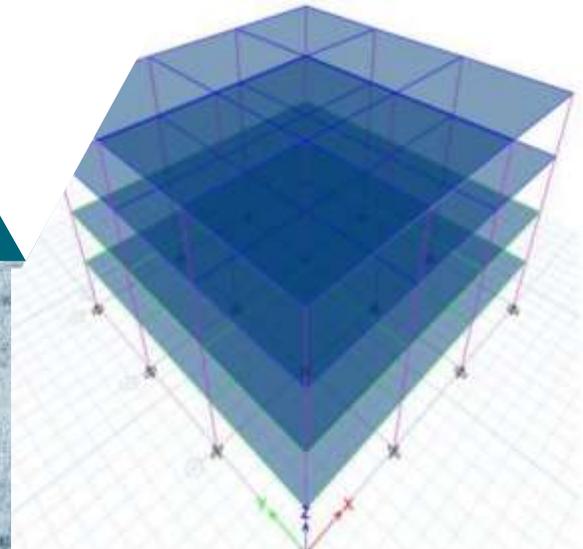
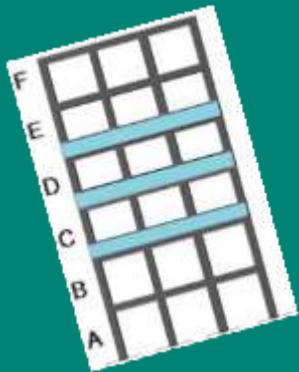
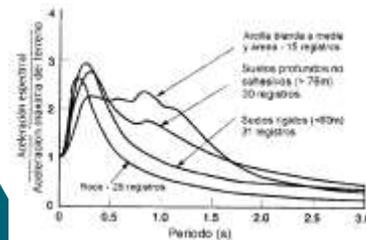
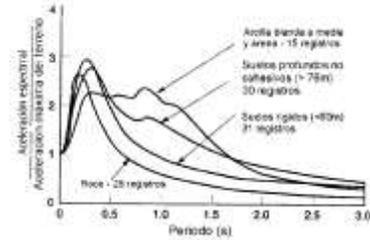
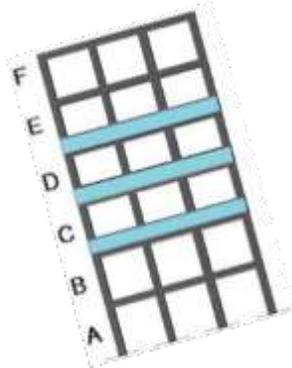


Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

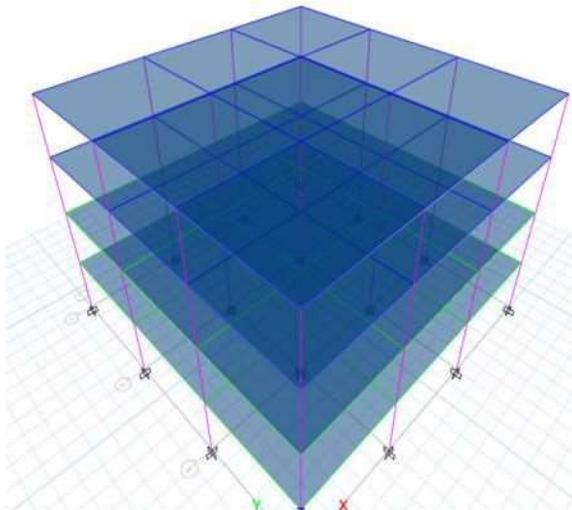






Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras,

de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015



Financiado por La Unión Europea
Ayuda Humanitaria



Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda



Secretaría de Gestión de Riesgos



Al servicio de las personas y las naciones

CRÉDITOS

Secretaría de Gestión de Riesgos, SGR
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI
Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, PNUD
Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea, ECHO

María de los Ángeles Duarte
Ministra, MIDUVI

Susana Dueñas
Secretaria, Secretaría de Gestión de Riesgos

Diego Zorrilla
Representante Residente PNUD - Ecuador

Verónica Bravo
Subsecretaria de Hábitat y Asentamientos Humanos, MIDUVI

Ricardo Peñaherrera
Subsecretario de Gestión de la Información y Análisis del Riesgo, SGR

Nury Bermúdez Arboleda
Oficial de Respuesta a Emergencia, Gestión de Riesgos y Medios de Vida

Colaboración al Desarrollo de la Guía

Ing. Alex Albuja, M.Sc., M. Ing.
Ing. Marcelo Guerra, M.Sc., MDI
Ing. Xavier Vera, Ph.D.
Ing. Telmo Sánchez, Ph.D.
Ing. José Antonio Andrade
Ing. María Emilia Pontón,
Ing. Andrés Fernando Robalino
Ing. Wladimir Villacís
Ing. Fabricio Yépez Moya, Ph.D.
Proyectos y Construcciones Hidroenergéticas PCH Cía. Ltda.

Lectura y contribuciones

Jenny Arias, MIDUVI
Karina Castillo, MIDUVI
Ricardo Peñaherrera, SGR

ISBN.9942-951-49

Primera edición,
Quito, septiembre 2016

Diseño, diagramación e impresión
Imprenta Activa, Quito - Ecuador

Este documento forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), orientado a los profesionales y no profesionales del país para la correcta aplicación normativa. Las guías de la serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación; 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.

Esta publicación es realizada en el marco del proyecto “Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para la reducción de la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador”

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020

Se permite reproducir el contenido citando siempre la fuente.

Índice

EVALUACIÓN SÍSMICA Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS

1 Estructuración sísmica	15
1.1 Introducción	15
1.2 Configuración estructural	16
1.3 Problemas de configuración estructural en planta	17
1.3.1 Longitud de la edificación	17
1.3.2 Geometría y disposición de elementos estructurales en planta:	19
1.3.3 Discontinuidades en el sistema de piso	18
1.3.4 Ejes estructurales no paralelos	20
1.3.5 Torsión	21
1.4 Problemas de configuración estructural en elevación	23
1.4.1 Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas	23
1.4.2 Piso débil – Discontinuidad en la resistencia:	24
1.4.3 Problema en columnas y vigas:	25
1.4.4 Distribución y concentración de masa:	27
1.4.5 Piso flexible:	28
1.4.6 Irregularidad geométrica:	28
1.5 Otros problemas de irregularidad en estructuras	30
1.5.1 Poca hiperestaticidad:	30
1.5.2 Excesiva flexibilidad de piso:	30
1.5.3 Excesiva flexibilidad estructural:	31
2 Peligro sísmico de sitio	31
2.1 Introducción	31
2.2 Selección de registros sísmicos en roca compatibles con la amenaza	37
2.2.1 Peligro sísmico Probabilista	37
2.2.2 Desagregación del peligro sísmico	39
2.3 Caracterización dinámica del subsuelo	40
2.3.1 Perfil de velocidades de ondas de corte	40

2.3.2	Estimación de la profundidad del Semi-espacio	41
2.3.3	Comportamiento no lineal de los suelos	42
2.4	Métodos de análisis de respuesta de sitio	44
2.4.1	Modelado equivalente lineal	44
2.4.2	Modelado No Lineal	45
2.5	Espectros de respuesta en campo libre	46
3.	Diseño por desempeño sísmico	47
3.1	Introducción	47
3.2	Diseño basado en fuerzas (resistencia)	47
3.3	Diseño basado en deformaciones	48
3.4	Capacidad	49
3.5	Demanda (Desplazamiento)	50
3.6	Tipos de Análisis No Lineal	51
3.6.1	Análisis Estático No Lineal	51
3.6.2	Análisis Dinámico No Lineal	51
3.7	Requisitos para realizar un Análisis No Lineal	52
3.7.1	Comportamiento Histerético	53
3.7.2	Modelos prácticos para estudiar el comportamiento histerético	53
3.7.3	Criterios de aceptación según ASCE 41	54
3.7.4	Diferencias entre el acero y el hormigón según ASCE 41	54
3.7.5	Diagrama momento curvatura para viga de hormigón armado	55
3.8	Diseño Basado en Desempeño Sísmico	56
3.9	Niveles de desempeño de una estructura dúctil	56
3.10	Procedimiento para realizar el diseño por desempeño	57
3.11	Técnica del Pushover	58
3.11.1	Procedimiento General de la Técnica Pushover:	58
3.11.2	Requisitos para realizar la Técnica Pushover:	59
3.11.2.1	Objetivos	59
3.11.3	Ventajas y desventajas de utilizar la técnica de pushover	59
3.11.3.1	Ventajas	59
3.11.3.2	Desventajas	59
3.12	Edificaciones de hormigón armado	59
3.13	Introducción	59
3.14	Revisión del método directo de diseño sísmico basado en desplazamiento (DDBD) para edificaciones de hormigón armado	60
3.14.1	SDOF Representación de MDOF en pórticos	60
3.14.2	Acciones de diseño para estructuras MDOF a partir del cortante basal de estructuras SDOF.	63

