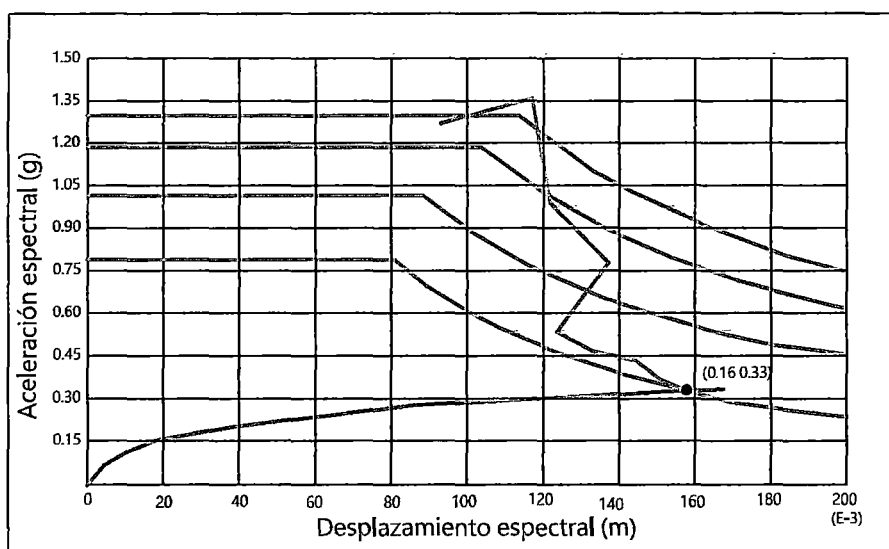


Figura 5.36: Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección Y

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	762538,560
desplazamiento(m)	0,357
Sa(g)	0,325
Sd(m)	0,156
Relación de ductilidad	10,779
Amortiguamiento efectivo	0,201
factor de modificación	0,919

Cuadro 5.50: Punto de demanda para el sismo muy raro, en la dirección Y

Resumen de Punto de desempeño para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección Y

PUNTO DE DEMANDA PARA LOS SISMOS				
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Fuerza cortante(Kgf)	489435,000	545738,640	703545,780	762538,560
desplazamiento(m)	0,073	0,105	0,240	0,357
Sa(g)	0,196	0,221	0,291	0,325
Sd(m)	0,033	0,047	0,106	0,156
Relación de ductilidad	3,709	4,631	8,327	10,779
Amortiguamiento efectivo	0,183	0,199	0,206	0,201
factor de modificación	1,299	1,159	1,006	0,919

Cuadro 5.51: Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección Y

Verificación de los objetivos de desempeño

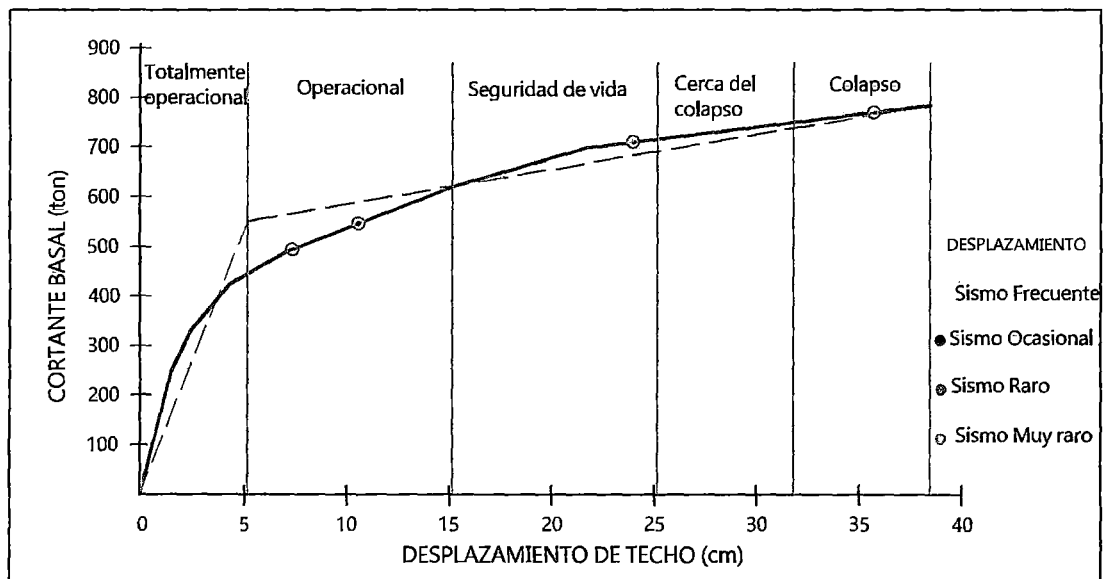


Figura 5.37: Desempeño estructural de la estructura en la dirección Y

■ Desempeño alcanzado para el sismo frecuente

Según la gráfica 5.37, la estructura presenta un desplazamiento de techo de 7.3 cm que

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

corresponde a un nivel de desempeño Operacional. La estructura presentará agrietamiento en elementos estructurales, daño entre leve y moderado en contenido y elementos arquitectónicos. La estructura podrá ser ocupada después de pequeños arreglos.

#### ■ Desempeño alcanzado para el sismo ocasional

Según la gráfica 5.37, la estructura para el sismo Ocasional experimentará un desplazamiento de techo de 10.50 cm que corresponde a un nivel de desempeño Operacional.

#### ■ Desempeño alcanzado para el sismo raro

Según la gráfica 5.37, la estructura experimenta un desplazamiento de techo de 24 cm que corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de vida, el desempeño es aceptable teniendo en cuenta que la estructura fue concebida para este evento sísmico.

#### ■ Desempeño alcanzado para el sismo muy raro

Según la gráfica 5.37, la estructura desarrollará un desplazamiento de 35.70 cm, que corresponde a un nivel de desempeño de Colapso, por lo tanto habrá una pérdida total de soporte, y no será posible la reparación.

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

El diseño sísmico realizado en la sección 5.2 del presente capítulo, ha sido netamente aporticado es decir no se consideró el efecto de muros de mampostería. En el diseño sísmico con incorporación de muros de mampostería se pretende incorporar los muros

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

de mampostería como un elemento colaborante a la rigidez lateral, considerando como un diagonal equivalente actuando en compresión, como se ha descrito ampliamente en el capítulo 4. No obstante a que la mayoría de los ingenieros estructurales, utilizan los elementos tipo área (shell) para modelar los muros de mampostería, en esta investigación se optó por el método de macro-modelos (Diagonal equivalente), para modelar los muros de mampostería actuando sólo en compresión.

#### 5.3.1. Distribución y dimensiones de muros de mampostería

La distribución de los muros de mampostería esta definido por la arquitectura, en una etapa inicial del proyecto, como se muestra en los planos adjuntos. La mayoría de los muros de mampostería tiene un espesor de 25 cm (muros de cabeza), existiendo también muros de 15 cm espesor (muros de sogá).

#### Elementos horizontales y verticales de confinamiento

Los elementos de confinamiento vertical y horizontal, para los muros de mampostería se predimensionó tomando en cuenta las dimensiones mínimas que estipula la norma E.070 para la albañilería confinada. Cuando los elementos verticales (columnas) no reciben carga sino sólo tienen función de confinamiento la sección mínima debe ser  $600\text{ cm}^2$  por reglamento, es decir 25 cm x 25 cm. Para el presente proyecto de investigación las columnas adoptarán el ancho de muro, es decir 25cm y peralte de 15 cm como mínimo y las vigas 25 cm de base y 15 cm de peralte.

Elementos de confinamiento		
	Ancho (m)	Peralte(m)
Columnas	0,25	0,15
Vigas	0,25	0,15

Cuadro 5.52: Dimensiones de los elementos de confinamiento de muros de mampostería

### 5.3.2. Cálculo de parámetros de muros de mampostería

El ancho equivalente del muro se calcula a través de la expresión 5.3.1, modelo de Paulay y Priestley (1992)[23] adoptado por la norma E.070 y el límite de resistencia a compresión del puntal a través de la expresión 5.3.3 recomendado por el Doctor Francisco Crisafulli[49]:

$$w_o = \frac{L}{4} \quad (5.3.1)$$

$$Area = w_o t \quad (5.3.2)$$

$$f_{compresión} = \frac{1}{2} (v'_m) (Area) \quad (5.3.3)$$

Las resistencias características de los muros de mampostería, tanto a la compresión axial y diagonal son las siguientes:

Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	
f'm	65
v'm	8,1

Cuadro 5.53: Resistencias características de la mampostería

Donde las nomenclaturas utilizadas en la expresión anterior y en las tablas siguientes son: L es la longitud de la diagonal equivalente,  $w_o$  es el ancho de la diagonal equivalente, t espesor de muro,  $v'_m$  es la resistencia a compresión de la mampostería cargada diagonalmente, área es el producto de ancho equivalente y el espesor del muro,  $f'_m$  es la resistencia característica a la compresión axial de la albañilería,  $h_m$  altura del muro,  $l_v$  longitud de muro,

A continuación se muestra en los Cuadros 5.54, 5.55 y 5.56 los cálculos de los parámetros de la diagonal equivalente para cada muro, ver planos adjuntos para la nomenclatura de muro.

5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

PRIMER PISO						
	$h_m$	$l_v$	$L$	$w_o$	$t$	$f_{com}$
Muro	m	m	m	m	m	$kg/cm^2$
M1X	1,50	3,42	3,73	0,93	0,25	9452,92
M2X	2,10	3,42	4,01	1,00	0,25	10158,61
M3X	2,50	4,12	4,82	1,20	0,25	12198,52
M4X	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M5X	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M6X	1,10	2,93	3,13	0,78	0,25	7922,00
M6X'	2,50	1,40	2,87	0,72	0,25	7252,82
M7X	1,10	4,53	4,66	1,17	0,25	11799,78
M8X	2,50	2,20	3,33	0,83	0,25	8429,48
M9X	2,50	4,80	5,41	1,35	0,25	13699,19
M10X	2,50	1,91	3,15	0,79	0,25	7963,63
M11X	2,10	3,65	4,21	1,05	0,25	10659,09
M12X	2,50	3,65	4,42	1,11	0,25	11198,46
M13X	2,50	1,42	2,88	0,72	0,25	7277,69
M1Y	1,10	3,40	3,57	0,89	0,25	9045,46
M2Y	1,10	3,29	3,47	0,87	0,25	8780,96
M3Y	1,10	1,20	1,63	0,41	0,25	4120,58
M4Y	2,50	4,60	5,24	1,31	0,15	7951,35
M5Y	2,50	2,40	3,47	0,87	0,25	8772,16
M6Y	2,50	2,10	3,26	0,82	0,25	8264,44
M7Y	2,50	2,10	3,26	0,82	0,25	8264,44
M8Y	1,10	3,60	3,76	0,94	0,25	9528,40
M9Y	1,10	3,50	3,67	0,92	0,25	9286,62
M10Y	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M11Y	2,50	1,35	2,84	0,71	0,25	7191,82
M12Y	2,50	1,10	2,73	0,68	0,25	6913,60

Cuadro 5.54: Parámetros de los muros de mampostería

5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

SEGUNDO PISO						
	$h_m$	lv	L	$w_o$	t	$f_{com}$
Muro	m	m	m	m	m	kg/cm <sup>2</sup>
M1X	1,50	3,42	3,73	0,93	0,25	9452,92
M2X	2,10	3,42	4,01	1,00	0,25	10158,61
M3X	2,50	4,12	4,82	1,20	0,25	12198,52
M4X	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M5X	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M6X	0,40	2,93	2,96	0,74	0,25	7485,36
M7X	2,50	1,40	2,87	0,72	0,25	7252,82
M8X	0,40	5,50	5,51	1,38	0,25	13958,64
M9X	2,50	4,62	5,25	1,31	0,25	13296,75
M10X	2,50	4,80	5,41	1,35	0,25	13699,18
M11X	2,50	1,91	3,15	0,79	0,25	7963,63
M12X	2,50	3,65	4,42	1,11	0,25	11198,46
M13X	2,50	3,65	4,42	1,11	0,25	11198,46
M14X	2,50	1,42	2,88	0,72	0,25	7277,68
M1Y	0,80	4,60	4,67	1,17	0,25	11818,53
M2Y	0,80	3,29	3,39	0,85	0,25	8570,48
M3Y	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M4Y	2,50	4,60	5,24	1,31	0,15	7951,35
M5Y	2,50	2,40	3,47	0,87	0,25	8772,16
M6Y	2,50	2,10	3,26	0,82	0,25	8264,44
M7Y	2,50	2,10	3,26	0,82	0,25	8264,44
M8Y	1,10	2,40	2,64	0,66	0,25	6682,69
M9Y	1,10	4,90	5,02	1,26	0,25	12711,82
M10Y	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M11Y	2,50	1,35	2,84	0,71	0,25	7191,82
M12Y	2,50	1,10	2,73	0,68	0,25	6913,60

Cuadro 5.55: Parámetros de los muros de mampostería

5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

TERCER PISO						
	$h_m$	lv	L	$w_o$	t	$f_{com}$
Muro	m	m	m	m	m	kg/cm <sup>2</sup>
M1X	1,50	3,42	3,73	0,93	0,25	9452,92
M2X	2,10	1,31	2,48	0,62	0,25	6269,46
M3X	2,50	4,11	4,81	1,20	0,15	7306,13
M4X	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M5X	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M6X	0,40	2,93	2,96	0,74	0,25	7485,36
M7X	2,50	1,40	2,87	0,72	0,25	7252,82
M8X	0,40	4,33	4,35	1,09	0,25	11006,98
M9X	2,50	4,62	5,25	1,31	0,25	13296,75
M10X	2,50	1,11	2,74	0,68	0,25	6923,84
M11X	2,50	2,70	3,68	0,92	0,25	9314,17
M12X	2,50	1,91	3,15	0,79	0,25	7963,63
M13X	2,50	3,65	4,42	1,11	0,25	11198,46
M14X	2,50	3,65	4,42	1,11	0,25	11198,46
M15X	2,50	1,42	2,88	0,72	0,25	7277,68
M1Y	2,50	4,60	5,24	1,31	0,15	7951,35
M2Y	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M3Y	1,60	3,40	3,76	0,94	0,25	9511,57
M4Y	1,10	1,85	2,15	0,54	0,25	5448,07
M5Y	2,50	3,84	4,58	1,15	0,25	11598,43
M6Y	2,50	2,35	3,43	0,86	0,25	8684,99
M7Y	1,10	2,15	2,42	0,60	0,25	6113,11
M8Y	1,10	4,90	5,02	1,26	0,25	12711,82
M9Y	2,50	1,20	2,77	0,69	0,25	7019,37
M10Y	2,50	1,10	2,73	0,68	0,25	6913,60
M11Y	2,50	1,10	2,73	0,68	0,25	6913,60

Cuadro 5.56: Parámetros de los muros de mampostería

### 5.3.3. Modelización de la Diagonal equivalente en ETABS 2013

La diagonal equivalente se modela como un elemento tipo frame sólo a compresión como se muestra en la Figura 5.38, para ello se restringen los momentos actuantes al inicio y final del elemento como se muestra en la Figura 5.39<sup>1</sup>

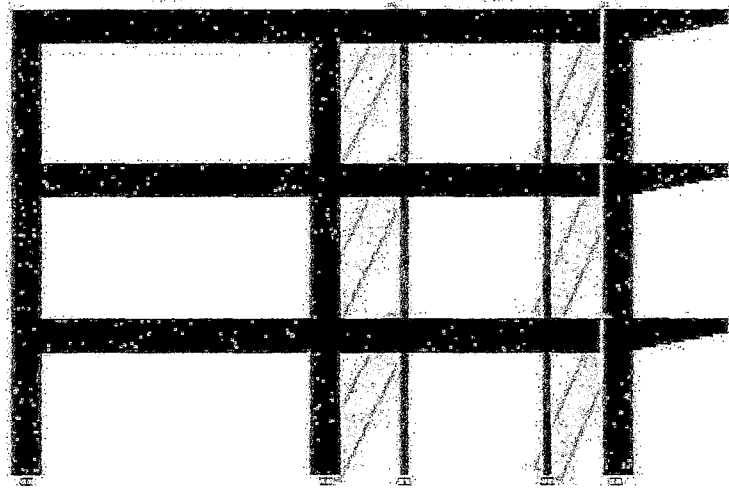


Figura 5.38: Modelización de mampostería, elevación lateral eje B-B

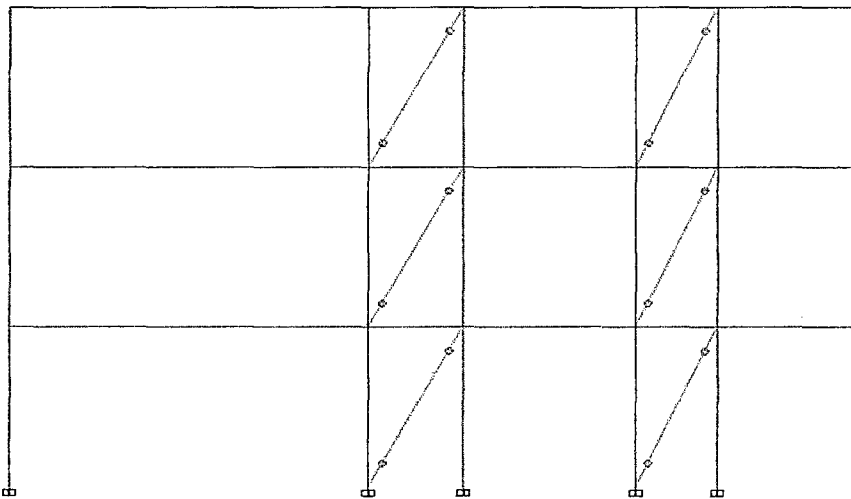


Figura 5.39: Restricción de momentos en el puntal, elevación lateral eje B-B

<sup>1</sup>La secuencia de modelaje de muros de mampostería como diagonal equivalente en ETABS se muestra en forma detallada en los anexos adjuntos