3.14.3	Diseño inelástico por desplazamiento para pórticos	63
3.15	Desplazamiento de fluencia de pórticos	64
3.15.1	Influencia en la demanda de diseño por ductilidad	64
3.15.2	Comportamiento elástico de pórticos	65
3.15.3	Desplazamiento de fluencia de pórticos irregulares	68
3.15.4	Factor de reducción de demanda sísmica	69
3.15.5	Periodo efectivo	70
3.16	Perfil de desplazamiento de diseño [NEC-SE-DS]	71
3.16.1	Edificaciones aporricadas	71
3.16.2	Edificaciones con muros estructurales	72
3.17	Diseño por desempeño de un edificio de hormigón	72
4	Estructuras – intervención de construcciones patrimoniales de tierra cruda – evaluación de esfuerzos admisibles	82
4.1	Introducción	82
4.2	Estudio de patologías y diagnóstico del estado actual	86
4.3	Investigación de las propiedades mecánicas de los materiales	87
4.4	Análisis y evaluación estructural del estado actual del inmueble	88
4.5	Criterios y alternativas de intervención estructural	88
4.6	Proyecto de intervención estructural	89
4.7	Consideraciones generales	90
4.8	Combinaciones de carga para el diseño por esfuerzos admisibles	90
4.8.1	Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.	92
4.8.2	Carga sísmica	92
4.8.2.1	Madera:	93
4.8.2.2	Adobe	96
4.8.3	Cortante basal de diseño	98
4.8.4	Determinación del coeficiente sísmico.	99
4.9	Determinación de las cargas	101
4.10	Propiedades mecánicas de los materiales	101
4.10.1	Madera	101
4.10.2	Adobe	102
4.11	Configuración estructural y densidad de muros en planta	102
4.12	Diseño por esfuerzos admisibles	105
4.12.1	Filosofía general del diseño por esfuerzos admisibles	105
4.12.2	Diseño por esfuerzos admisibles para flexión más carga axial	105
5	Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes. Pre-evento	120
5.1	Introducción	120

5.2	Planificación	211
5.3	Recopilación de datos (formulario)	124
5.3.1	Datos de la edificación:	126
5.3.2	Datos del profesional:	128
5.3.3	Esquema estructural en planta y elevación en la edificación:	129
5.3.4	Fotografía:	129
5.3.5	Identificación del sistema estructural:	130
5.3.6	Modificadores:	135
5.3.6.1	Altura de la edificación:	136
5.3.6.2	Irregularidad de la edificación:	137
5.3.6.3	Código de la construcción:	142
5.3.6.4	Tipo de suelo:	143
5.3.7	Puntaje final, S y Grado de vulnerabilidad sísmica:	145
5.3.8	Observaciones:	146
5.4	Ejemplos de evaluaciones sísmicas simplificadas de estructuras existentes	146
5.5	Inspección y Evaluación Rápida de Estructuras Post-Evento	153
5.5.1	Importancia.	153
5.5.2	Objetivos y alcance.	153
5.5.3	Requerimientos del personal para inspección y evaluación rápida de estructuras post-evento.	153
5.5.4	Procedimiento de Inspección	155
5.5.4.1	Paso 1: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:	155
5.5.4.2	Paso 2: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:	156
5.5.4.3	Paso 3: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:	157
5.5.4.4	Paso 4: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:	158
5.5.4.5	Paso 5. Instrucciones detalladas:	178
5.5.4.6	Paso 6. Instrucciones detalladas:	180
5.5.5	Guías para Ingresar a una Edificación	180
5.5.6	Evaluaciones de Seguridad Conservadoras versus Poco Conservadoras	180
	Referencias	181

Índice de figuras

Figura 1: Configuraciones estructurales en planta y elevación	16
Figura 2: Construcción sismo-resistente	17
Figura 3: Relación largo/ancho en edificaciones	17
Figura 4: Longitud excesiva: juntas de construcción	18
Figura 5: Calidad de suelo y diferencia de niveles: juntas de construcción	19
Figura 6: Geometrías en planta irregulares	19

Figura 7: Retrocesos excesivos en las esquinas	20
Figura 8: Discontinuidades en el sistema de piso	20
Figura 9: Ejes estructurales no paralelos	21
Figura 10: Centro de rigidez no coincide con centro de masa	21
Figura 11: Centro de rigidez semejante con centro de masa	21
Figura 12: Distribución de muros portantes	22
Figura 13: Torsión debido a no coincidencia de centro de rigidez y centro de masa	22
Figura 14: Irregularidad torsional	22
Figura 15: Formas irregulares en elevación	23
Figura 16: Ejes verticales discontinuos	23
Figura 17: Muros estructurales soportados por columnas	23
Figura 18: Continuidad de elementos estructurales	24
Figura 19: Piso débil	24
Figura 20: discontinuidad en la resistencia	25
Figura 21: Columnas cortas o esbeltas: terreno con inclinación	25
Figura 22: Columnas cortas: Confinamiento lateral de paredes	26
Figura 23: Columnas cortas o esbeltas: losas en niveles intermedios	26
Figura 24: Losas planas con vigas banda: fallos por punzonamiento	27
Figura 25: Concentraciones de masa	27
Figura 26: Distribución de masa	28
Figura 27: Piso flexible	28
Figura 28: Irregularidad geométrica: escalonamientos	29
Figura 29: Irregularidad geométrica según NEC 2015	29
Figura 30: Irregularidad geométrica: estructuras inusuales	29
Figura 31: Hiperestaticidad en la estructura	30
Figura 32: Excesiva flexibilidad de piso	30
Figura 33: Vista de una escuela con un asentamiento, luego del sismo del 16 de abril de 2016 en Manta, Ecuador.	32
Figura 34: Movimientos laterales y asentamientos excesivos producto de la licuación de los suelos, terremoto Pedernales, Ecuador 2016.	32
Figura 35: Efecto del tipo de suelo en la intensidad de daños a edificios. México Septiembre 19, 1985 (Seed y Sun, 1989)	33
Figura 36: Relación aproximada entre la aceleración pico en roca y otros tipos de condiciones locales de sitio, propuesta por Seed et al., 1976 (figura izquierda) y modificado de Seed et al, 1997 (figura derecha)	34
Figura 37: Espectros de respuesta medio normalizados (5% amortiguamiento) para diferentes condiciones locales de sitio. (Seed et al.,1976)	34
Figura 38: Comparación de los espectros de diseño según la NEC-15, espectro de peligro uniforme estimados mediante estudios probabilistas locales, valores espectrales para el mismo periodo de retorno (475 años) considerando las curvas de peligro sísmico de la NEC	38

Figura 39: Presentación de la desagregación de la amenaza sísmica para un periodo estructural determinado en el espectro de peligro sísmico uniforme	39
Figura 40: Perfil de velocidades de ondas de corte seleccionado a partir de mediciones in situ y estimaciones mediante CPTu y correlaciones empíricas	40
Figura 41: Curvas de tendencia entre la profundidad del semiespacio – período elástico (curva roja) y la profundidad donde $V_s=300$ m/s – período elástico (curva azul) para la Ciudad de Guayaquil (Vera, X, 2014)	42
Figura 42: a) Curva esfuerzo-deformación cíclica b) curva del módulo de rigidez secante al corte y amortiguamiento histerético variando con la deformación unitaria al corte	43
Figura 43: Comparación del módulo de reducción y curva de amortiguamiento de la tendencia de los ensayos cíclicos para GYE-TI a un esfuerzo de consolidación de 0.68 atm y la simulación del modelo para diferentes esfuerzos de confinamiento (Vera, X, 2014)	43
Figura 44: Evaluación de la respuesta unidimensional del terreno al movimiento incidente en la interfase roca-suelo.	44
Figura 45: Mediana de los resultados de los espectros de respuesta de aceleración, desplazamiento y velocidad para el sitio D3a-4 de depósitos estuarino deltaicos con un periodo de sitio elástico de 1.04 seg, para los 25 sismos de entrada de fuente cercana NF y fuente lejana FF calculados mediante los modelos EQL (SHAKE) y NL (DMOD-2000), Vera X (2014)	47
Figura 46: Curva F-D	47
Figura 47: Comportamiento ante acciones sísmicas diferentes	48
Figura 48: Elementos de comportamiento frágil	48
Figura 49: Curva F-D	49
Figura 50: Curva de Capacidad	50
Figura 51: Curva de Capacidad y Punto de Desempeño	51
Figura 52: Tipos de Análisis No Lineal	52
Figura 53: Rigidez, desplazamiento y comportamiento histerético	52
Figura 54: Complicaciones e incertidumbre en el comportamiento histerético	53
Figura 55: Complicaciones e incertidumbre en el comportamiento histerético	53
Figura 56: Modelos prácticos para estudiar el comportamiento histerético	54
Figura 57: Criterios de Aceptación según ASCE 41	54
Figura 58: Modelos para Acero y Hormigón	55
Figura 59: Diagrama Momento Curvatura para el Hormigón	55
Figura 60: Niveles de Desempeño	56
Figura 61: Capacidad de deformación para diferentes niveles de desempeño	56
Figura 62: Técnica del Pushover	58
Figura 63: Fundamentos del método del diseño basado en desplazamientos	61
Figura 64: Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/desplazamiento)	61
Figura 65: Mecanismos de respuesta inelástica en pórticos	64
Figura 66: Diseño elástico de aceleración y desplazamiento del espectro de respuesta (no a escala)	66
Figura 67: Comparación del máximo desplazamiento espectral elástico para el 5% de amortiguamiento en función del PGA y la magnitud del momento con R.C. Desplazamientos de fluencia del pórtico.	67
Figura 68: Respuesta sísmica de un pórtico irregular	68

Figura 69: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica	70
Figura 70: Periodo efectivo de Sistema equivalente de un grado de libertad	70
Figura 71: Vista en 3D del edificio	73
Figura 72: Vista en planta del edificio	74
Figura 73: Vista en elevación del edificio	74
Figura 74: Vista en planta y elevación de vigas diseñadas	75
Figura 75: Vista en planta de columna diseñada	75
Figura 76: Primeras rótulas plásticas en vigas-Seguridad de Vida-paso 6	76
Figura 77: Primeras rótulas plásticas en columnas-Seguridad de Vida-paso 10	76
Figura 78: Primeras rótulas plásticas en vigas-Prevención de Colapso-paso 14	77
Figura 79: Primeras rótulas plásticas en viga – Supera Prevención de Colapso – Paso 50	77
Figura 80: Análisis de rótula plástica en columna	78
Figura 81: Análisis de rótula plástico en viga	79
Figura 82: Curva de Capacidad	80
Figura 83: Curva de Capacidad y punto de Desempeño	80
Figura 84: Resultados de análisis Pushover	81
Figura 85: casa en estudio: dos pisos, con una cubierta a cuatro aguas, y con el sistema de muros portantes	86
Figura 86: Zonas sísmicas para propósitos de diseño	92
Figura 87: Madera: Datos para encontrar espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal	94
Figura 88: Madera: espectro elástico e inelástico de aceleraciones	95
Figura 89: Adobe: Datos para encontrar espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal	97
Figura 90: Adobe: espectro elástico e inelástico de aceleraciones	98
Figura 91: Configuración estructural y densidad de muros en planta sentido X-X	103
Figura 92: Configuración estructural y densidad de muros en planta sentido Y-Y	104
Figura 93: Muros considerados para diseño y máximas solicitaciones	106
Figura 94: Factor de reducción por esbeltez para esfuerzo de compresión admisible	106
Figura 95: Resultados de diseño Muro 1	108
Figura 96: Resultados de diseño Muro 2	110
Figura 97: Resultados de diseño Muro 3	112
Figura 98: Resultados de diseño Muro 4	114
Figura 99: Resultados de diseño Muro 5	116
Figura 100: Resultados de diseño Muro 6	118
Figura 101: Zonas sísmicas de Ecuador para propósitos de diseño	120
Figura 102: Planificación: desarrollar un presupuesto	121
Figura 103: Planificación: Reconocimiento de sitio	122
Figura 104: Planificación: Conocimiento del formulario	122
Figura 105: Planificación: Selección y capacitación de evaluadores	123

Figura 106: Planificación: Revisión de planos disponibles	123
Figura 107: Planificación: Visita de campo	124
Figura 108: Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones	125
Figura 109: Recopilación de datos: Datos de la edificación	126
Figura 110: Recopilación de datos: Datos del Profesional	128
Figura 111: Recopilación de datos: Esquema estructural en planta y elevación de la edificación	129
Figura 112: Recopilación de datos: Fotografía	129
Figura 113: Tipo de sistema estructural: Madera (W1).	131
Figura 114: Tipo de sistema estructural: Mampostería sin refuerzo (URM).	131
Figura 115: Tipo de sistema estructural: Mampostería reforzada (RM).	131
Figura 116: Tipo de sistema estructural: Mixta acero-hormigón o mixta madera hormigón (MX).	132
Figura 117: Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado (C1).	132
Figura 118: Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado con muros estructurales (C2).	132
Figura 119: Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado con mampostería confinada sin refuerzo (C3).	132
Figura 120: Tipo de sistema estructural: Hormigón armado prefabricado (PC).	133
Figura 121: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero laminado (S1).	134
Figura 122: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero laminado con diagonales (S2).	134
Figura 123: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero doblado en frío (S3).	134
Figura 124: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero doblado en frío (S3).	135
Figura 125: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero con paredes de mampostería (S5).	135
Figura 126: Modificadores	136
Figura 127: Modificadores: Altura de la edificación	136
Figura 128: Modificadores: Irregularidades de la edificación	137
Figura 129: Irregularidad vertical: Irregularidad geométrica	137
Figura 130: Irregularidad vertical: Irregularidad por ubicación	138
Figura 131: Irregularidad vertical: Piso débil	138
Figura 132: Irregularidad vertical: Columna corta o larga	138
Figura 133: Irregularidad vertical: ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas	139
Figura 134: Irregularidad vertical: distribución de masa	139
Figura 135: Irregularidad vertical: piso flexible	139
Figura 136: Irregularidad vertical: adiciones	140
Figura 137: Irregularidad en planta: configuración en planta	140
Figura 138: Irregularidad en planta: Discontinuidades en el sistema de piso	141
Figura 139: Irregularidad en planta: ejes estructurales no paralelos	141
Figura 140: Irregularidad en planta: torsional	152
Figura 141: Irregularidad en planta: adiciones	142

Figura 142: Modificadores: Código de la construcción	142
Figura 143: Modificadores: Tipo de suelo	143
Figura 144: Puntaje final, S y Grado de vulnerabilidad sísmica	145
Figura 145: Observaciones.	146
Figura 146: Evaluación pre-evento de edificio ubicado en la ciudad de Quito	147
Figura 147: Ejemplo 1: Datos de la edificación y profesional.	147
Figura 148: Ejemplo 1: Tipología del sistema estructural.	148
Figura 149: Ejemplo 1: Caracterización de los suelos en Quito.	149
Figura 150: Ejemplo 1: Espectros generados en SISQuito 1.2 vs. Espectros NEC 2015	149
Figura 151: Evaluación pre-evento de edificio ubicado en la ciudad de Guayaquil	150
Figura 152: Ejemplo 2: Datos de la edificación y profesional.	151
Figura 153: Ejemplo 2: Tipología del sistema estructural	151
Figura 154: Ejemplo 2: Tipos de suelo de Guayaquil (Vera et. al., 2006).	152
Figura 155: Vista externa de una estructura. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	156
Figura 156: Movimientos de suelo y fisuras. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	157
Figura 157: Vista desde el interior de una edificación. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	157
Figura 158: Formulario de Evaluación Rápida de Estructuras Post-Evento	159
Figura 159: Colapso total de la estructura. Terremoto de Portoviejo, Ecuador 2016.	162
Figura 160: Colapso total de la estructura. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	162
Figura 161: Colapso total de las estructuras. Jama, Ecuador 2016.	163
Figura 162: Colapso parcial de la estructura. Jama, Ecuador 2016.	163
Figura 163: Colapso total de la estructura. Portoviejo, Ecuador 2016.	164
Figura 164: Colapso total de la estructura. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	165
Figura 165: Cimentación afectada por problemas geotécnicos. Manta, Ecuador 2016.	164
Figura 166: Hundimiento de cimentación. Muisne, Ecuador 2016.	166
Figura 167: Colapso total de las estructuras. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	166
Figura 168: Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	166
Figura 169: Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	167
Figura 170: Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	167
Figura 171: Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	168
Figura 172: Edificación fuera de aplomo, se puede observar apuntalamiento por seguridad. Bahía, Ecuador 2016.	168
Figura 173: Daños severos en columna, explosión del hormigón. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	169
Figura 174: Daños severos en columna interna. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	169
Figura 175: Daño severo en columnas, grietas grandes en pared de ladrillo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	170
Figura 176: Daño severo en columnas, efecto de torsión. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	170