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

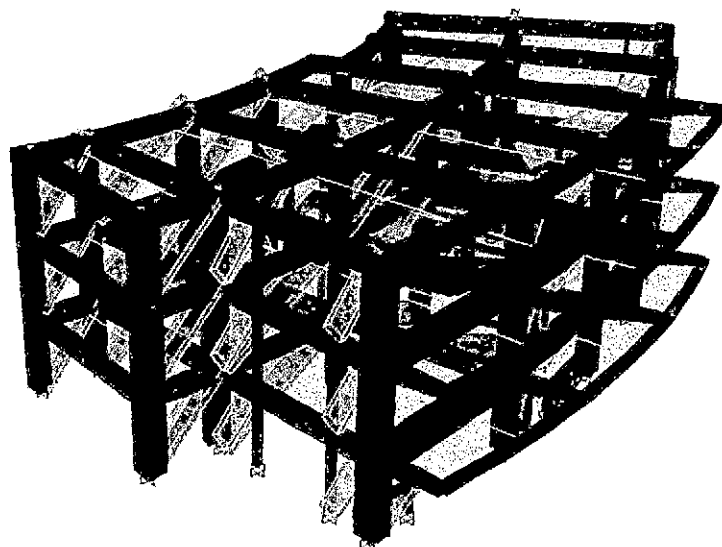


Figura 5.40: Modelización de mampostería, Vista 3D

#### 5.3.4. Asignación de Límite de resistencia a Compresión de la Diagonal equivalente

Los valores mostrados en los Cuadros 5.54, 5.55 y 5.56 se asigna a cada muro modelizado como se muestra:

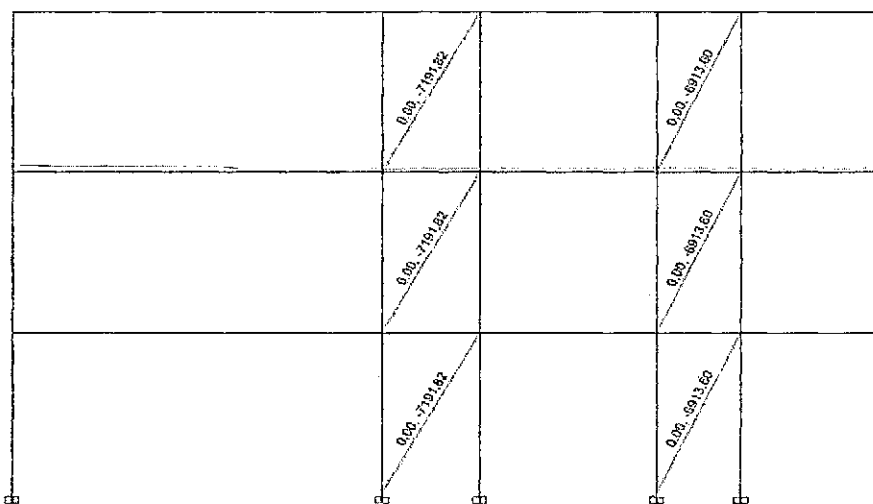


Figura 5.41: Asignación de límites de resistencia a compresión del puntal, vista eje B-B

### 5.3.5. Análisis dinámico lineal

Con los mismos parámetros sísmicos del análisis anterior se realiza el análisis sísmico lineal.

#### Periodos y modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo(seg)	UX	UY	UZ	Suma(UX)	Suma(UY)	Suma(UZ)
1	0,3920	0,3602	0,1674	0,0000	0,3602	0,1674	0,0000
2	0,3490	0,4442	0,0934	0,0000	0,8045	0,2608	0,0000
3	0,3300	0,0472	0,0307	0,0000	0,8516	0,2915	0,0000
4	0,2810	0,0003	0,0000	0,0000	0,8520	0,2915	0,0000
5	0,2730	0,0002	0,5873	0,0000	0,8522	0,8788	0,0000
6	0,2170	0,0001	0,0006	0,0000	0,8523	0,8794	0,0000
7	0,1640	0,0002	0,0000	0,0000	0,8525	0,8795	0,0000
8	0,1520	0,0002	0,0000	0,0000	0,8527	0,8795	0,0000
9	0,1220	0,0434	0,0294	0,0000	0,8960	0,9089	0,0000

Cuadro 5.57: Periodos y modos de vibración de la estructura

Los periodos de vibración de la estructura son 0.35 seg y 0.27 seg en las direcciones X e Y respectivamente, como era de esperarse los periodos disminuyen con relación al periodo de la estructura netamente aperticada. Se destaca que el periodo obtenido del análisis dinámico esta en función de la rigidez de la estructura y del desplazamiento.

#### Centro de masa y rigidez de la estructura

Los centros de masa y rigidez están con respecto al origen de coordenadas

Piso	Centro de masa (X)	Centro de masa (Y)	Centro de rigidez (X)	Centro de rigidez (Y)
	m	m	m	m
Piso 1	37,77	14,02	35,68	14,43
Piso 2	37,77	14,02	35,68	14,43
Piso 3	37,77	14,02	35,68	14,43

Cuadro 5.58: Centro de masa y rigidez de la estructura

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

La excentricidad estática en la dirección X e Y son 2.09m y 0.41m respectivamente, con ello se puede afirmar que la estructura presentará problemas de torsión en la dirección X, si se acopla el muro de mampostería en el proceso constructivo.

#### Deriva máxima de piso

Piso	Altura (cm)	$[q_e](X)$ (cm)	$[q_e](Y)$ (cm)	$[q_i](X)$ (cm)	$[q_i](Y)$ (cm)	$[q_i - q_{i-1}](X)$ (cm)	$[q_i - q_{i-1}](Y)$ (cm)	$[\gamma_i](X)$ -	$[\gamma_i](Y)$ -	Límite -
Piso 1	320,00	0,18	0,16	0,83	0,70	0,83	0,70	0,003	0,002	0,007
Piso 2	320,00	0,42	0,33	1,88	1,46	1,05	0,77	0,003	0,002	0,007
Piso 3	320,00	0,57	0,44	2,57	1,98	0,69	0,52	0,002	0,002	0,007

Cuadro 5.59: Desplazamientos y derivas máximas de piso

Las derivas máximas de piso son: 0.3% y 0.2% en la dirección X e Y respectivamente, con ello se puede afirmar que la estructura tendrá un mejor comportamiento con relación al desplazamiento. Se destaca que la deriva máxima de piso que se obtuvo en el análisis sísmico anterior netamente aporricado fue 0.7%, es decir, igual a la máxima permitida por la norma.

#### Cálculo de acero en los elementos de confinamiento de muro

El área de acero requerido en los elementos de confinamiento de los muros de mampostería es mínimo de acuerdo a los esfuerzos actuantes obtenidos en el programa ETABS, lo mismo que se presenta en los Cuadros 5.60 y 5.63

ACERO	COLUMNETAS
Área de acero requerido ( $cm^2$ )	3,75
Varilla colocado	4 $\phi$ 1/2"
Área de acero colocado ( $cm^2$ )	5,08

Cuadro 5.60: Acero en las columnetas de confinamiento de mampostería

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

ACERO	VIGUETAS
Área de acero negativo requerido ( $\text{cm}^2$ )	0,99
Área de acero negativo positivo ( $\text{cm}^2$ )	0,42
Varilla negativo colocado	$2\phi 3/8''$
Varilla positivo colocado	$2\phi 3/8''$

Cuadro 5.61: Acero en las viguetas de confinamiento de mampostería

#### 5.3.6. Análisis Estático no Lineal con ETABS 2013

##### Incursión inelástica de la estructura

A través de la asignación de las rótulas plásticas, en los miembros del elemento se visualiza el proceso de plastificación de los miembros de la estructura. A continuación se muestra la formación de las rótulas plásticas en los elementos de la estructura a medida que van incursionando en el rango inelástico.<sup>1</sup>

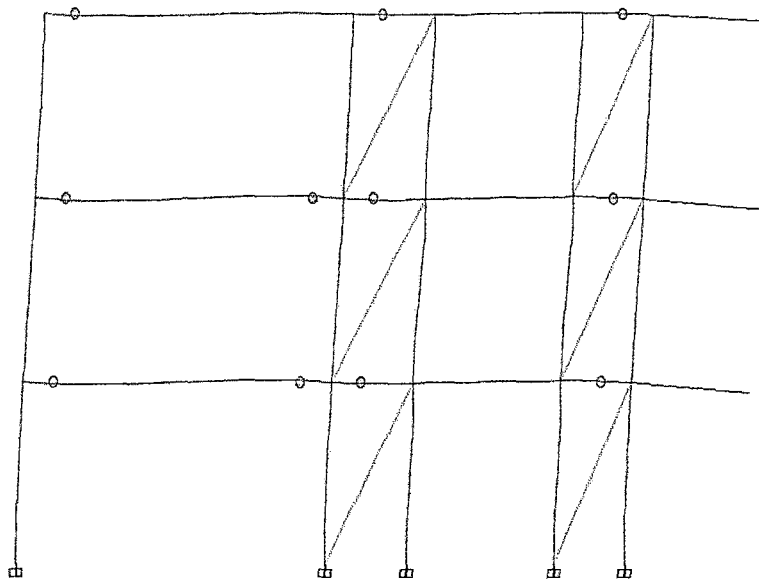


Figura 5.42: Proceso de formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 3

<sup>1</sup>La rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar.

5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

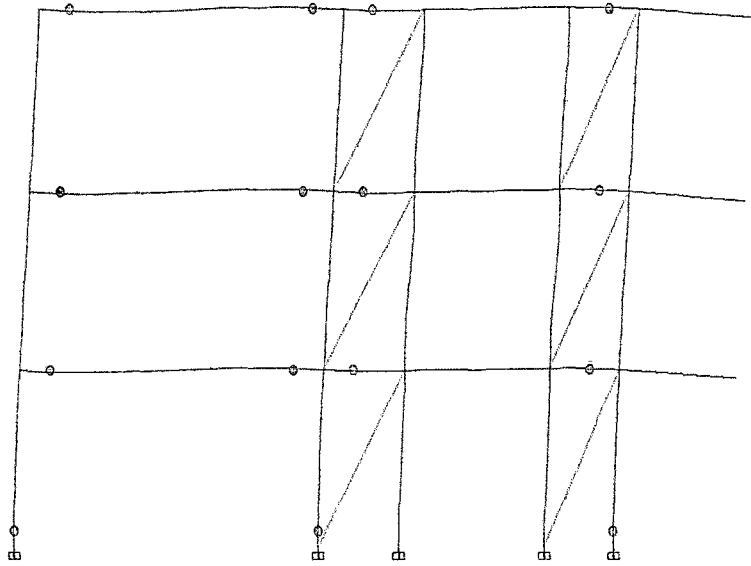


Figura 5.43: Proceso de formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 4

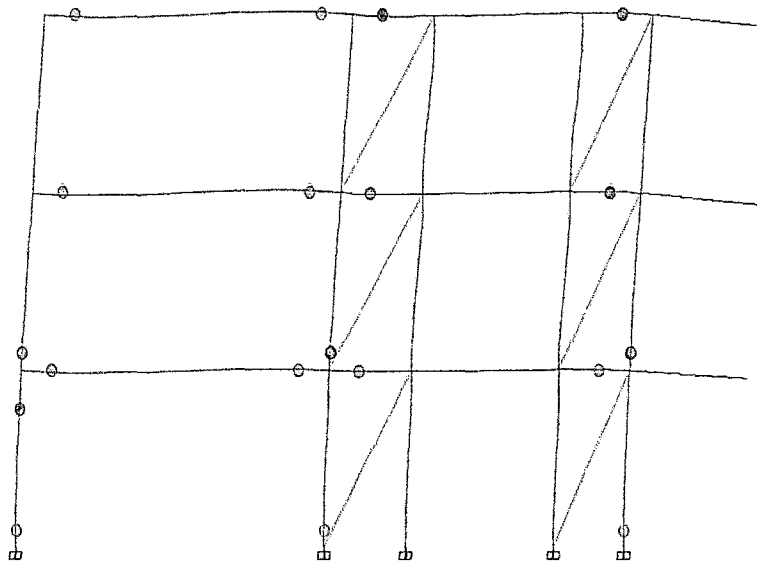


Figura 5.44: Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 12

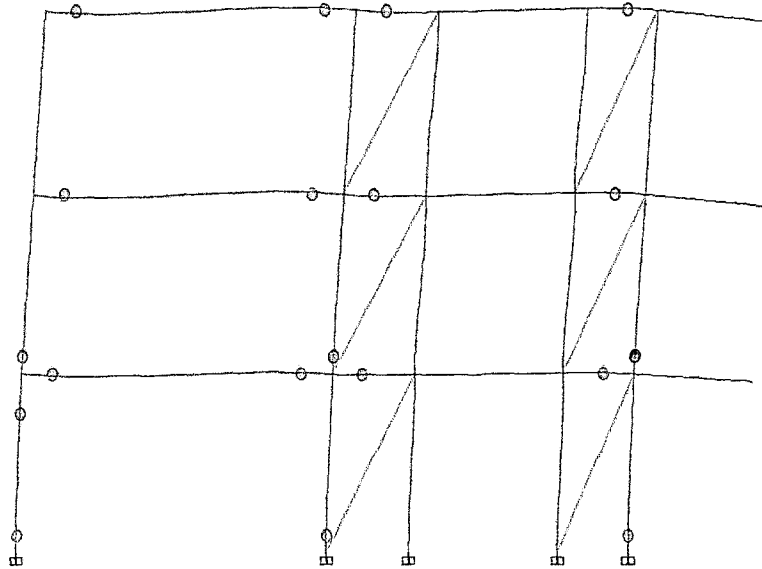


Figura 5.45: Formación de las rótulas plásticas en el eje B-B, Pushover paso 13

Según el gráfico 3.32 descrito ampliamente en el capítulo 3, de como identificar el desempeño de los miembros de la estructura a través del proceso de formación de las rótulas plásticas se puede afirmar lo siguiente. De acuerdo al diseño por capacidad (viga débil-columna fuerte), las primeras rótulas deberían aparecer primero en los elementos viga luego en las columnas, este proceso de formación de las rótulas plásticas en teoría se cumple en la práctica de acuerdo al gráfico mostrado en la Figura 5.42, el color magenta indica que los elementos trabajan en el rango elástico con un desempeño totalmente operacional, el color azul que se formó en el paso 4 nos indica que el elemento inicia la incursión en el rango inelástico, con un desempeño también de ocupación inmediata, el color morado que se ha formado en las vigas en el paso 12 del proceso de plastificación de los elementos indican que comienza una degradación significativa de la resistencia, mientras el color rojo nos indica que la viga llega al colapso después de llegar a su máxima deformación. Finalmente la estructura colapsa en el paso 13 debido a la formación de la rótula plástica de color morado, en la columna, pues este color indica colapso.

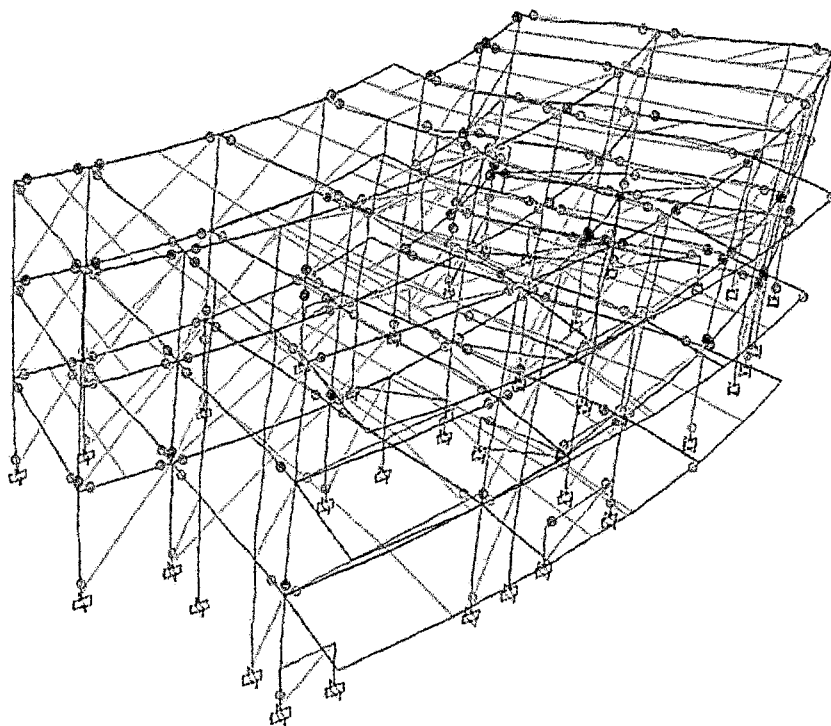


Figura 5.46: Formación de las Rótulas Plásticas Próximo al Colapso, Vista 3D

### Curva de capacidad de la estructura

La curva de capacidad representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Es una representación de la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica, que depende de la resistencia y capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. Se obtiene a través de la distribución de patrón de las fuerzas laterales a lo largo del eje vertical del edificio, ubicado en el centro de masas de cada piso.

A continuación se muestra las curvas de capacidad de la estructura en las direcciones principales de análisis:

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

- Curva de capacidad de la estructura en la dirección X

Desplazamiento de techo	Cortante basal
cm	Tonf
0,00	0,00
0,64	188,85
1,52	373,31
2,91	495,85
6,88	646,88
10,91	758,17
15,00	865,71
16,62	898,59
18,79	916,59
22,76	944,23
26,68	980,39
27,41	985,81
30,76	1020,90
30,77	1020,95
32,51	1041,06

Cuadro 5.62: Valores de la curva de capacidad

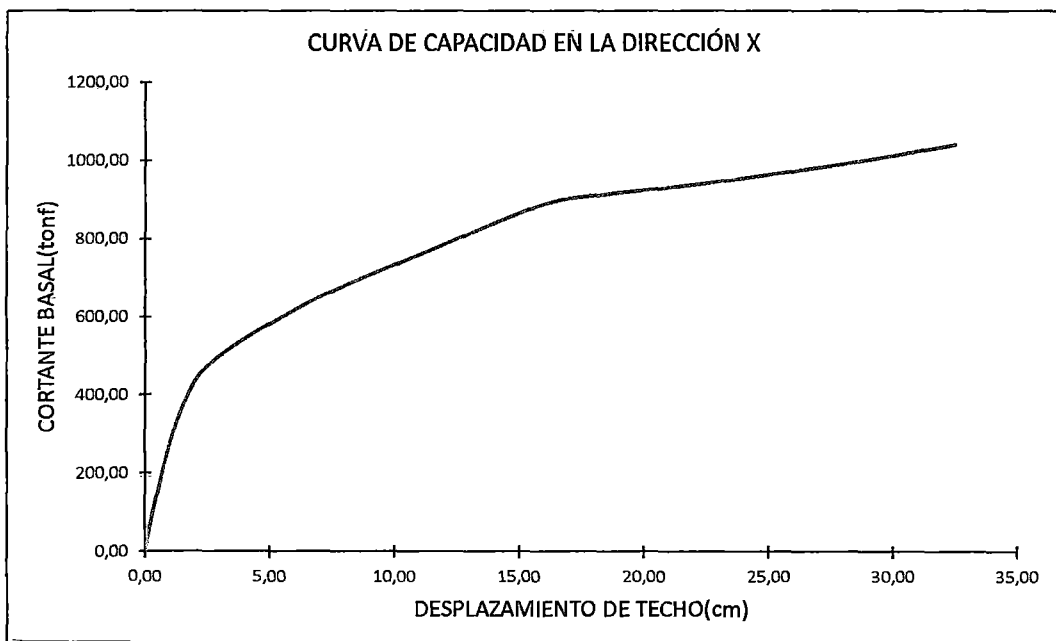


Figura 5.47: Curva de capacidad de la estructura en la dirección X

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

- Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y

Desplazamiento de techo	Cortante Basal
m	tonf
0,00	0,00
0,88	111,07
0,88	111,33
0,88	111,32
2,54	254,98
5,17	359,69
9,45	444,76
13,41	505,15
17,60	563,73
21,51	610,16
25,44	646,13
29,32	671,65
33,34	703,14
37,30	728,42
38,40	735,57

Cuadro 5.63: Valores de la curva de capacidad

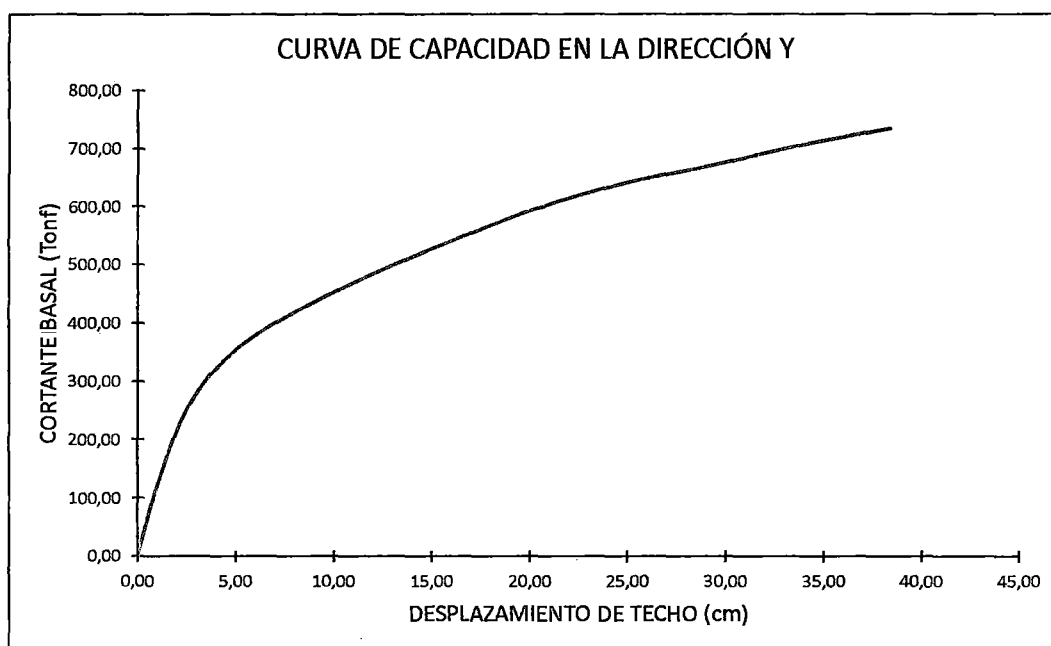


Figura 5.48: Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y

5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

- Curva de espectro de Capacidad

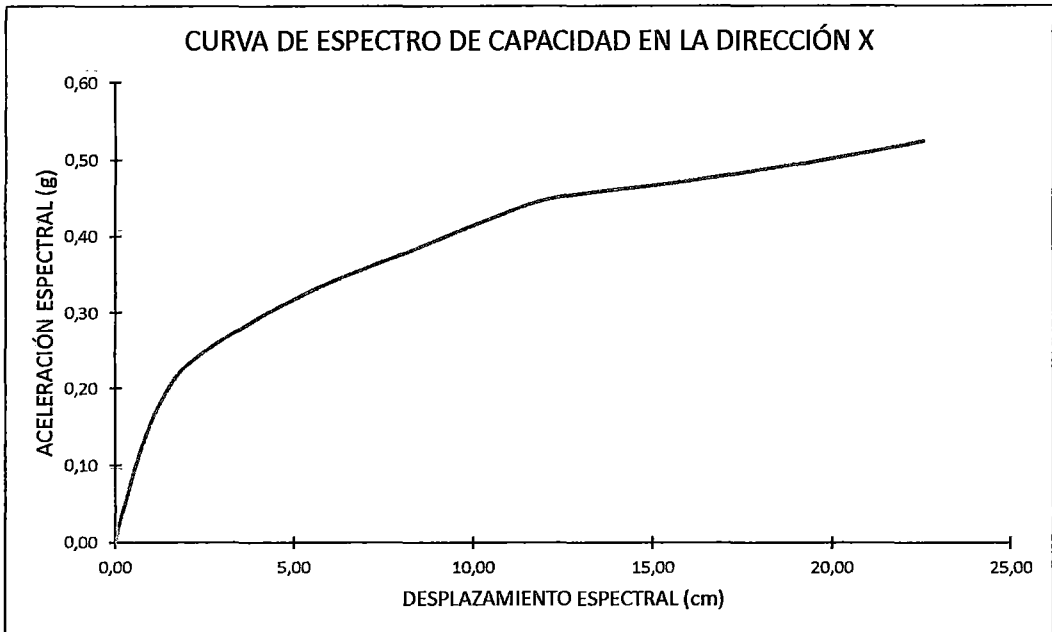


Figura 5.49: Espectro de capacidad de la estructura en la dirección X

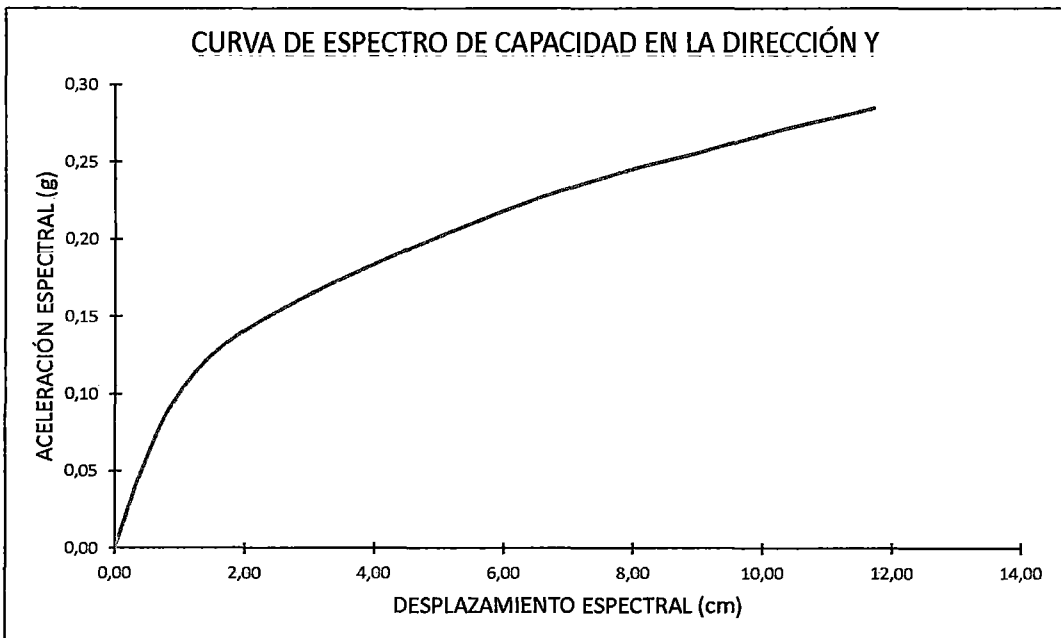


Figura 5.50: Espectro de capacidad de la estructura en la dirección Y

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

#### ■ Espectro de Capacidad Bilineal.

En la literatura mundial existen varios métodos para encontrar la Curva de Espectro Bilineal, pero como se ha descrito en esta investigación esta curva hallamos por el criterio de igualdad de áreas.

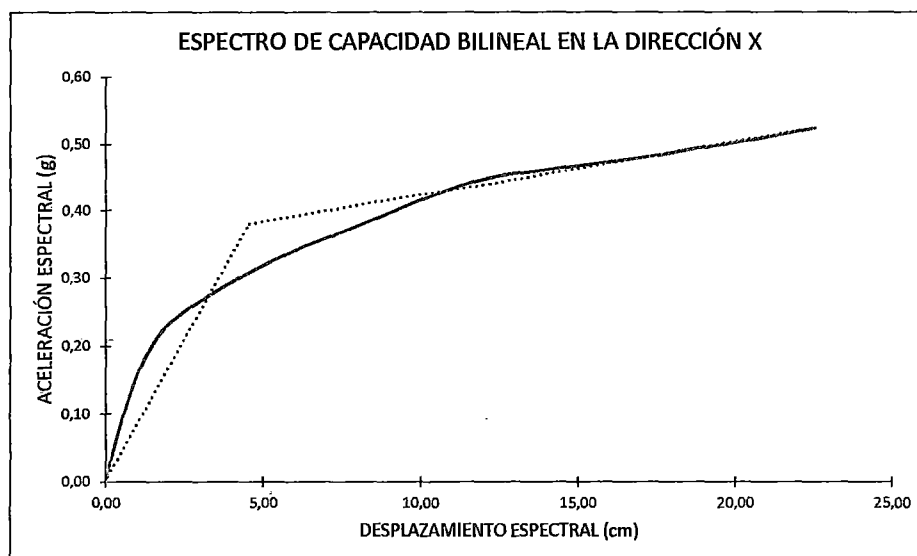


Figura 5.51: Espectro de capacidad de la estructura en la dirección X

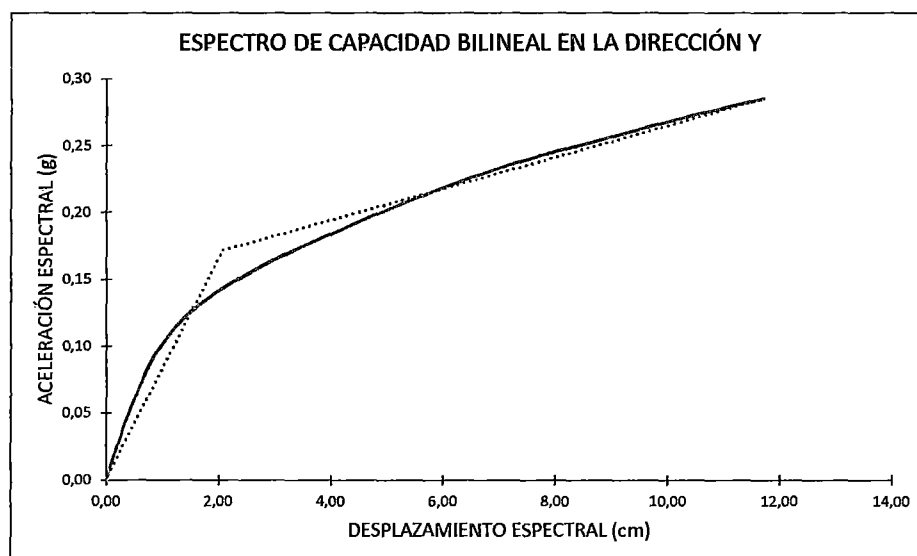


Figura 5.52: Espectro de capacidad de la estructura en la dirección Y

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

#### Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección X

A continuación se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, con el procedimiento descrito ampliamente en el capítulo 3, para el sismo frecuente y en el Cuadro 5.64 los valores obtenidos del mismo.

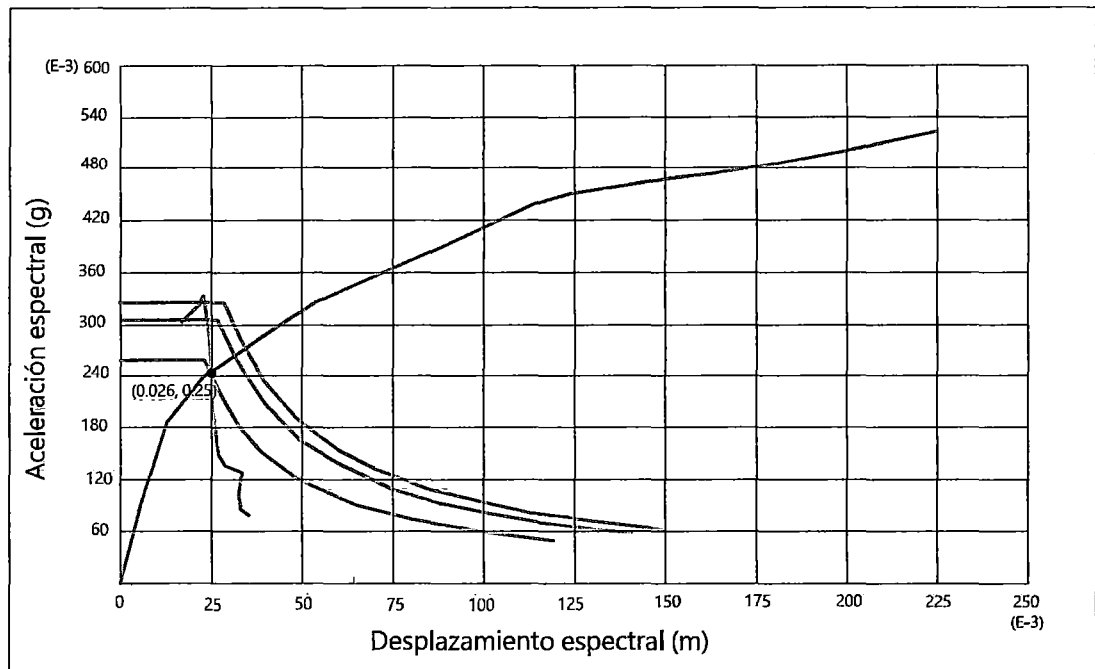


Figura 5.53: Punto de desempeño para el sismo frecuente

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	502893,780
desplazamiento(m)	0,031
Sa(g)	0,251
Sd(m)	0,026
Relación de ductilidad	2,937
Amortiguamiento efectivo	0,151
factor de modificación	1,210

Cuadro 5.64: Punto de demanda para el sismo frecuente

**Punto de demanda para el sismo ocasional, en la dirección X**

En la Figura 5.54 se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, para el sismo ocasional y en el Cuadro 5.65 los valores obtenidos del mismo.