Figura 177: Grietas grandes en paredes u otros daños severos. Señalizar Inseguro. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	171
Figura 178: Grietas grandes en paredes u otros daños severos, pared a punto de caer. Señalizar Inseguro. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	171
Figura 179: Revestimientos y mamposterías amenazan caer. El Carmen, Manabí, Ecuador 2016.	172
Figura 180: Revestimientos y mamposterías amenazan caer. Pedernales, Manabí, Ecuador 2016.	172
Figura 181: Fisuras severas en mampostería, amenaza caer. Bahía, Ecuador 2016.	173
Figura 182: Ventanas corren riesgo de caer. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	173
Figura 183: Cubierta de garaje amenaza caer. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	174
Figura 184: Revestimientos y escombros amenazan caer. Bahía, Manabí, Ecuador 2016.	174
Figura 185: Revestimientos y mamposterías amenazan caer. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.	175
Figura 186: Hundimiento de la calzada producido por movimiento del suelo. Manabí, Ecuador, 2016	175
Figura 187: Movimiento considerable del suelo. Manabí, Ecuador, 2016	176
Figura 188: Separación de la calzada por movimiento de suelos. Manabí, Ecuador, 2016	176
Figura 189: Colapso en veredas producto del movimiento del suelo. Manabí, Ecuador, 2016	177
Figura 190: Tanque de propano fuera de su base. Cercar el área insegura. Canoa, Ecuador 2016.	177
Figura 191: Transformador eléctrico por caer o postes eléctricos en el suelo. Cercar el área insegura.	178
Figura 192: Pancartas de inspección.	179

Índice de Tablas

Tabla 1: Principales factores que influyen en los efectos locales del sitio (Romo et al., 2000)	35
Tabla 2: Identificación de sondeo con periodo elástico y profundidad del semi-espacio ($V_s \geq 700\text{m/s}$), Vera, X (2014)	41
Tabla 3: Factores de modificación del coeficiente de demanda	99
Tabla 4: Clasificación sísmica del terreno de fundación	100
Tabla 5: Valor del coeficiente k_3	100
Tabla 6: Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras	100
Tabla 7: Determinación de cargas: carga muerta	101
Tabla 8: Determinación de cargas: carga viva	101
Tabla 9: Esfuerzo máximo admisible en flexión f_m	101
Tabla 10: Esfuerzo máximo admisible en tracción paralela a la fibra f_t	102
Tabla 11: Tipología del sistema estructural implementados para la evaluación	130
Tabla 12: Puntaje básico de cada sistema estructural.	130
Tabla 13: Procesos de Inspección para Evaluación Rápida	155
Tabla 14: Criterios de Evaluación Rápida	161

EVALUACIÓN SÍSMICA Y REHABILITACIÓN

1 Estructuración sísmica

1.1 Introducción

Los terremotos representan uno de los mayores inconvenientes para las estructuras que todo profesional debe considerar, tanto en el diseño como en su construcción. Su respuesta dinámica, así como los daños que puedan presentar los elementos estructurales y no estructurales, dependen no solo de las características de la acción sísmica, sino también del comportamiento de todo el sistema estructural de la edificación.

Con cada terremoto que ocurre en el planeta se demuestra una y otra vez, que mientras los diseños arquitectónicos y estructurales sean más complejos, alejados de diseños simples, armoniosos y simétricos (como son los diseños de la naturaleza), mayor será el efecto que un sismo tenga en la edificación.

Por otro lado, en el Ecuador y en muchos otros países, existen construcciones informales, en las cuales no ha participado un profesional ni en la fase de diseño ni en la fase de construcción, con lo cual dichas construcciones no cumplen las normas de diseño sismo resistente, lo cual eleva el nivel de vulnerabilidad sísmica y son más propensos a sufrir daños. Cuando se diseña infraestructura tomando en cuenta las normas sismo-resistentes y se fiscaliza debidamente su ejecución, los daños que se presentan frente a un sismo son bastante menores respecto a aquellas construcciones que no toman en cuenta el diseño sismo-resistente.

No obstante, es importante recordar que la aplicación correcta de las Normas de Construcción sismo-resistentes, no garantizan que una edificación no presente daños ante un sismo de gran magnitud. La filosofía de diseño sismo resistente que presenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 contempla los siguientes principios:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

La gran mayoría de las edificaciones que presentan daños graves o que colapsan frente a un sismo severo, se debe a la falla de uno o más elementos estructurales cuya resistencia y ductilidad no fueron los necesarios para soportar la acción sísmica.

Buena parte de los daños que sufre una edificación puede deberse a que presentan irregularidades en su configuración estructural en planta y elevación, causando problemas que se detallarán a continuación, utilizando en lo posible fotografías de casos reales encontrados luego del terremoto de Pedernales del 16 de Abril del 2016.

1.2 Configuración estructural

Configuración estructural se refiere a la disposición de los elementos y del sistema estructural de la edificación en forma horizontal y vertical. Como se mencionó antes, mientras la configuración estructural de una edificación sea más compleja, mayor será el daño que reciba bajo la acción de un sismo severo.