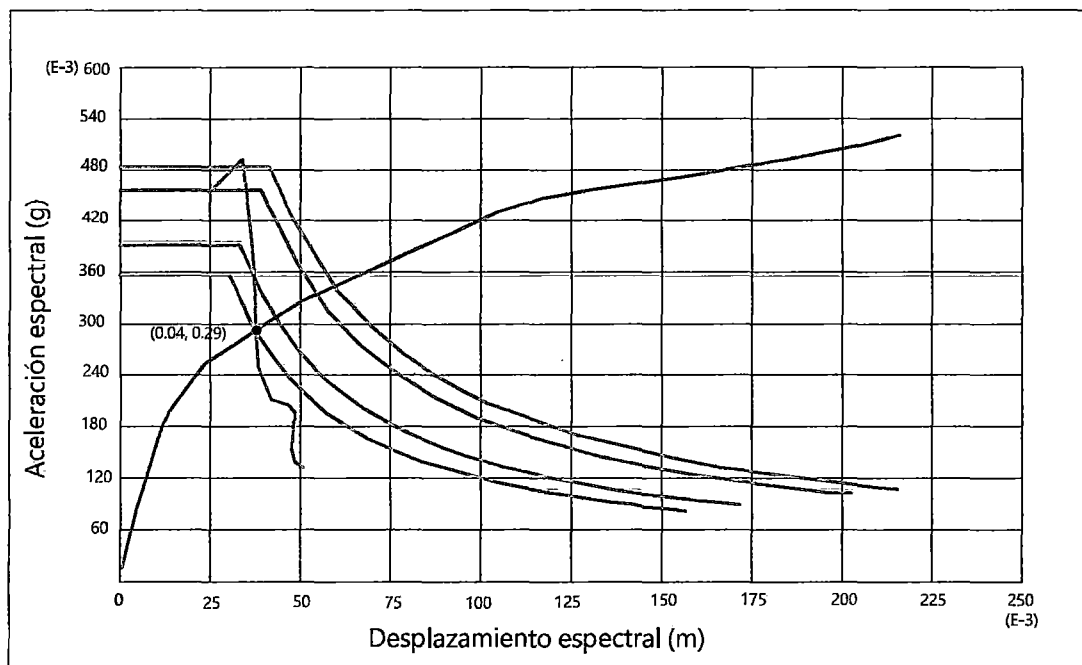


Figura 5.54: Punto de desempeño para el sismo ocasional

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	575677,790
desplazamiento(m)	0,050
Sa(g)	0,288
Sd(m)	0,039
Relación de ductilidad	3,837
Amortiguamiento efectivo	0,177
factor de modificación	1,154

Cuadro 5.65: Punto de demanda para el sismo frecuente

Punto de demanda para el sismo raro, en la dirección X

En la Figura 5.55 se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, para el sismo raro y en el Cuadro 5.66 los valores obtenidos del mismo.

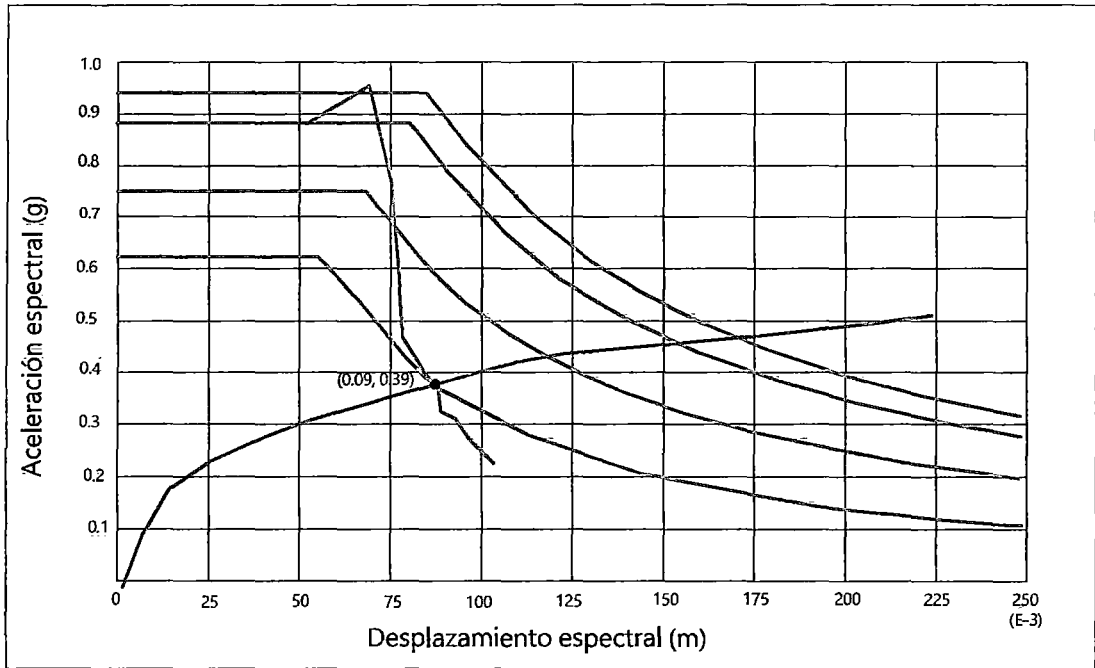


Figura 5.55: Punto de desempeño para el sismo ocasional

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	789812,360
desplazamiento(m)	0,121
Sa(g)	0,394
Sd(m)	0,089
Relación de ductilidad	7,001
Amortiguamiento efectivo	0,207
factor de modificación	1,072

Cuadro 5.66: Punto de demanda para el sismo raro

5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

Punto de demanda para el sismo muy raro, en la dirección X

En la Figura 5.56 se muestra el punto de demanda obtenido a través de un proceso iterativo, para el sismo raro y en el Cuadro 5.67 los valores obtenidos del mismo.

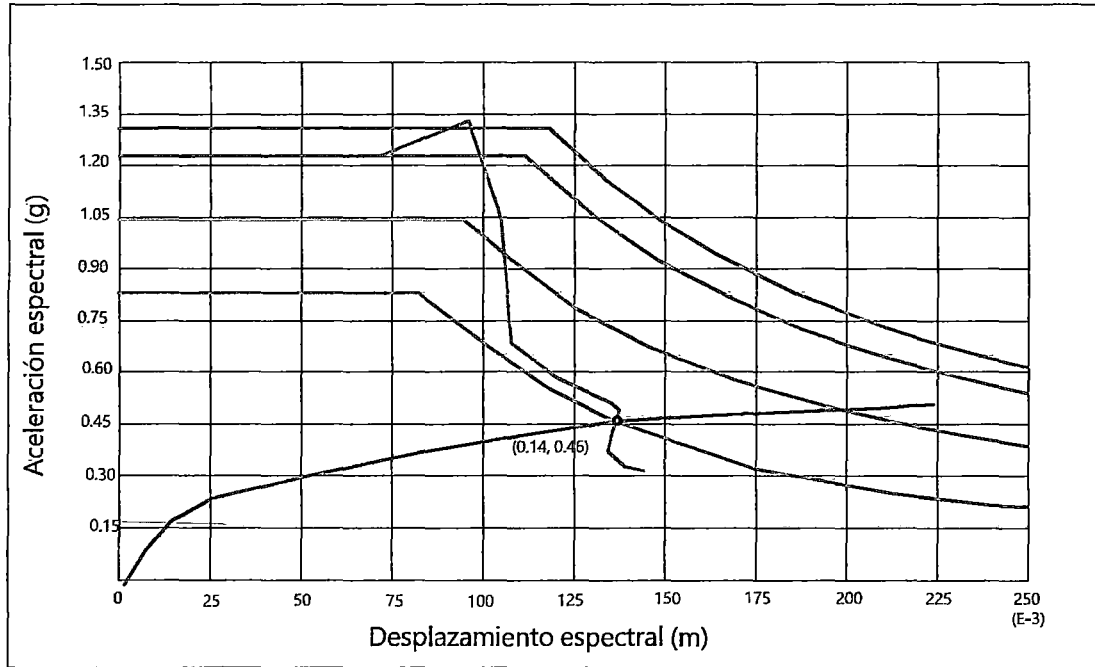


Figura 5.56: Punto de desempeño para el sismo raro

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	915995,500
desplazamiento(m)	0,187
Sa(g)	0,460
Sd(m)	0,136
Relación de ductilidad	9,303
Amortiguamiento efectivo	0,204
factor de modificación	1,154

Cuadro 5.67: Punto de demanda para el sismo muy raro

Resumen de Punto de desempeño para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección X

PUNTO DE DEMANDA PARA LOS SISMOS				
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Fuerza cortante(Kgf)	502893,780	575677,790	789812,360	915995,500
desplazamiento(m)	0,031	0,050	0,121	0,187
Sa(g)	0,251	0,288	0,394	0,460
Sd(m)	0,026	0,039	0,089	0,136
Relación de ductilidad	2,937	3,837	7,001	9,303
Amortiguamiento efectivo	0,151	0,177	0,207	0,204
factor de modificación	1,210	1,154	1,072	1,154

Cuadro 5.68: Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección X

Verificación de los objetivos de desempeño

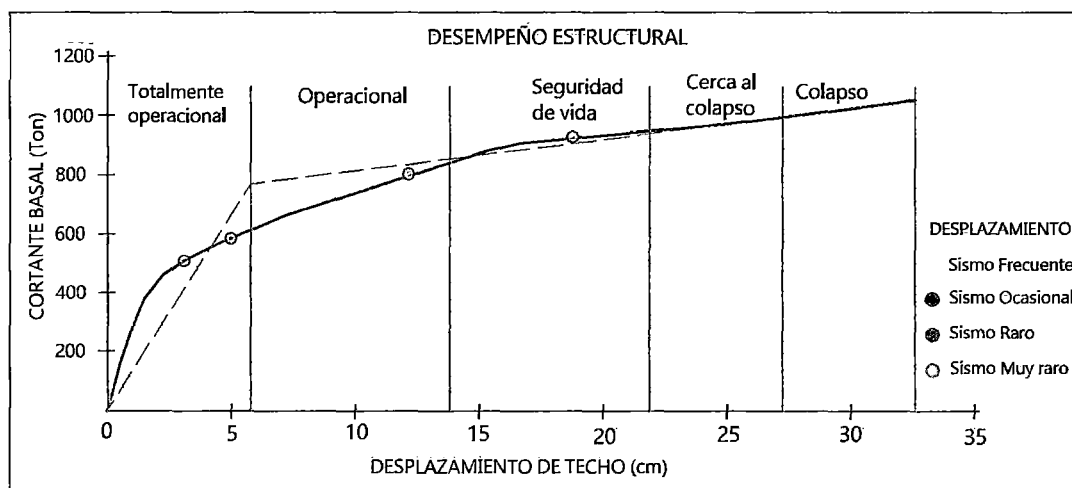


Figura 5.57: Desempeño estructural de la edificación en la dirección X

■ Desempeño alcanzado para el sismo frecuente

Según el gráfico 5.57, ante la ocurrencia de sismos frecuentes la estructura experimenta un desplazamiento en el techo (punto de control) de 3.09 cm, que corresponde

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

a un nivel de desempeño Totalmente operacional, cumpliendo el objetivo de diseño. Se aprecia que la estructura se comportará en el rango lineal, con daño estructural y no estructural despreciable.

#### ■ Desempeño alcanzado para el sismo ocasional

Según el gráfico 5.57, ante la acción de un sismo ocasional la estructura experimenta un desplazamiento en el techo (punto de control) de 5.01 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Totalmente operacional. Se destaca que este nivel de desempeño es adecuado teniendo en cuenta que objetivo de performance para esta acción sísmica es operacional.

#### ■ Desempeño alcanzado para el sismo raro

Según el gráfico 5.57, ante la acción de un sismo severo la edificación experimenta un desplazamiento en el techo (punto de control) de 12.14 cm, que corresponde a un nivel de desempeño operacional, teniendo en cuenta que el desempeño para esta acción sísmica es seguridad de vida hay un margen aceptable de performance estructural. No obstante a ello la edificación sufrirá agrietamientos importantes en los elementos estructurales pero con unos arreglos pequeños la edificación será habitable.

#### ■ Desempeño alcanzado para el sismo muy raro

Según el gráfico 5.57, ante la acción de un sismo muy raro la estructura experimenta un desplazamiento en el techo de 18.72 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Seguridad de vida, teniendo en cuenta que el desempeño para esta acción sísmica es cerca al colapso hay un margen aceptable de performance estructural, no obstante a ello la estructura sufrirá pérdida de rigidez lateral, pero el sistema seguirá funcional, luego de una evaluación puede ser necesario cerrar temporalmente el edificio hasta hasta su rehabilitación.

**Punto de demanda para el sismo frecuente en la dirección Y**

En la Figura 5.58 se muestra el punto de desempeño obtenido a través de un proceso iterativo, con el procedimiento descrito en el Capítulo 3 para el sismo frecuente y en el Cuadro 5.69 los valores obtenidos del mismo. Se precisa que las curvas con línea roja representan a la familia de espectros de demanda, mientras que las curvas con línea azul y morado representan curva de espectro de capacidad y curva de amortiguamiento variable, respectivamente.

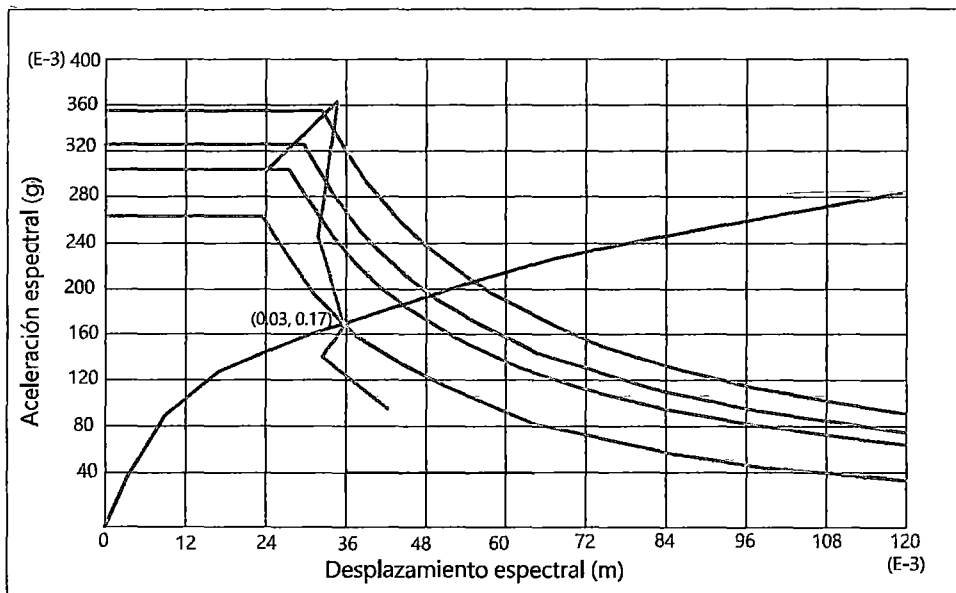


Figura 5.58: Punto de desempeño para el sismo frecuente en la dirección Y

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	463935,750
desplazamiento(m)	0,107
Sa(g)	0,170
Sd(m)	0,033
Relación de ductilidad	4,184
Amortiguamiento efectivo	0,196
factor de modificación	1,266

Cuadro 5.69: Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y

**Punto de demanda para el sismo ocasional en la dirección Y**

En la Figura 5.59 se muestra el punto de desempeño obtenido a través de un proceso iterativo, con el procedimiento descrito en el Capítulo 3 para el sismo ocasional y en el Cuadro 5.70 los valores obtenidos del mismo. Se precisa que las curvas con línea rojas representan a la familia de espectros de demanda, mientras que las curvas con línea azul y morado representan curva de espectro de capacidad y curva de amortiguamiento variable, respectivamente.