PLANTAS

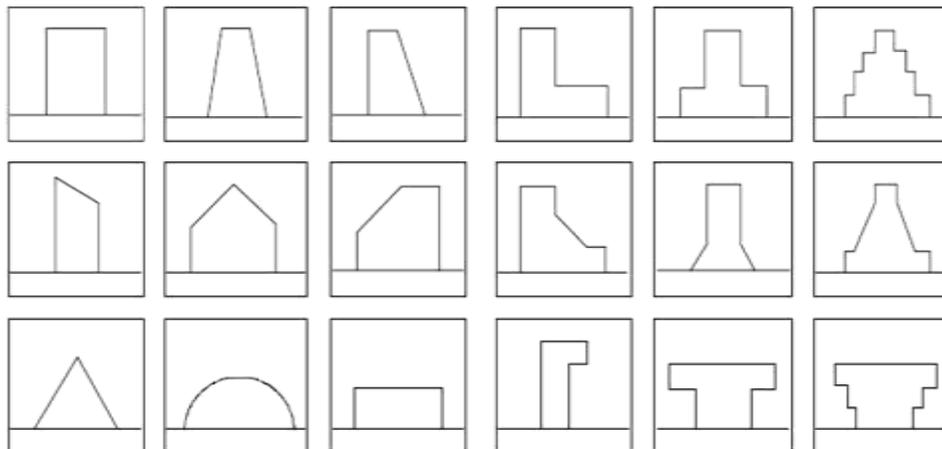
SENCILLAS

COMPLEJAS

ELEVACIONES

SENCILLAS

COMPLEJAS



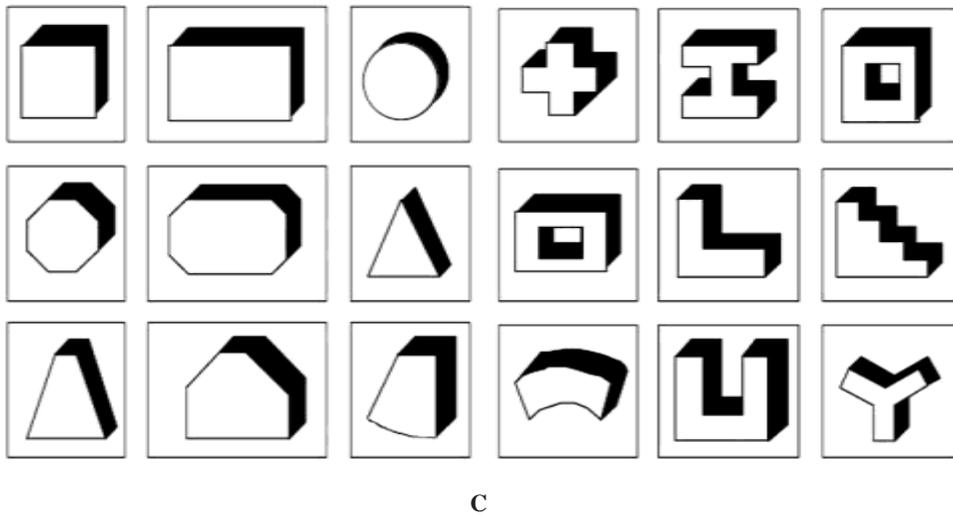


Figura 1: **Configuraciones estructurales en planta y elevación**

La configuración de una estructura se la debe plantear desde la primera etapa del diseño arquitectónico, evitando los diseños con configuraciones estructurales peligrosas, independiente del tipo, uso, o incluso de los niveles de sofisticación que se desee en la edificación. Es por esto que la configuración estructural debe ser bien comprendida por todos los profesionales relacionados con el ámbito de la construcción.

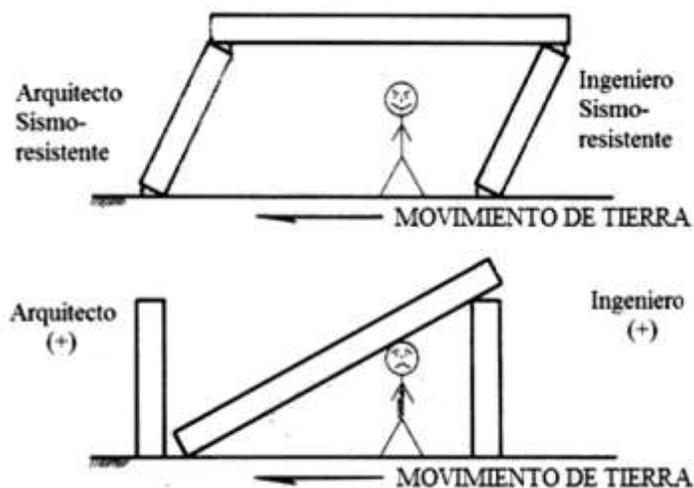


Figura 2: **Construcción sismo-resistente**

1.3 Problemas de configuración estructural en planta

La NEC recomienda que las estructuras deben ser lo más regulares y simétricas posibles en planta, priorizando las formas tendientes a cuadrangulares o rectangulares. A continuación se indicarán algunos de los problemas que presentan las edificaciones con irregularidad estructural en su plano horizontal.

1.3.1 Longitud de la edificación

Una longitud en planta excesiva en una edificación, afecta directamente en su comportamiento estructural frente a las ondas que se producen debido a un movimiento de tierra producido por un sismo. Mientras mayor longitud, mayor daño ocurre debido a que no todos los puntos de la edificación, tendrán la misma acción sísmica, el mismo comportamiento dinámico, y tendrán también diferentes demandas de resistencia y ductilidad (Figura 3).

NEC-SE-VIVIENDA recomienda que la relación largo / ancho en una edificación no sea mayor a 4 y que ninguna de estas dimensiones exceda de 30 metros como se puede ver en la siguiente figura.

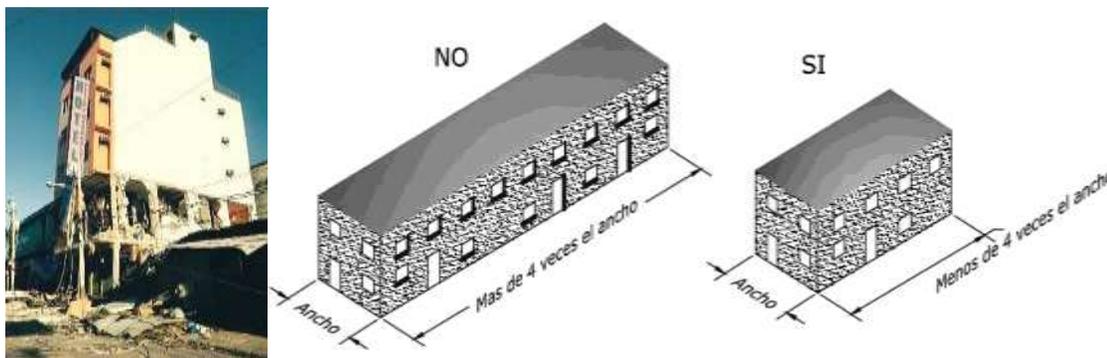


Figura 3: **Relación largo/ancho en edificaciones**

Para evitar el problema de longitud excesiva en planta, se deben ejecutar juntas de construcción, separando la edificación en dos o más bloques más cortos que tendrán un mejor comportamiento estructural.

La NEC-SE-VIVIENDA especifica que se deben realizar juntas de construcción en los siguientes casos:

- Cuando la longitud en planta de una edificación exceda de 4 la relación largo/ancho.
- Cuando existan terrenos con pendientes superiores al 30%, la junta deberá colocarse de tal manera que separe cada edificación, sin que hayan muros medianeros entre dos edificaciones contiguas.

La separación de las juntas será tal que evite el posible golpeteo (Fig. 4) entre edificaciones y su espesor mínimo será de 2.50 centímetros. Las estructuras separadas por juntas de construcción podrán compartir la misma cimentación, pero a nivel de cadenas (sobre-cimiento) se deberán separar para que cada una actúe individualmente.

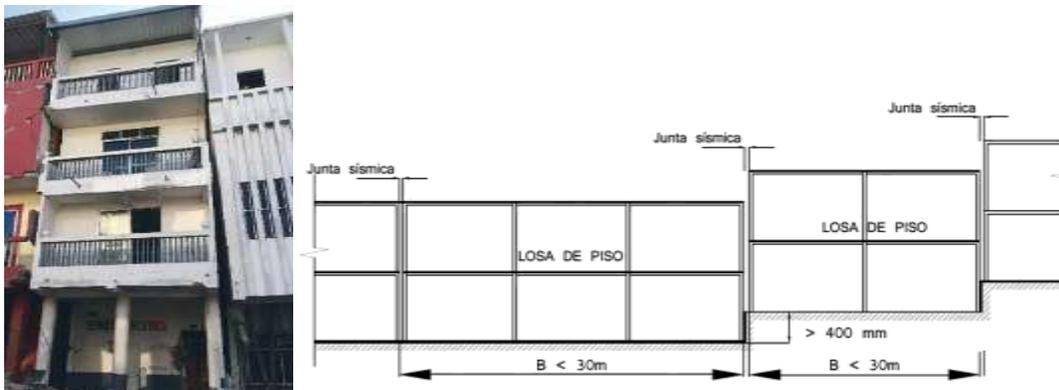


Figura 4: Longitud excesiva en planta: juntas de construcción

Además se deberá ubicar juntas de construcción en los siguientes casos:

- Cuando exista un desnivel superior a 400 mm
- En cambios significativos en la calidad del suelo
- En diferencia de niveles entre edificaciones contiguas.

La Figura 4 y también la Figura 5 muestran un esquema de las juntas de construcción:

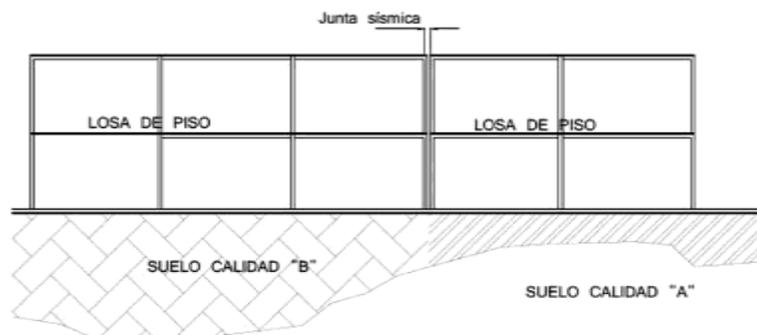




Figura 5: Calidad de suelo y diferencia de niveles: juntas de construcción

Las edificaciones con longitudes excesivas en planta, también son más propensos a sufrir movimientos rotacionales cuando enfrenten a un sismo, elevando la disparidad en demandas de resistencia y ductilidad en los elementos estructurales y no estructurales, concentrando esfuerzos en esquinas que quizá la estructura no los pueda soportar.