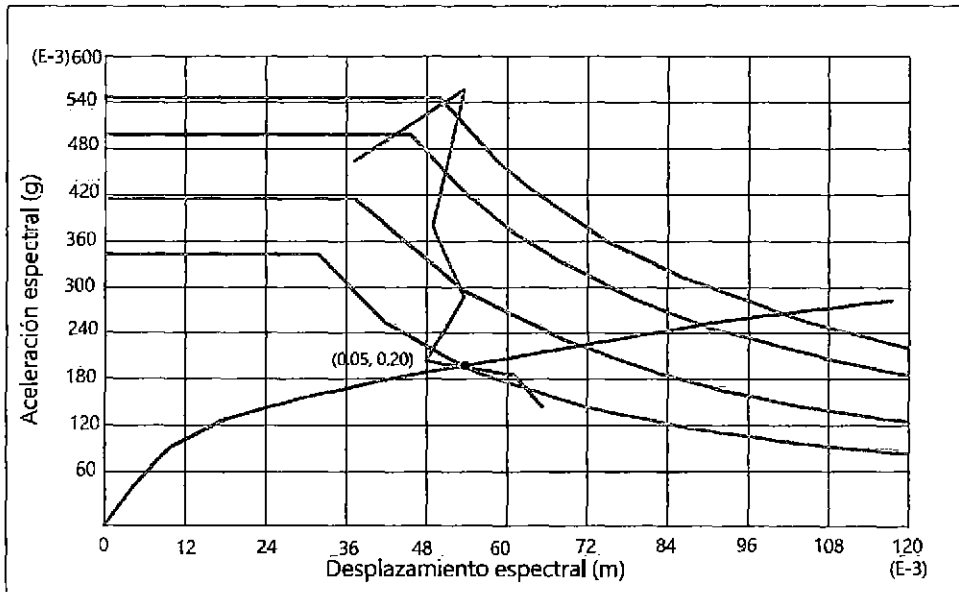


Figura 5.59: Punto de desempeño para el sismo ocasional en la dirección Y

PUNTO DE DESEMPEÑO	
Fuerza cortante(Kgf)	546313,470
desplazamiento(m)	0,164
$S_n(g)$	0,202
$S_d(m)$	0,050
Relación de ductilidad	5,677
Amortiguamiento efectivo	0,205
factor de modificación	1,131

Cuadro 5.70: Punto de demanda para el sismo frecuente, en la dirección Y

Punto de demanda para el sismo raro en la dirección Y

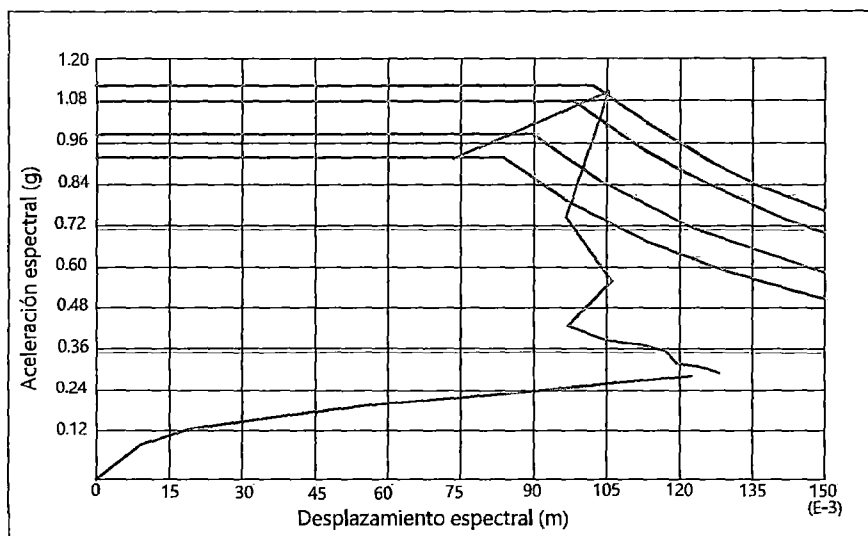


Figura 5.60: Punto de desempeño para el sismo raro en la dirección Y

Punto de demanda para el sismo muy raro en la dirección Y

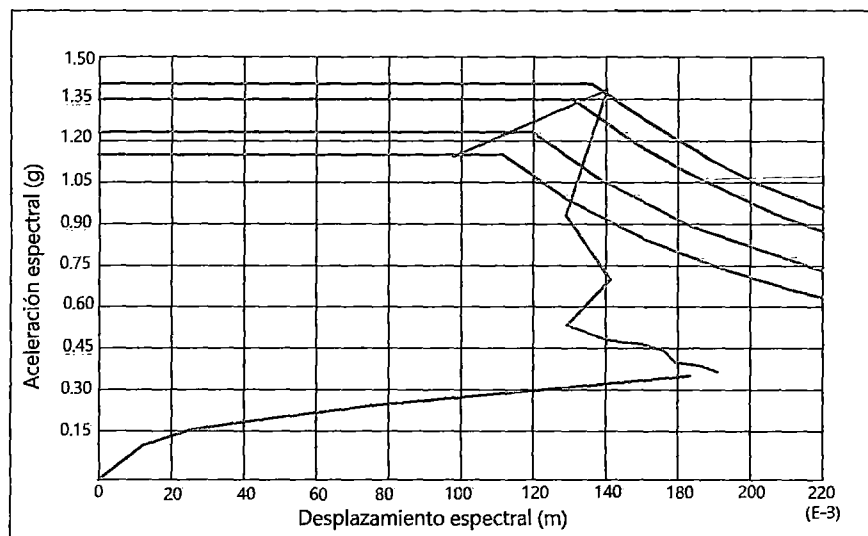


Figura 5.61: Punto de desempeño para el sismo muy raro en la dirección Y

### 5.3. Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería

En la Figura 5.60 y 5.61 se muestra el proceso iterativo para la obtención del punto de demanda para el sismo raro y muy raro respectivamente con el procedimiento descrito en el Capítulo 3. Como se aprecia en el gráfico no hay convergencia hacia el punto de desempeño, esto se debe a que la demanda de ductilidad es mucho mayor que la ductilidad desarrollada por el edificio. Como se ha mencionado en esta investigación, actualmente no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para definir claramente los puntos de fluencia efectiva y el desplazamiento último, no obstante a ello la ductilidad del edificio se calcula en esta investigación entre el desplazamiento último que corresponde al final de la curva de capacidad y el desplazamiento que corresponde a punto de fluencia efectiva, definida por la curva de capacidad bilineal. Según esta gráfica se puede afirmar que la estructura presentará grandes problemas ante la acción de un sismo raro y muy raro debido a que el espectro de demanda es mucho mayor que la capacidad resistente de la estructura.

#### Resumen de punto de desempeño para los cuatro eventos sísmicos en la dirección Y

PUNTO DE DEMANDA PARA LOS SISMOS:				
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Fuerza cortante(Kgf)	463935,750	546313,470	-	-
desplazamiento(m)	0,107	0,164	-	-
Sa(g)	0,170	0,202	-	-
Sd(m)	0,033	0,050	-	-
Relación de ductilidad	4,184	5,677	-	-
Amortiguamiento efectivo	0,196	0,205	-	-
factor de modificación	1,266	1,131	-	-

Cuadro 5.71: Punto de demanda para los cuatro eventos sísmicos, en la dirección Y

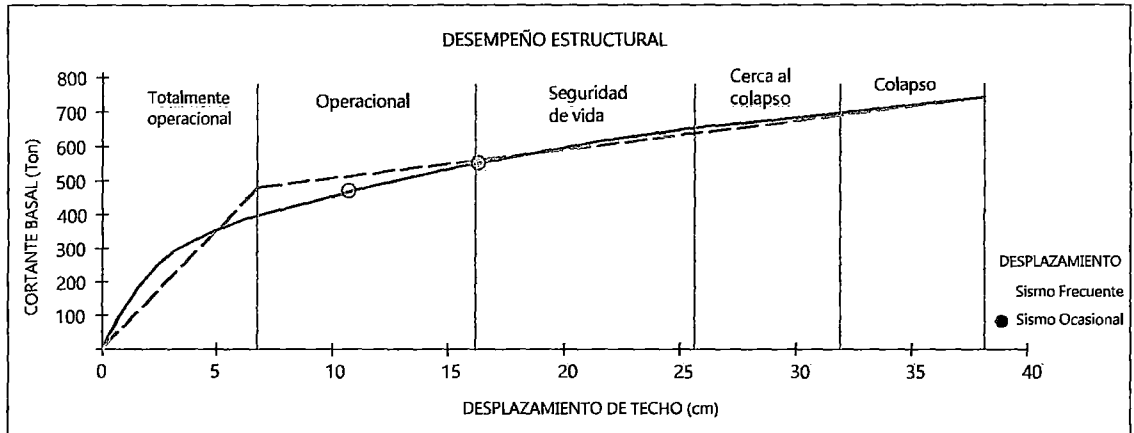


Figura 5.62: Desempeño estructural de la edificación en la dirección Y

■ **Desempeño alcanzado para el sismo frecuente**

Según la gráfica 5.62, ante la ocurrencia de un evento sísmico frecuente la edificación experimenta un desplazamiento en el techo (punto de control) de 10.7 cm, que corresponde a un nivel de desempeño operacional, teniendo en cuenta que el nivel de desempeño asociado para este evento sísmico es Totalmente operacional la estructura presentará daños leves en los elementos estructurales pero no complete la seguridad de la estructura, no obstante los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales puede interrumpir parcialmente algunas funciones normales.

■ **Desempeño alcanzado para el sismo ocasional**

Según la gráfica 5.62, ante la ocurrencia de un evento sísmico ocasional la edificación experimenta un desplazamiento en el techo (punto de control) de 16.36 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Seguridad de vida, teniendo en cuenta que el nivel de desempeño asociado para este evento sísmico es Operacional la estructura presentará daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura

### 5.3. *Diseño Sísmico por Desempeño del Módulo 3, con incorporación de mampostería*

y la capacidad de resistir cargas adicionales se verán reducidas probablemente en un gran porcentaje.

#### ■ **Desempeño alcanzado para el raro y muy raro**

Ante la ocurrencia de un evento sísmico Raro y Muy raro la estructura definitivamente colapsará, debido a que el espectro de demanda es mucho mayor que la capacidad resistente de la estructura, esto se aprecia en las gráficas 5.60 y 5.61.

# Capítulo 6

## Conclusiones y Recomendaciones

### 6.1. Conclusiones

Con la finalización de la presente investigación se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- El resultado del análisis estático no lineal, utilizando el método del espectro de capacidad, en la dirección “X” de la edificación, muestra que para una edificación básica, con sistema estructural aporticado sin la incorporación de muros mampostería, diseñada con los criterios de la Norma Peruana E.030, tiene un performance dentro del rango elástico cuando es sometido a un nivel de sismo frecuente y sismo ocasional, mientras tanto para los sismos severo y muy raro incursiona en el rango inelástico alcanzando un nivel de desempeño operacional y seguridad de vida respectivamente. Teniendo en cuenta que para los sismos severo y muy raro los objetivos de desempeño estructural son: seguridad de vida y cerca al colapso hay un margen aceptable de comportamiento adecuado frente a estos niveles de sismo.
- En la dirección “Y” de análisis de la edificación, frente a los sismos frecuente y ocasional la estructura incursiona en el rango inelástico alcanzando un nivel de

performance operacional, mientras tanto para los sismos raro y muy raro alcanza un nivel de performance de seguridad de vida y colapso respectivamente. Teniendo en cuenta que el performance asociado para el sismo muy raro es cerca al colapso y no el colapso, se concluye que la ductilidad desarrollada por la edificación es mucho menor que la demanda de ductilidad frente a este evento sísmico.

- Los niveles de desempeño alcanzado por la edificación, en la dirección "X", con incorporación de muros de mampostería en el análisis estructural son similares a los resultados obtenidos sin ella. pero la diferencia fundamental es la rigidez que aportaron los muros de mampostería en el desplazamiento lateral, esto se logra dilucidar a partir de la curva de capacidad de la estructura, donde con la incorporación de muros de mampostería la estructura soporta aproximadamente 1041 ton para llegar al ultimo punto de desplazamiento de 38.40 cm mientras tanto sin ella solo requiere 877 ton, es decir la diferencia de 167 ton fue absorbida por los muros de mampostería.
- En la segunda dirección de análisis, es decir en la dirección "Y", con la incorporación de muros de mampostería el nivel de desempeño alcanzando para los sismos frecuente y ocasional son: operacional y seguridad de vida respectivamente; teniendo en cuenta que los niveles de desempeño asociado a estos niveles de sismo son totalmente operacional y operacional no cumple el objetivo de performance. mientras tanto para los niveles de sismos raro y muy raro no hay convergencia hacia el punto de demanda, esto se debe a que el espectro de demanda es mucho mayor que la capacidad resistente de la estructura y por ende la demanda de ductilidad es mucho mayor que la ductilidad de la estructura. Esto se debe en gran parte a que en ésta dirección de análisis los muros de mampostería y elementos resistentes no estan alineados sino ubicados radialmente respecto al origen de coordenadas.

- Se comprueba en las secciones de columnas del edificio analizado que a mayor cuantía de acero de refuerzo es menor la capacidad de comportamiento inelástico. Pero en ningún momento las secciones requieren cuantías más de lo permitido por la Norma E.060, trabajando adecuadamente con una cuantía de 3%.
- La rigidez lateral supuesta igual en ambas direcciones de análisis no cumple en la práctica debido a la irregularidad estructural en planta de la estructura.
- No se debe pretender cumplir los objetivos de diseño con el predimensionamiento de los elementos resistentes en un inicio, si no obtener a través de un proceso iterativo prueba-error. En un inicio la estructura en estudio no cumplía con las derivas de piso máximo permitido con vigas de 30x60cm hasta llegar a dimensiones definitivas de 30x70 como mínimo.
- El mecanismo de viga débil y columna fuerte se cumple, debido a la primera incursión inelástica de los elementos viga luego de los elementos columna, esto se logra apreciar a través del proceso de plastificación de los elementos resistentes.
- En la generación de los espectros de demanda sísmica, para los niveles de sismo: Frecuente, Ocasional y Muy raro se utilizó los estudios realizados por el Dr. Roberto Aguiar Falconí[71]

## 6.2. Recomendación

- Realizar el análisis sísmico con la incorporación de muros de mampostería en estructuras que presentan regularidad en su configuración estructural, pues estos elementos aumentan la rigidez lateral si están acoplados a los elementos resistentes de la estructura, pero no se recomienda su acoplamiento en estructuras totalmente irregulares debido a que si no están bien configurados causan problemas de torsión.

- El sistema estructural optado para el módulo 3 de la Infraestructura de la escuela profesional de Ingeniería Civil debe ser netamente aporticado debido a la confiabilidad estructural mostrado, no se permite el acoplamiento de los muros de albañilería a los pórticos debido a la generación de torsión por la irregularidad de la estructura.
- Se recomienda utilizar las secciones de columnas como tipo: Cross, L, T debido al aporte a la rigidez lateral en ambas direcciones de la estructura.
- Las cuatías máximas recomendadas para el performance óptimo de la estructura en las columnas oscilan alrededor de 3% y en las vigas las cuantías mostradas en las Tablas 5.29 y 5.31.
- Con la finalidad de determinar un valor más confiable del punto de desempeño, se recomienda usar, además del proceso sugerido en el método que se explica en el documento del ATC-40, algún otro método alternativo para la reducción del Espectro de Demanda con la finalidad de tener una mayor certeza del valor de las coordenadas de dicho punto (como el método propuesto por Miranda y Bertero).
- El parámetro de respuesta para definir el criterios de aceptación fue el desplazamiento de entrepiso, se recomienda utilizar los límites de desempeño del concreto y del acero (los cuales están basados en numerosas pruebas experimentales) dentro de los criterios de aceptación, ya que con estos se puede tener un monitoreo del comportamiento de cada elemento de la estructura.
- Realizar el análisis sísmico con el nuevo enfoque integrador: suelo-cimentación-superestructura, lo cual describe el performance real de la edificación.

### 6.3. Líneas futuras de investigación

- Se deberían utilizar métodos más avanzados para el estudio del comportamiento de edificios, y aplicación en nuestra ciudad, tal es el caso de análisis no-lineal cronológico, análisis incremental dinámico, entre otros. Estos análisis permiten estudiar de una manera más precisa, ante sismos representativos o artificiales.
- Plantear una metodología para la búsqueda de valores de  $R$  para edificaciones que se construyen en nuestro país, con las características y factores propios de la zona para poder realizar un mejor análisis planteado a nuestras edificaciones existentes y edificaciones futuras a ser construidas.
- Realizar estudios de peligrosidad sísmica para las zonas 1 y 2, para determinar los factores de zona asociados a cada nivel de sismo, estipuladas por la comité VISION 2000, solo hay estudios presentados para la zona de mayor peligrosidad sísmica.