1.3.2 Geometría y disposición de elementos estructurales en planta:

La geometría en planta de una edificación influye en su comportamiento estructural, debido a que en ciertos lugares se pueden concentrar los esfuerzos más que en otros.

Este problema ocurre cuando se diseñan plantas complejas o irregulares (plantas en forma de U, L, T, H, O, Cruz, etc.), donde existen sitios con ángulos de quiebre en la estructura concentrándose la mayor cantidad de esfuerzos.

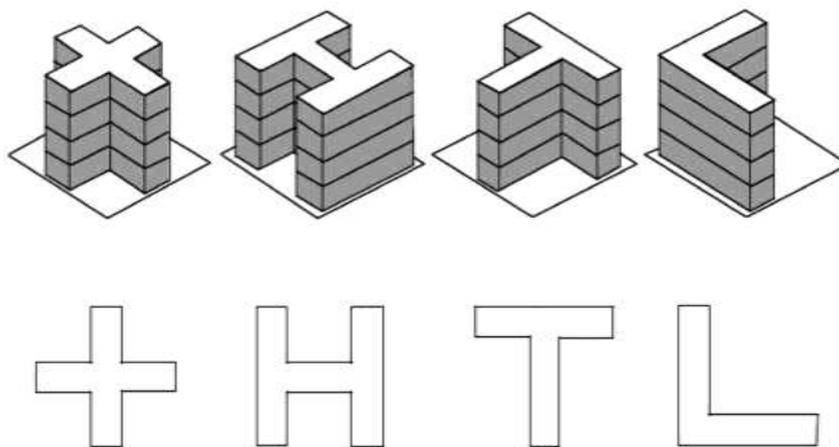


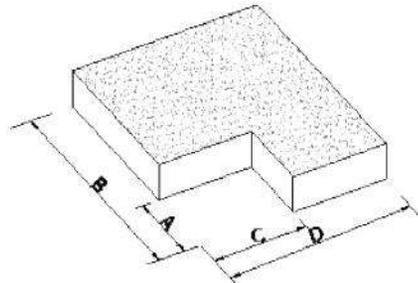
Figura 6: Geometrías en planta irregulares

Si se necesita realizar una estructura con una de las geometrías expuestas en la Figura 6, se puede solucionar creando diferentes juntas de construcción donde se presenten los ángulos de quiebre.

Al momento de calificar como irregular este tipo de estructuras con geometría irregular, la NEC recomienda:

1.3.3 Discontinuidades en el sistema de piso

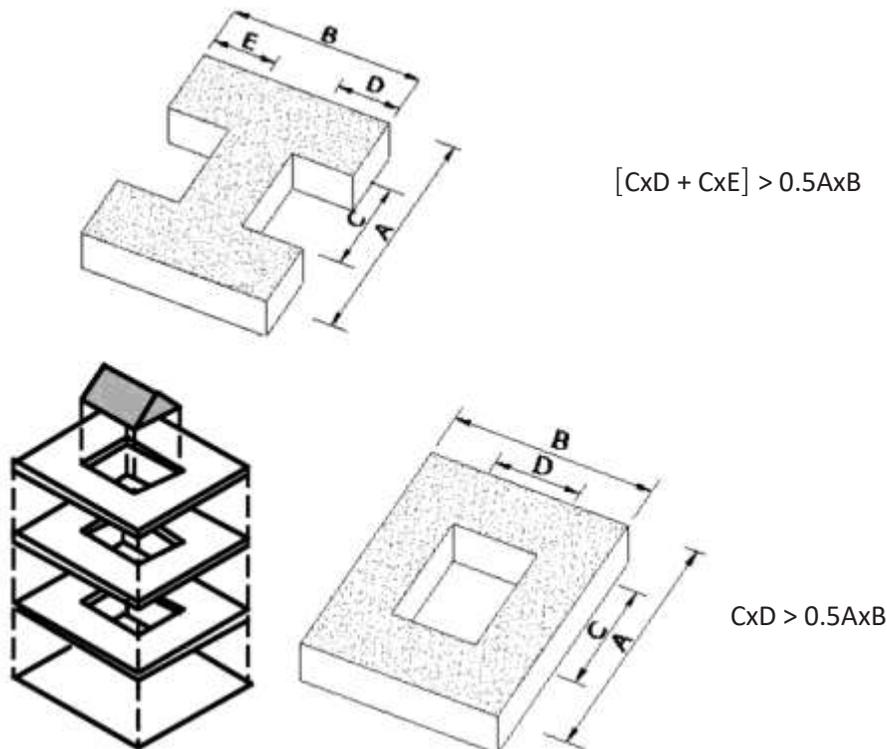
Los retrocesos en las esquinas de una estructura se consideran excesivos cuando la proyección de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante, como se puede observar en la siguiente figura:



$$A > 1.15B \text{ y } C > 0.15D$$

Figura 7: **Retrocesos excesivos en las esquinas**

La geometría en planta de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos como se puede observar en la Figura 8.



$$[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$$

$$Cx D > 0.5Ax B$$

Figura 8: **Discontinuidades en el sistema de piso**

1.3.4 Ejes estructurales no paralelos

La edificación se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.

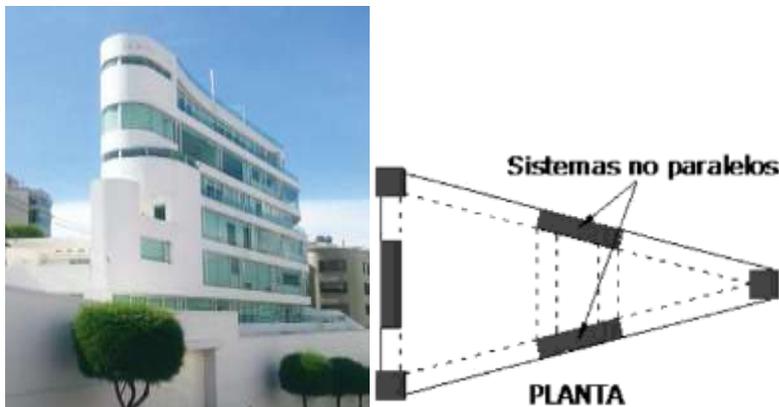


Figura 9: Ejes estructurales no paralelos

1.3.5 Torsión

Es importante que en un sistema estructural, su centro de rigidez sea semejante al centro de masa, lo cual pocas veces se cumple como se puede observar en la siguiente figura.

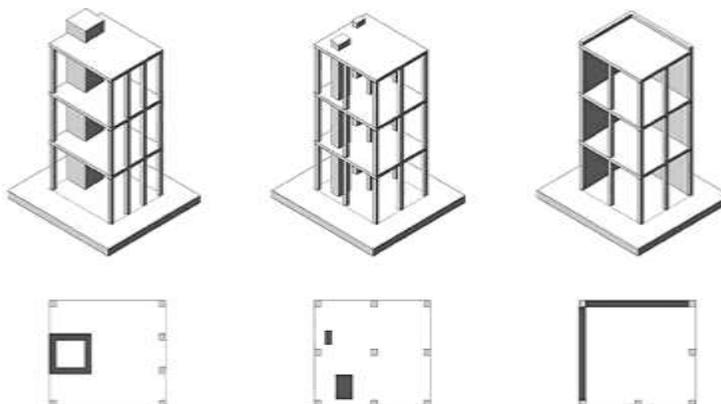


Figura 10: Centro de rigidez no coincide con centro de masa

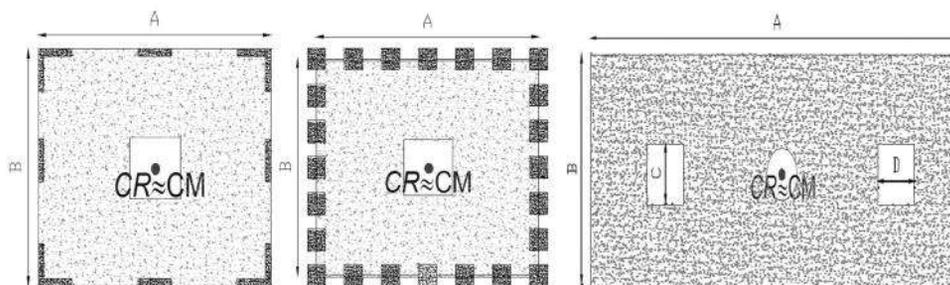


Figura 11: Centro de rigidez semejante con centro de masa

NEC-SE-VIVIENDA indica que en edificaciones donde su diseño se base en muros portantes, es indispensable colocar en planta muros en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales y la longitud de los muros en las dos direcciones, debe ser lo más igual posible.