# Bibliografía

- [1] *American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, ACI, Farmington Hills 2008.*
- [2] *Apuntes de Clase, Impartidas en el Curso de Ingeniería Antisísmica, en la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Correspondiente al Semestre Académico del año 2011.*
- [3] *ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings". Seismic Safety Comission. California. 1996.*
- [4] *Ayala, G. y Basilio, I. Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos, Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco (2002).*
- [5] *Ayala, G. y Sandoval, P. Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Morelia, Michoacán, pp.1136-1145 (1999).*
- [6] *Bertero V. "Performance-Based Seismic Engineering: convencional vs innovative approaches "Thuelve Conference on Earthquake Engineering. Paper 2074. New Zealand-2000.*
- [7] *Chopra A. and Goel R. "Capacity-demand-diagram methods for estimating deformation of inelastic structures: SDF systems" Pacific Earthquake Engineering. Re-*

- search Center, Rep. Nº PEER-1999/2, University of California, Berkeley, California (1999).
- [8] Chopra A. and Goel R. "Evaluation of NSP to estimate Seismic Deformation: SDF Systems", *Journal of Structural Engineering ASCE* 126(4), 482-490 (2000).
- [9] Court, A., Kowalsky, M., "Performance-Based Engineering of Building - A Displacement Design Approach *Structural Engineering World Wide*", SEI-ASCE-1998.
- [10] Diseño sísmico de estructuras de concreto. *Jonada Técnico-Científica Sobre Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Armado*.
- [11] FEMA 273 (Oct. 1997), "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [12] FEMA 356 (Nov. 2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [13] Freeman S. A., Nicoletti J. P., and Tyrell J. V. "Evaluation of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington" *Proceedings of the 6th U. S National Conference on Earthquake Engineering, Seattle (1975)*.
- [14] Freeman S. A. "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", *American Concrete Institute, SP-55, 585-605, Detroit (1978)*.
- [15] Housner G. W. "Spectrum Intensities of strong motion earthquakes" *Proceedings of Symposium on Earthquake and blunt effects on Structures, Earthquake Engineering Research Institute (1952)*.
- [16] Kent, Ch. y Park R. "Flexural members with confined concrete". *Journal of the Structural Engineering, ASCE Vol. 97, Julio 1971*.

- [17] Krawinkler H, Seneviratna G. D. P. K. "Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, Vol 20, Nº (4-6), Estados Unidos, pp.452-464 1998.
- [18] Mander, J.B., Priestley, M y Park, R. "Theoretical Stress, Strain Model for Confined Concrete", *Journal of the Structural Engineering ASCE* Vol. 114, Agosto1988.
- [19] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica de Edificación E.030 (Abr. 2003), "Diseño Sismorresistente".
- [20] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica de Edificaciones E.060 (May. 2009), "Concreto Armado".
- [21] Moehle, J.P. , *Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. Earthquake Spectra*, 8 (3), pp. 403-428. (1992).
- [22] Otani, S. "New Seismic Design Provision in Japan". Department of Architecture. University of Tokyo, Japan. (2001).
- [23] Paulay, T. y Priestley, M. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry", John Wiley y Sons, New York. (1992),.
- [24] Priestley, M. J. N. , "Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited", *The Mallet Milne Lecture*, pp. 9-31. (2003).
- [25] Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, publicado en EL PERUANO el 20 de enero 2014.
- [26] SAC JOINT VENTURE 2000, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building", Report. No.FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- [27] SEAOC, *Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings*, San Francisco, April, 1995.
- [28] USA ARMY CORP OF ENGINEERS, "Seismic Design for Buildings". USA-1998.
- [29] Structural engineering world wide. In *SEI ASCE*, 1998.
- [30] Ileven conference on earthquake engineering. In *11WCEE*, México, 1996.
- [31] Thuelve conference on earthquake engineering. In *12WCEE*, New Zeland, 2000.
- [32] Bartolomé. A. *Construcciones de albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú., Primera edición, octubre de 1994.
- [33] Shibata A. and Sozen M. "Substitute structure method for seismic design in R/C". ASCE, 102(ST1), 1-19, 1976.
- [34] Nilton W. Delgadillo Alanya. *Diseño basado en el comportamiento esperado y su aplicación a una estructura especial. Tesis de Pre-grado*. UNSCH, 2005.
- [35] Muñoz Peláez Alejandro. *Manual de Ingeniería Sismorresistente*. Primera edición, Pontificia Universidad Católica del Perú., Lima, 1999.
- [36] Naranjo L. Alemán, L. *Diseño por Desempeño de Elementos Estructurales de Hormigón Armado Mediante los Códigos FEMA, utilizando ETABS*. Sangolquí, 23 de Junio de 2011.
- [37] Blanco Blasco Antonio. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto armado*. Perú, Capítulo de ingeniería civil, Consejo Departamental de Lima.
- [38] Melli. Bazan, E. *Diseño Sísmico de Edificios*. Editorial Limusa, 2001.

- [39] Melli R. Bazán E. “seismic analysis of structures with masonry walls”. In *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, 633-640, Istanbul, Turkey, 1980*.
- [40] Elvin Alberto Cabrera Bonilla. Desempeño sísmico de edificios aporricados de hormigón armado en la república dominicana.
- [41] Sab K. Cecchi A. “a multi-parameter homogenization” study for modeling elastic masonry. In *European Journal of Mechanics A/Solids 21. pp. 249-268, 2002*.
- [42] Belegundo. Chandrupatla. *Introducción al método de elemento finito*. Prentice Hall, segunda edición, 1999.
- [43] Liou Y. Chiou Y, Tzeng J. “experimental and analytical study of masonry infillerd frames”. *Journal of Structural Engineering, pp. 1109-1117., octubre, 1999*.
- [44] Escarrachi L. Collazos, J. *Diseño Sísmico por Desempeño para una Edificación de uso Multifamiliar*. UPC-Escuela de Posgrado, Lima-2011.
- [45] Genaro Delgado Contreras. *Dinámica Estructural*. Editorial EDICIVIL S.R.Ltda, Noviembre 2011.
- [46] Park R. Crisafulli F, Carr A. “Analytical modeling of infilled frame structures. A general Review”. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol. 33 N°1. pp. 30-47, March-2000*.
- [47] Arellano D. “modelo de comportamiento de muros de mampostería a compresión uniaxial”. Master’s thesis, Tesis de grado. Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de los Andes. Mérida. Venezuela, Mayo, 1997.
- [48] Fantin G. Decanini L. “Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite”. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Vol 2, 817-836, Buenos Aires, Argentina., 1986*.

- [49] Crisafulli F. “*Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*”, Tesis para optar el título de Ph.D. PhD thesis, Universidad de Canterbury, 1997.
- [50] Sarmiento. F. “modelado de muros heterogéneos usando técnicas de homogenización”. Master’s thesis, Tesis de Maetría, Universidad de los Andes. Mérida, Venezuela., 1994.
- [51] Delgado. G. *Diseño Estructural de Viviendas Económicas*. Editorial EDICIVIL S.R.Ltda, Octubre 2011.
- [52] Delgado Contreras. G. *Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*. Editorial EDICIVIL S.R.Ltda, Mayo 2011.
- [53] Holmes. G. “*Steel frames with brickwork and concrete infilling*”. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961.
- [54] Villarreal Castro. G. *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas*. Lima, 2006.
- [55] Villarreal Castro. G. *Interacción Suelo-Estructuras en Edificios Altos*. Lima, 2007.
- [56] Villarreal Castro. G. *Análisis Estructural*. Lima, julio 2009.
- [57] Arthur. H. *Diseño de estructuras de concreto*. McGRAW-HILL INTERAMERICANA, 1999.
- [58] Vargas Ayala. H. *Interacción suelo-estructura en edificaciones aporticadas de concreto armado con zapatas aisladas. Tesis de Pre-grado*. UNSCH, 2009.
- [59] Víctor M. Huamán Cevallos. *Evaluación y comparación de las normas sismo resistentes peruana y japonesa en edificio de 10 y 5 pisos. Tesis de Pre-grado*. UNSCH, 2004.

- [60] Alfaro. J. *Análisis estático y dinámico lineal y no lineal de sistema de edificios*. grupo editorial Megabyte, Junio 2006.
- [61] Alva Hurtado. J. *Dinámica de Suelos*. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Sección de Post Grado.
- [62] Restrepo. J, Rodríguez. M. “*Curso internacional: Diseño sísmico por desempeño*”. Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima., Junio, 2010.
- [63] Vasquez Chicata. L. *Análisis y Diseño Inelástico de Estructuras Aperticadas*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones sísmicas y Mitigación de Desastres., 1998.
- [64] Viera Arroba. L. *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado*. Tesis para Optar el Título de Master en Ingeniería Estructural Sismo-Resistente, Ecuador 2004.
- [65] Kwan K. Liauw T. “*Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames*”. Computers & Structures, 18 (3), 551-560, 1984.
- [66] Lo C. Liauw T. “*Multi-bay infilled frames Without shear connectors*”. ACI Structural Journal, julio-agosto, pp 423-428, 1998.
- [67] Blaauwenraad J. Lourenco P, Rots J. “*Continuos Model for Mansory: Parameter Estimation and validation*”. Journal of Structural Engineering. Vol. 124. N° 6, June-1998.
- [68] Paz. M. *Dinámica Estructural*. Editorial Reverté S.A., 1992.
- [69] Severn R. Mallick D. “*The Behavior of infilled frames under static Loading, Proceeding of the intitution of civil engineering*”. 1967.
- [70] Calvi G. y Kowalsky M Priestley, M. *Displacement Based Seismic Design of Structures*. Fondazione EUCENTRE, Segunda Edición, Pavia, Italy, 2007.

- [71] Aguiar Falconí. R. *Análisis Sísmico por Desempeño*. Centro de Investigaciones Científicas, Primera edición, 2003.
- [72] Aguiar Falconí. R. *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas en Edificacios de Hormigón Armado*. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Diciembre 2007.
- [73] Mainstone. R. "On the stiffnesses and strengths of infilled frames". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1971, Supplement IV, 57-90.
- [74] Park. R, Paulay. T. *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa, México, 1988.
- [75] Valencia Ricardo. El terremoto de 24 de mayo de 1940 sus efectos y sus enseñanzas. *Perú, Artículo Científico*, I, 1979.
- [76] Aguiar Falconí Roberto. Procedimiento para verificar el desempeño sísmico de estructuras. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y de Ingeniería*, 19,3:18(295-312), 2003.
- [77] Aguiar Falconí Roberto. *Análisis sísmico de edificios*. Centro de investigaciones científicas, Escuela Politécnica del Ejército, primera edición., April 2008.
- [78] Otani S. *New Seismic Design Provision in Japan*. Departament of Architecture. University of Tokyo, Japan, 2001.
- [79] Polyakov. S. "On the interction "between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall". Earthquake engineering. Earthquake engineering Research Institute, San Francisco, CA, 1960.
- [80] Stafford S. "lateral stiffness of infilled frames". *Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division*, 88 (ST6):183-199, 1962.

- [81] Harmsen. T. *Diseño de estructural de concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial, Primera Edición, 2002.
- [82] Bertero. V. “lecciones aprendidas de terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones”. In *Primera Conferencia Internacional Torroja-Madrid, Monografía 410 - 411.*, 1992.
- [83] Edward L. Wilson. *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. July 1998.
- [84] Krawinkler H y Gupta. *Estimation of seismic drift demands for frame structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 29.* 2000.
- [85] Hernando Tavera y Isabel Bernal. Informe. *El Sismo de Pisco del 15 de Agosto, 2007 (7.9Mw) Departamento de Ica - Perú, I:47, Lima, Agosto 2007.*
- [86] Taylor. Zienkiewicz. *El método de elementos finitos, Volumen I (Formulación básica y problemas lineales, Mc Graw-Hill, cuarta edición.)*. 1994.

# Apéndice A

## Modelamiento de la estructura usando el programa computacional ETABS 2013 V 13.1.2

### A.1. Interface del software



Figura A.1: Interface del programa computacional

## A.2. Inicialización de un nuevo modelo

Se define los códigos de diseño y las unidades en el sistema MKS, tal como se muestra en la Figura A.2

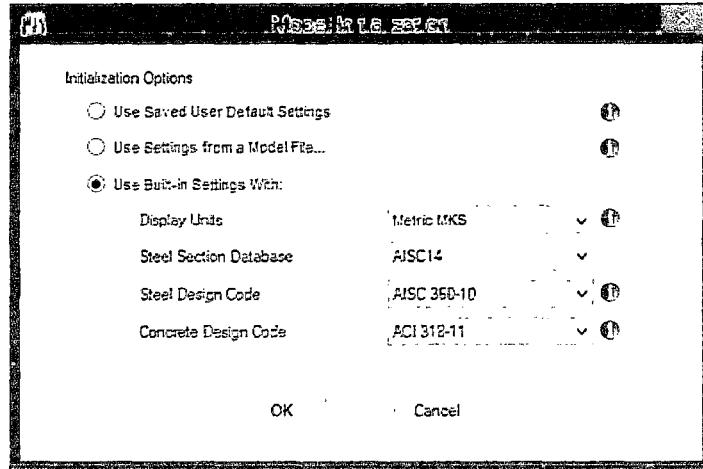


Figura A.2: configuración de las unidades de trabajo

Aceptar haciendo clic en la ok, luego saldrá un nuevo modelo de plantillas predefinidas como se muestra en la Figura A.3

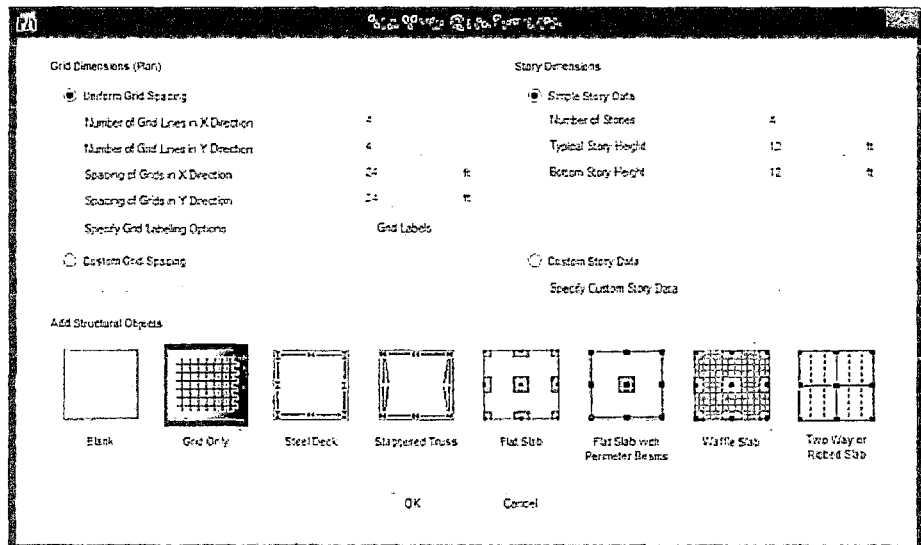


Figura A.3: Plantillas predefinidas en el programa

En la plantilla anterior cambiar de coordenadas cartesianas a las coordenadas cilíndricas y editar los datos como se muestra en la Figura A.4

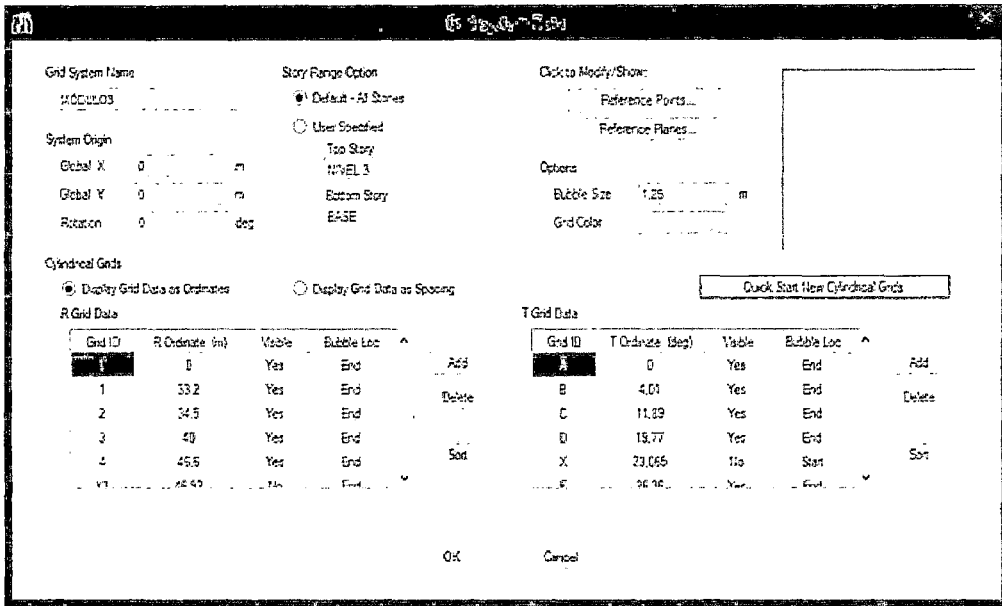


Figura A.4: Sistema de grillas en las coordenadas cilíndricas

Luego de editar los pasos anteriores se genera los ejes como se muestra en la Figura A.5

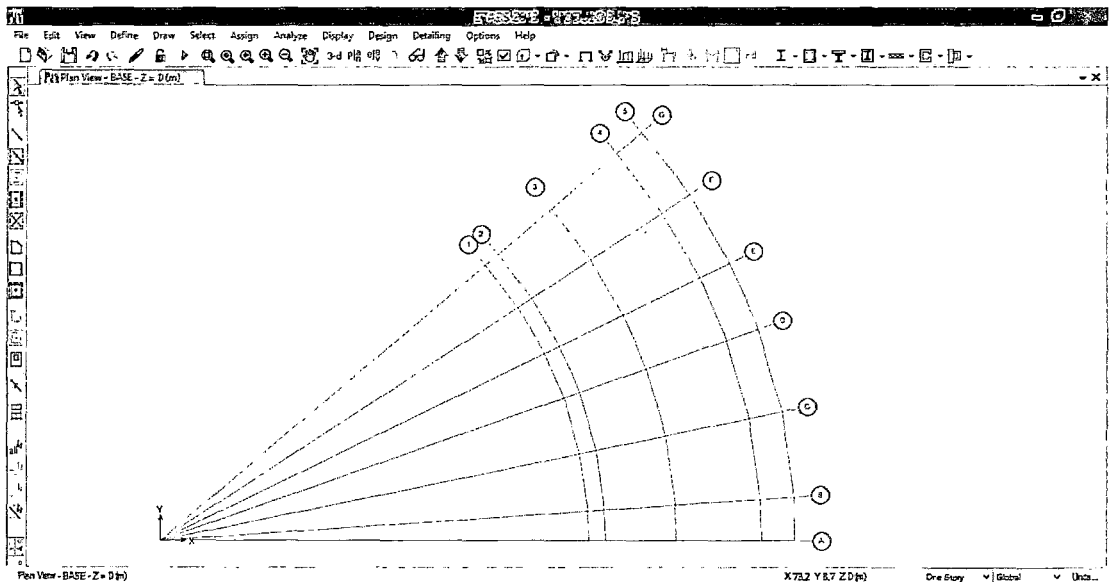


Figura A.5: Ejes cilíndricas de la edificación

### A.2.1. Definir las propiedades de los materiales

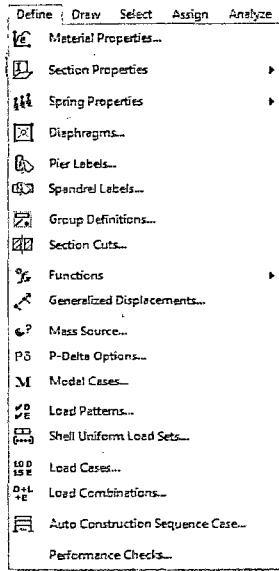


Figura A.6: Lista de opciones del menú define

Hacer clic en material properties, para desplegar el siguiente cuadro, para editar las propiedades de los materiales.