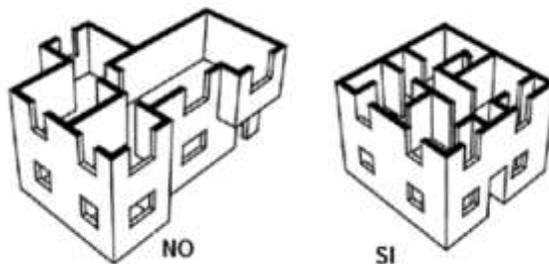


Figura 12: **Distribución de muros portantes**

Este inconveniente puede generar grandes problemas de torsión en un edificio, como se ilustra a continuación:

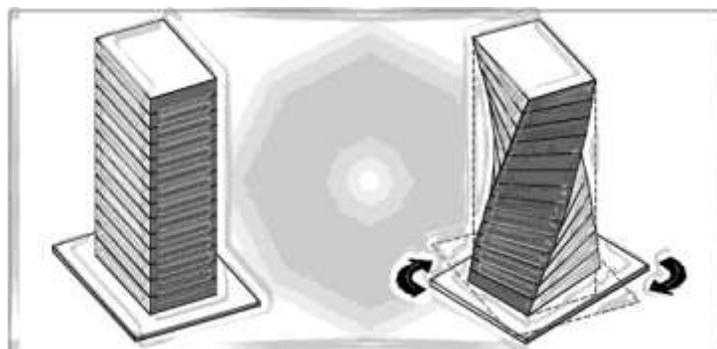
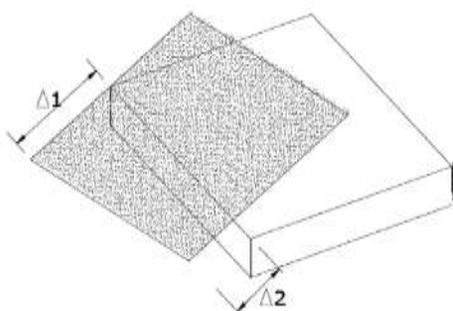


Figura 13: **Torsión debido a no coincidencia de centro de rigidez y centro de masa**

Se puede considerar que una excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa es alta cuando sobrepase el 10% de la dimensión en planta que se esté estudiando.

Además la NEC-SE-DS especifica que hay irregularidad por torsión cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada, incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia como lo explica la figura a continuación.



$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

Figura 14: **Irregularidad torsional**

1.4 Problemas de configuración estructural en elevación

Se refiere a inconvenientes, referentes a irregularidades verticales que se presentan en edificaciones, ocasionando grandes concentraciones de esfuerzos. A continuación se indica las principales irregularidades en altura que suelen presentarse.

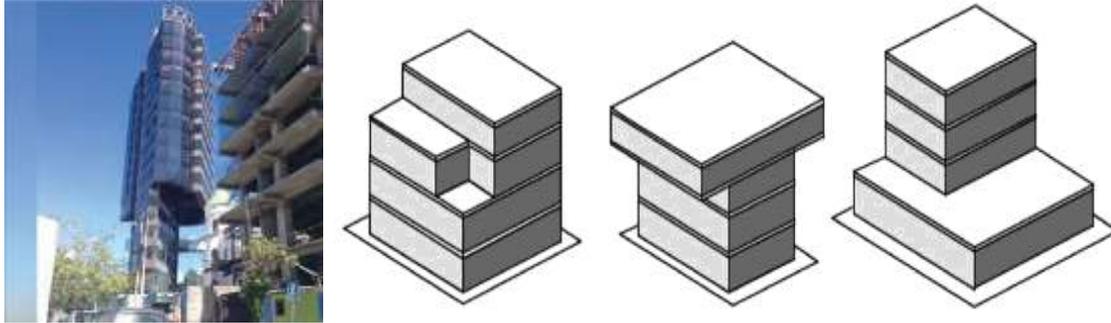


Figura 15: Formas irregulares en elevación

1.4.1 Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas

La NEC-SE-DS especifica que la edificación presenta irregularidad vertical cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos estructurales verticales, dentro del mismo plano que se encuentren, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.

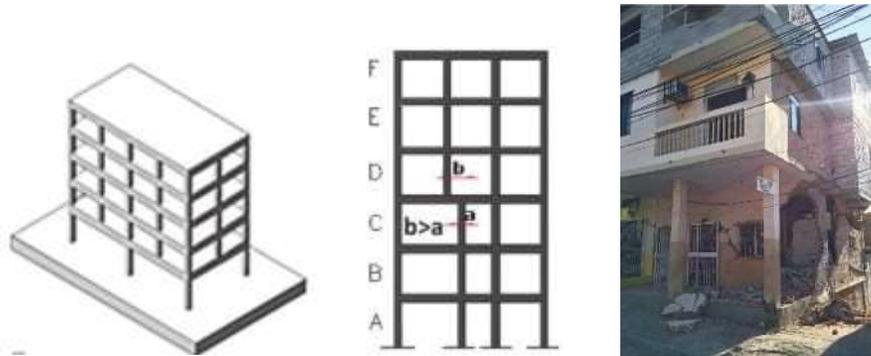


Figura 16: Ejes verticales discontinuos

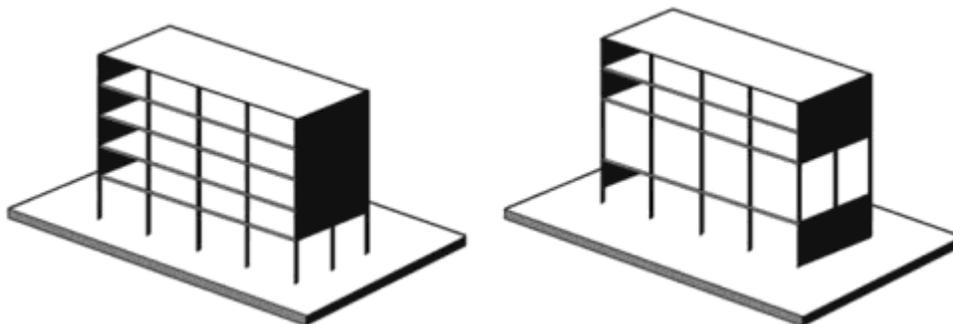


Figura 17: Muros estructurales soportados por columnas

En viviendas, los pórticos y/o paredes portantes deberán ser continuos hasta la cubierta. Columnas y/o muros del segundo piso que no tengan continuidad hasta la cimentación no se considerarán como elementos estructurales resistentes a fuerzas horizontales.

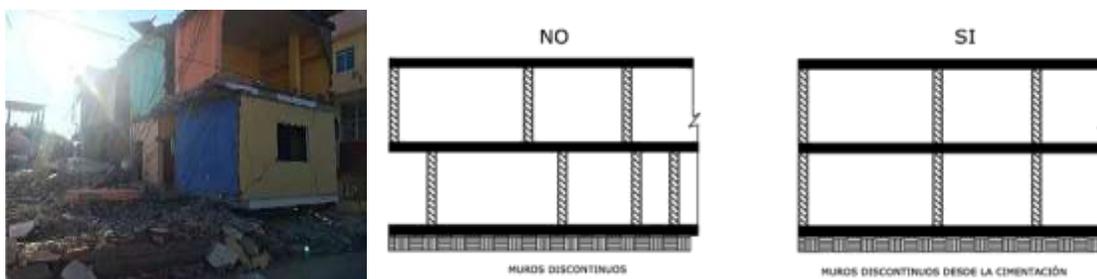


Figura 18: Continuidad de elementos estructurales

1.4.2 Piso débil – Discontinuidad en la resistencia:

Estos pisos son más vulnerables a daños debido a su baja rigidez y resistencia, concentrándose esfuerzos justamente aquí.