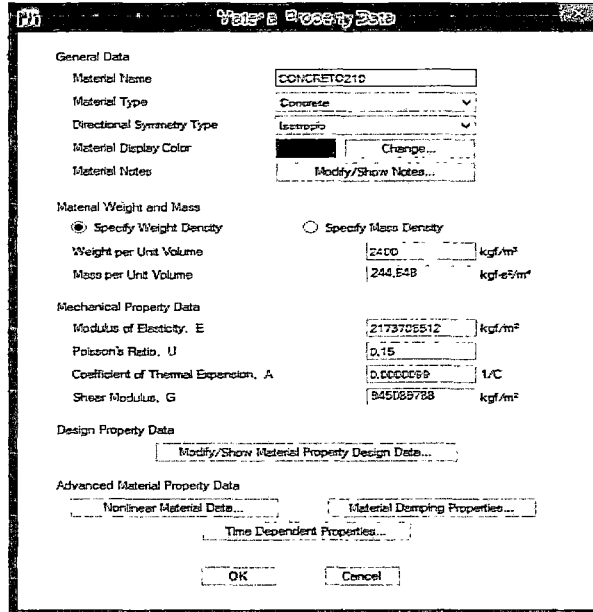


Figura A.7: Cuadro de dato de propiedad de los materiales

Escoger la segunda opción, Frame section, del menú desplegable de la Figura A.6, para definir la sección de los elementos como columna, viga, losa.

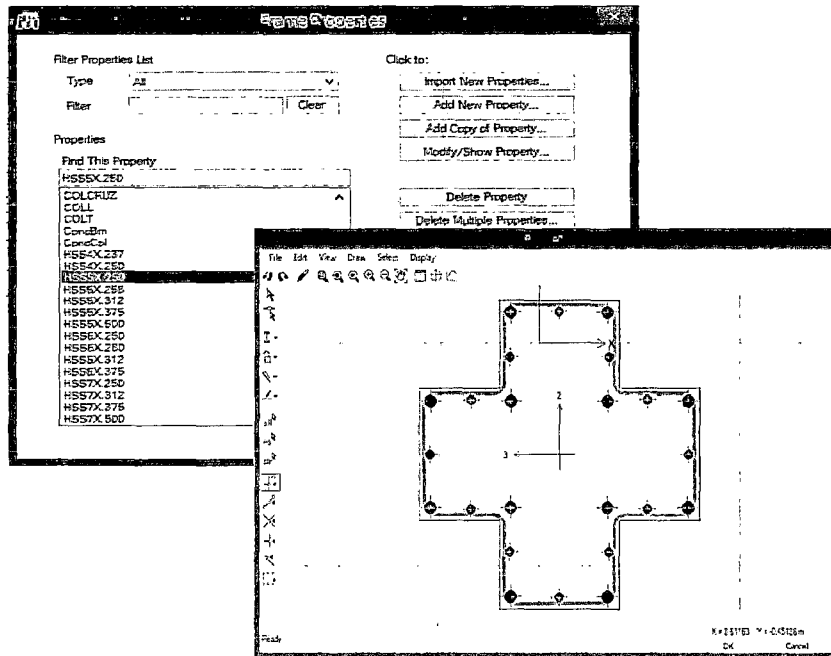


Figura A.8: Cuadro de secciones definidas

### A.2.2. Dibujar los elementos tipo frame

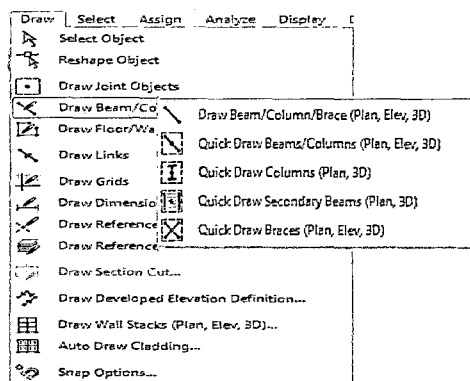


Figura A.9: Dibujado de elementos tipo barra

Se despliega del menú draw, la lista de opciones como se muestra en la Figura A.9 para realizar el dibujado.

### A.2.3. Dibujar los elementos tipo área

Del menú desplegable de la Figura A.6 se escoge la opción section properties luego slab sections, como se muestra a continuación:

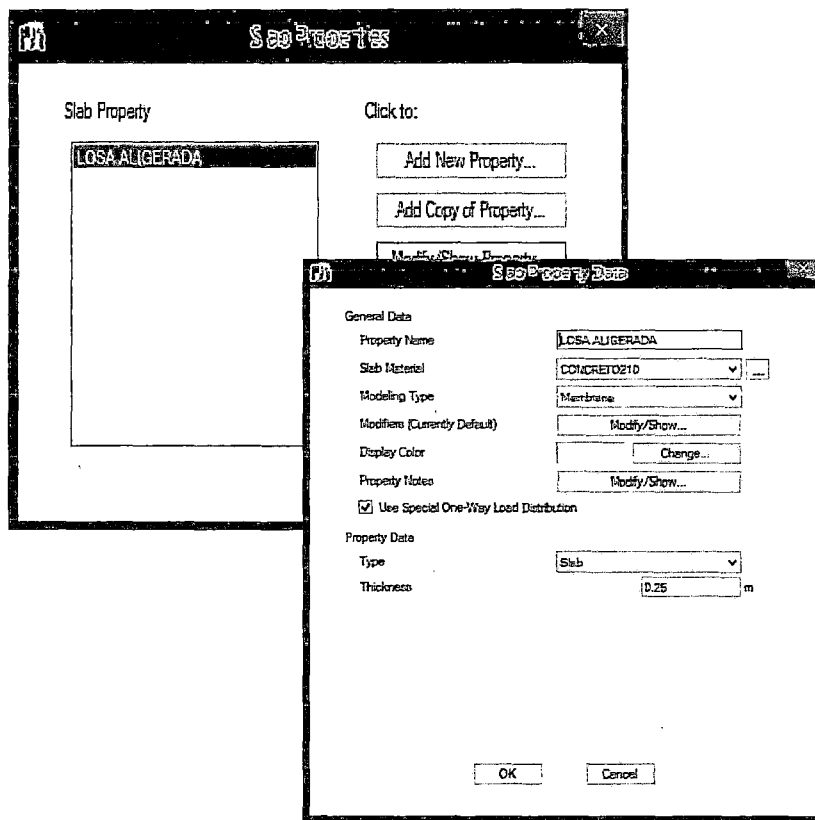


Figura A.10: definición de la losa aligerada

Una vez definido las propiedades del objeto tipo área se procede con el dibujado de la losa aligerada como se muestra a continuación en la Figura A.11:

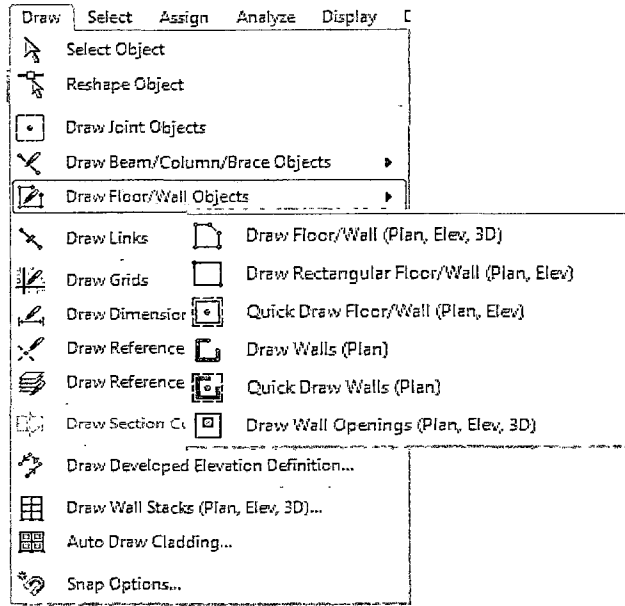


Figura A.11: Dibujado de elementos tipo área

#### A.2.4. Definir casos de carga gravitacional

Escoger la opción Load Patterns del menú "Define" y definir las siguientes cargas como se muestra:

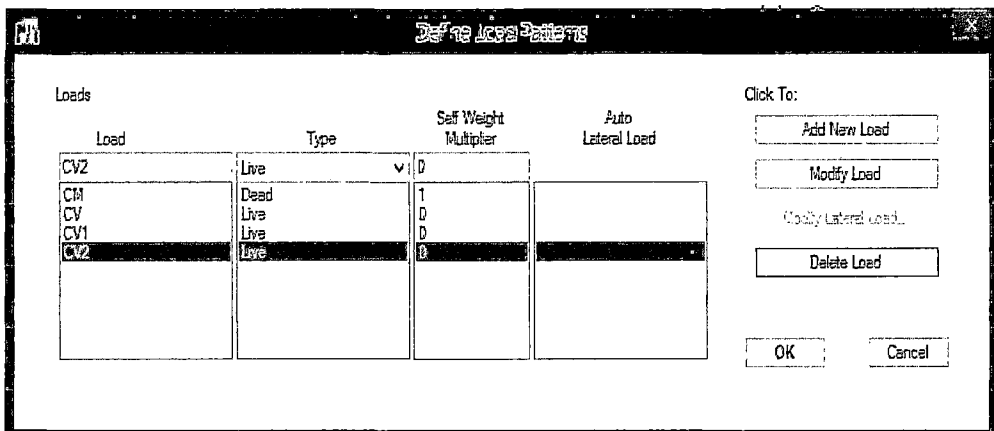


Figura A.12: Definición de cargas gravitacionales

### A.2.5. Definición de pasos para el análisis dinámico lineal

Escoger la opción “Mass Source” del menú desplegable “define” y se introducen los datos como se muestra, se precisa que la norma E.030 indica que el peso para el análisis sísmico es 100 % de la CM más un porcentaje de la CV, en nuestro caso 25 % (edificación básica)

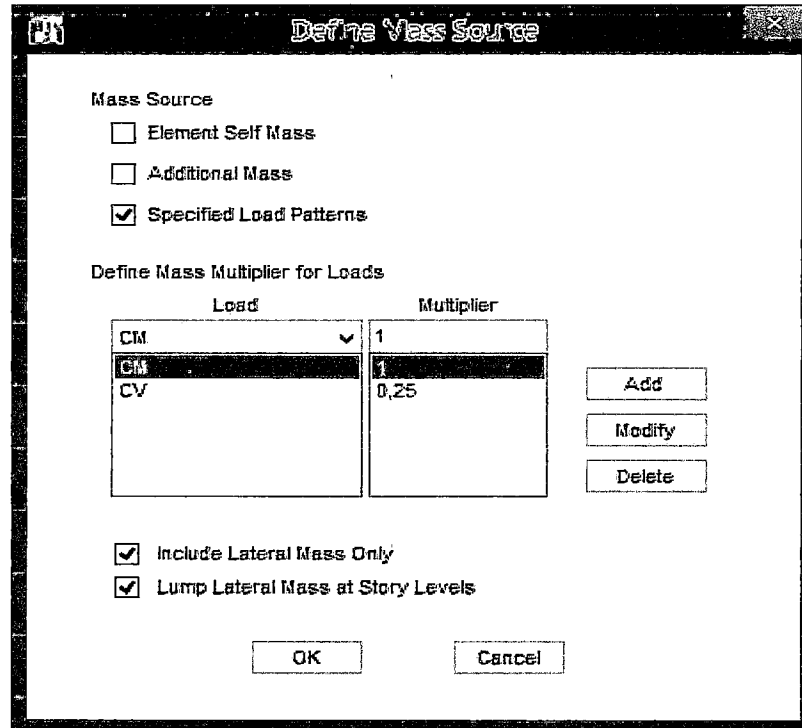


Figura A.13: Definición de masa

### Asignación de cargas de gravedad

Hacer click en la opción Assign>shell loads>Uniform, luego de seleccionar las losas a cargar, introducir los valores de la carga muerta y la viva como se muestra en la siguiente Figura A.14

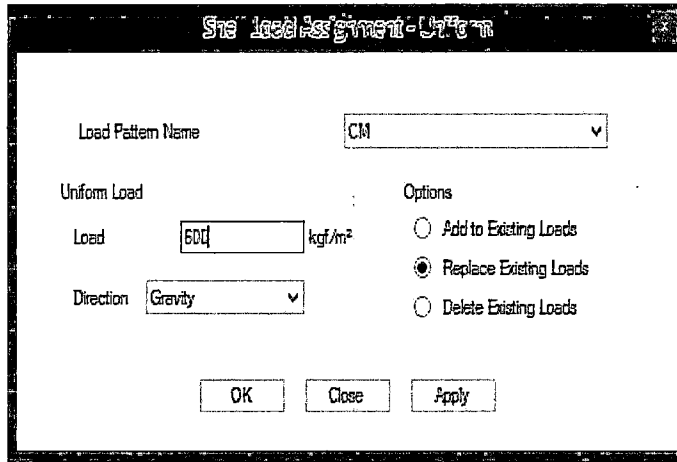


Figura A.14: Asignación de cargas de gravedad

**Definir el espectro de pseudo aceleración según la norma Peruana E.030**

Hacer clic en el menú Define>functions>Response spectrum and cargar el espectro desde un archivo tipo .txt que contenga los valores del espectro versus el tiempo.

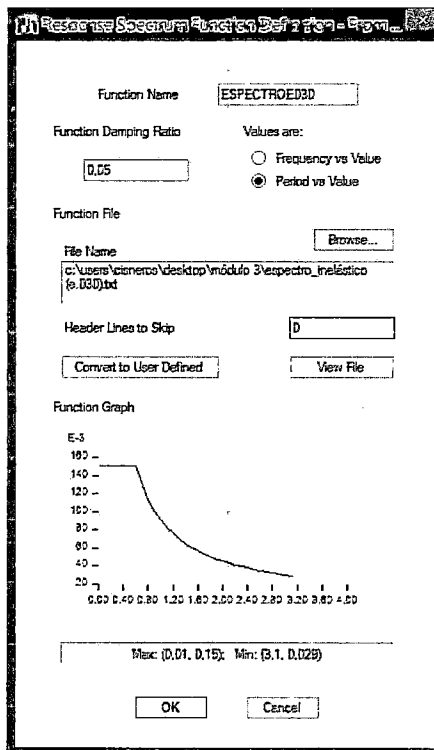


Figura A.15: Espectro de demanda inelástico para el sismo severo

**Definir casos de respuesta espectral según la Norma Peruana E.030**

Hacer clic en el menú Define>load cases y establecer las siguientes criterios: Criterio Máximo Valor Probable y el Superposición Directa (Absolute).

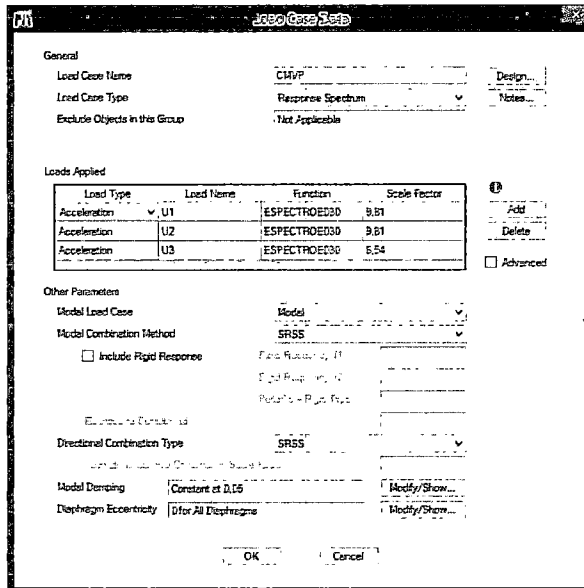


Figura A.16: Criterio de Máximo Valor Probable(SRSS)

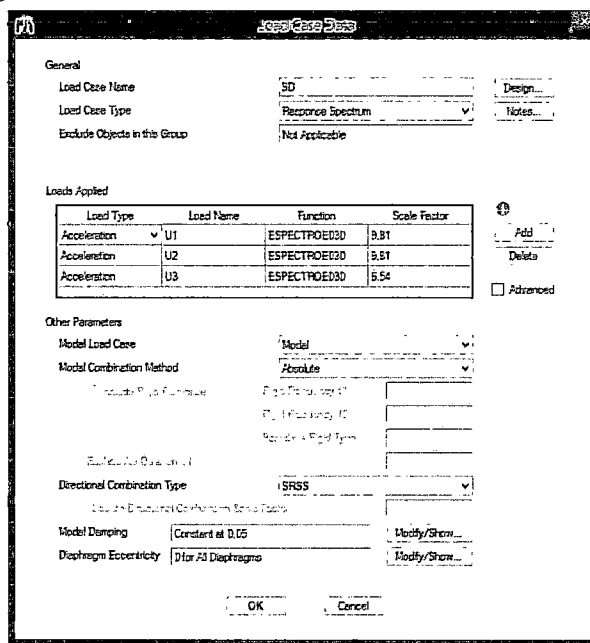


Figura A.17: Criterio Superposición Directa

### Definir diagrama rígido de entrepiso

Hacer clic en el menú Assign>join>diaphragm y definir el diagrama rígido como se muestra:

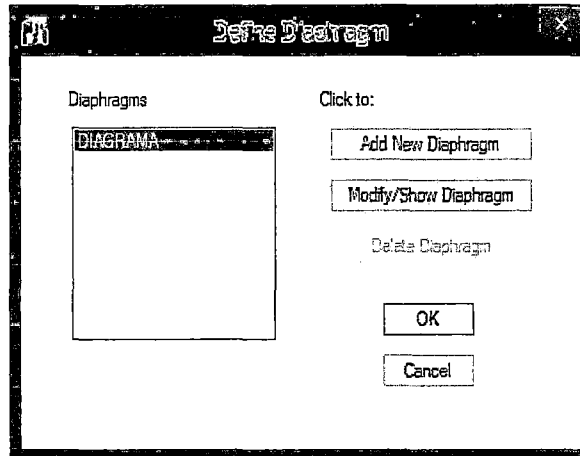


Figura A.18: Diagrama rígido

### Definir las combinaciones de carga según la Norma E.060 de Concreto Armado

Hacer clic en el menú define>load combinations en el que se define las combinaciones:

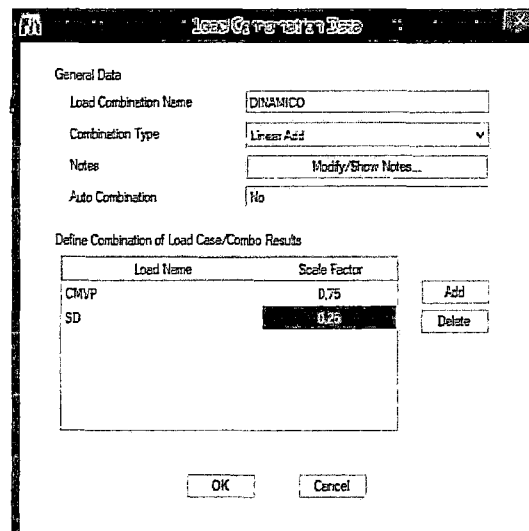


Figura A.19: Combinación de criterio máximo valor probable y la superposición directa

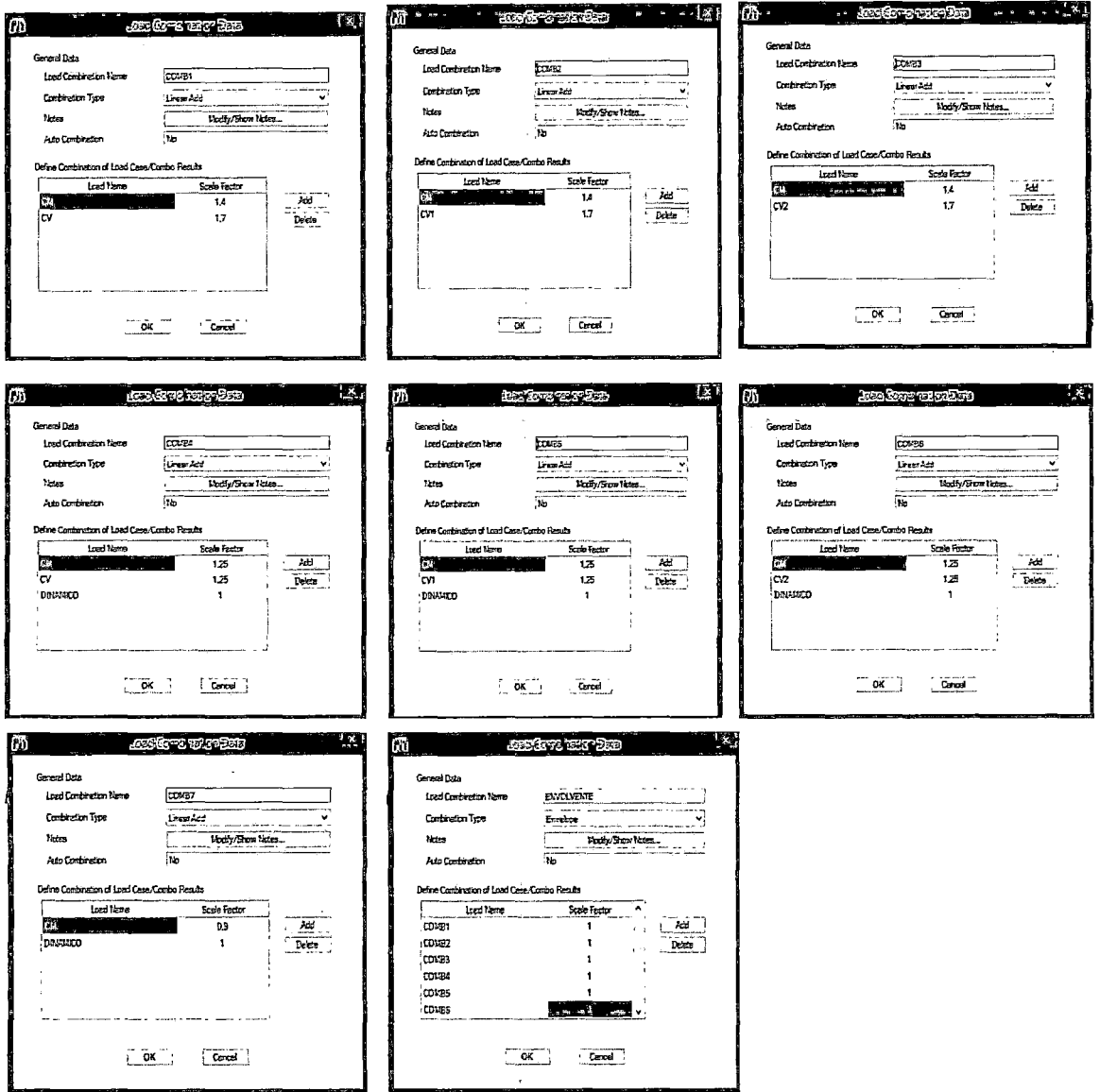


Figura A.20: Combinación de cargas según la Norma E.060

### Asignar el empotramiento perfecto

Hacer clic en el menú Assign>joint>restraint y empotrar seleccionado los puntos de la base de la estructura.

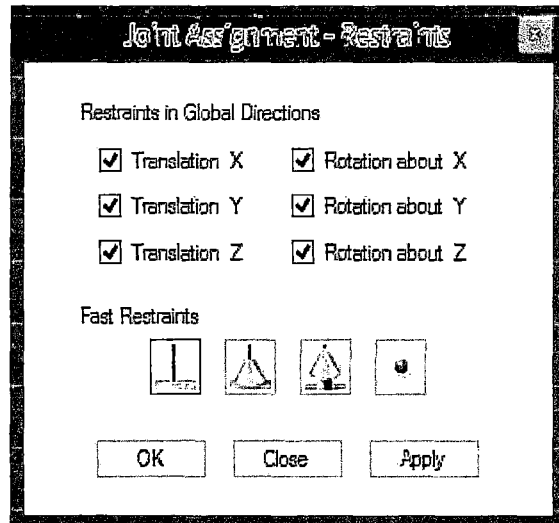


Figura A.21: Asignación del empotramiento perfecto

### Ejecutar el análisis

Hacer clic en el menú Analyze>Run Analysis, para hacer correr el programa.

### Diseño de vigas y columnas

Hacer clic en el menú Design>Concrete Frame Design,

### A.2.6. Análisis Estático no Lineal de la Estructura

Para realizar el Análisis Estático no Lineal, se procede el análisis con la misma estructura no es necesario crear otro modelo, ahora se ingresa el área de acero calculado como se muestra en la Figura A.22:

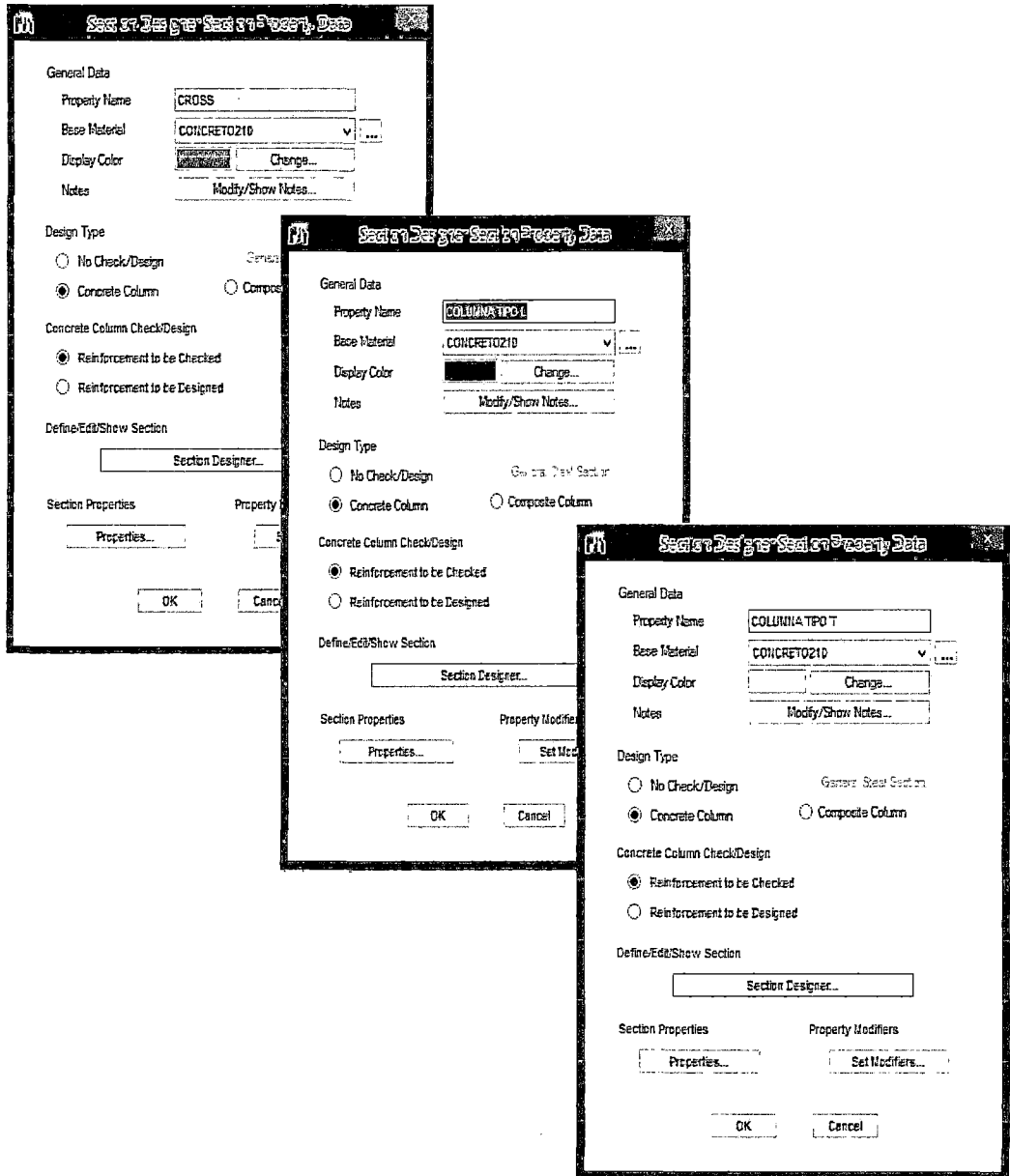


Figura A.22: Aceros para ser chequeados

### Definición de patrón de cargas laterales

Se definen el patrón de cargas laterales en ambas direcciones de análisis de la estructura.

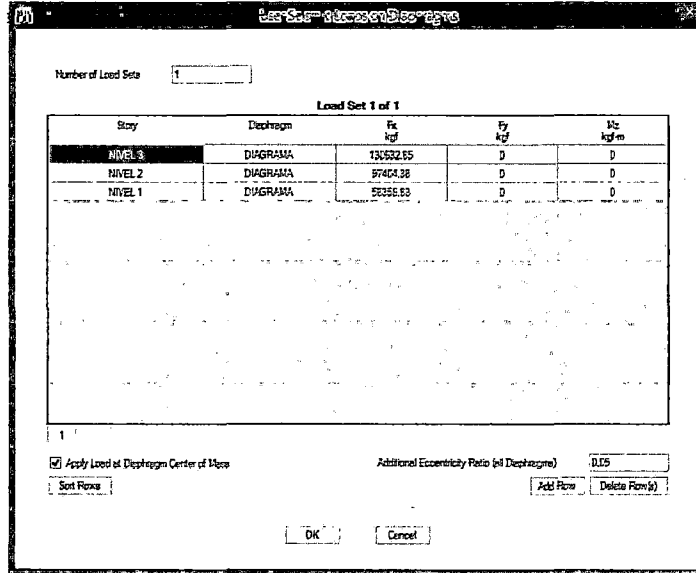


Figura A.23: Patrón de fuerzas laterales en la dirección X

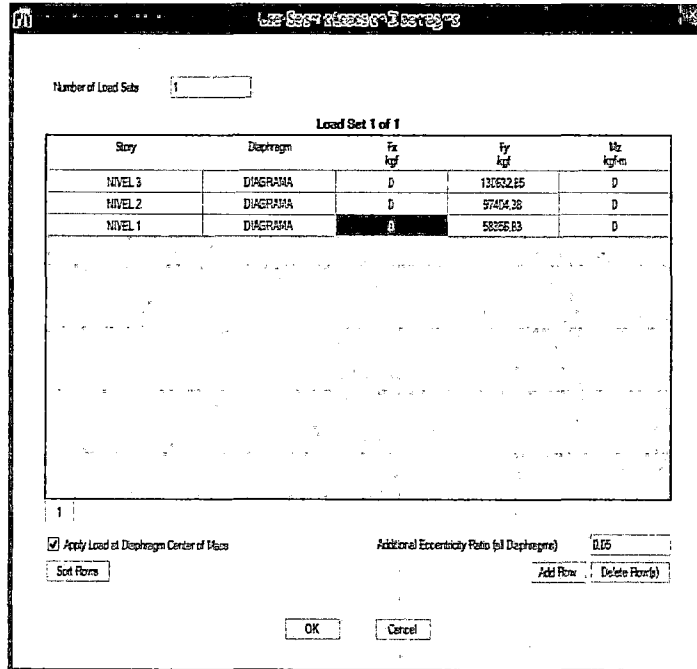


Figura A.24: Patrón de fuerzas laterales en la dirección Y