Existen pisos débiles en planta baja y también en pisos intermedios como se muestra en la Figura 19.



Figura 19: Piso débil

Además la NEC-SE-DS especifica q edificación es irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior. La resistencia del piso es la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.



Figura 20: **Discontinuidad en la resistencia**

1.4.3 Problema en columnas y vigas:

Columnas

Las columnas son de vital importancia, ya que son las que mantienen en pie a la edificación y son las encargadas de transmitir todas las cargas hacia la cimentación. Cualquier daño en columnas puede producir el colapso de la estructura y, por ello, en el diseño se debe evitar los fallos de columnas y de conexiones viga-columna, procurando que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas ni en nudos o conexiones.

Por lo mencionado anteriormente, existen dos tipos de fallas de columnas que se mencionará a continuación:

Columnas de menor resistencia que las vigas: Las rótulas plásticas se forman en columnas (Fig. 21).

Columnas cortas o esbeltas: Las columnas cortas causan severos daños a edificaciones frente a un sismo ya que su falla es frágil. Las columnas cortas y esbeltas pueden estar presentes debido a:

- La edificación puede estar ubicada en terrenos con inclinaciones.

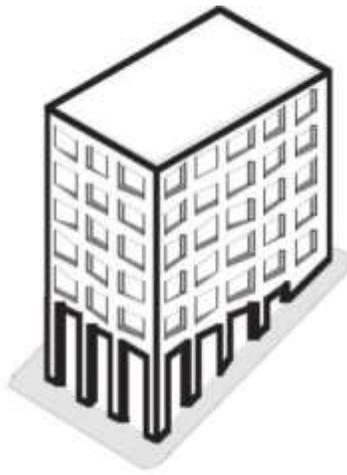


Figura 21: **Columnas cortas o esbeltas: terreno con inclinación**

- Las columnas de la edificación pueden tener confinamiento lateral parcial en su altura provocada por paredes divisorias, muros de contención, etc.

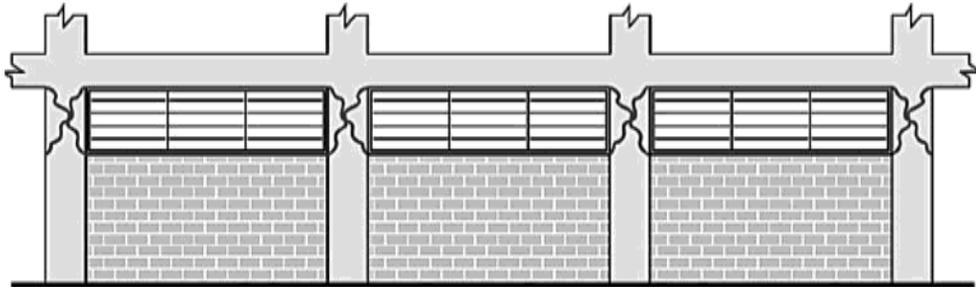


Figura 22: **Columnas cortas: Confinamiento lateral de paredes**

- Las losas pueden estar ubicadas en niveles intermedios.

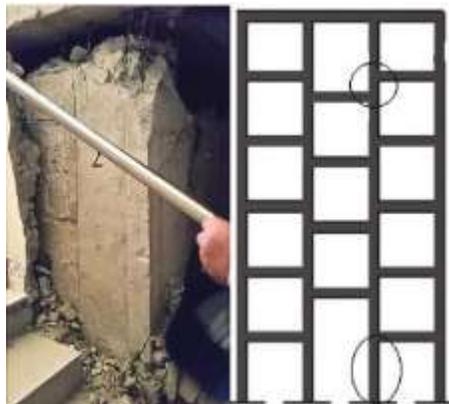


Figura 23: **Columnas cortas o esbeltas: losas en niveles intermedios**

Vigas

De igual manera, las edificaciones presentan concentración de esfuerzos cuando se tiene vigas cortas. El tipo de falla de una viga corta es frágil aunque podría ser reparable. Por otro lado, existen

sistemas estructurales con ausencia de vigas, formados solamente por columnas y losas, que ante cargas sísmicas cíclicas crea un efecto de punzonamiento de las columnas hacia la losa, afectándola gravemente. Está claro que este sistema tendrá muy poca resistencia frente a un evento sísmico, por la excesiva demanda de ductilidad y resistencia que las conexiones losa-columna no las pueden proveer.



Figura 24: **Losas planas con vigas banda. Fallos por punzonamiento**

1.4.4 Distribución y concentración de masa:

Esta irregularidad vertical se presenta cuando existen concentraciones de masa en uno o varios niveles o pisos de la edificación. Esta concentración de masa puede ser ocasionada al ubicar tanques, bodegas, piscinas, estacionamientos u elementos pesados en algún piso de la estructura (que no sea en planta baja) y por la excesiva diferencia de masa entre pisos.

Se debe tener en cuenta que el problema se agrava a medida que esta concentración de masa se ubique a mayor altura, ya que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, aumentando el riesgo de un posible volcamiento de la estructura.

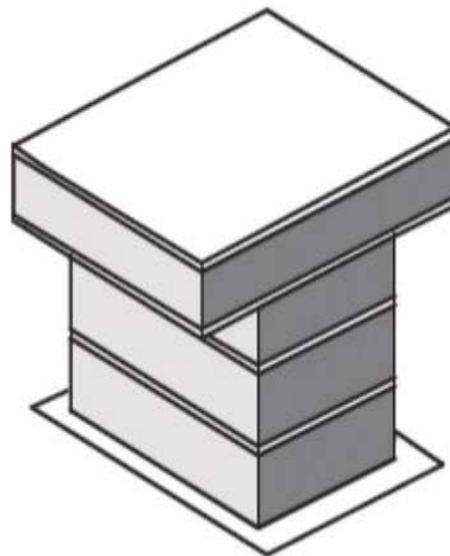


Figura 25: **Concentraciones de masa**

De igual manera, NEC-SE-DS indica que la edificación se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior

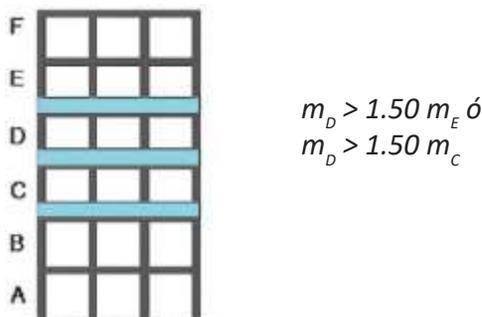


Figura 26: **Distribución de masa**

1.4.5 Piso flexible:

La NEC-SE-DS especifica que la edificación es irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

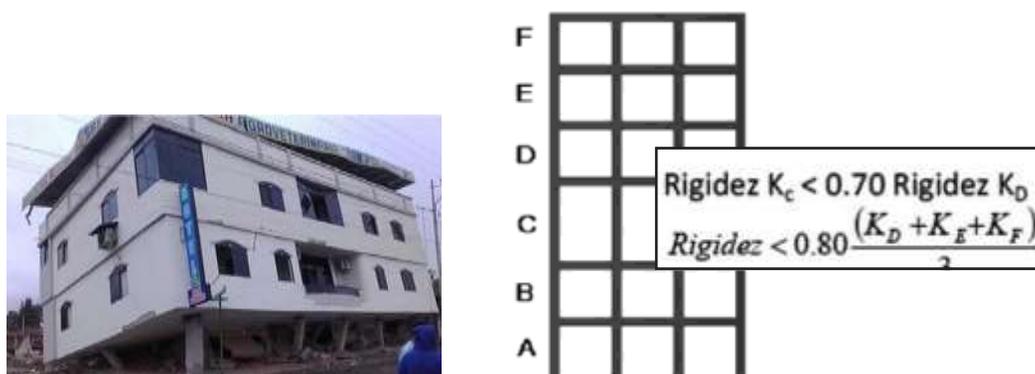


Figura 27: **Piso flexible**

1.4.6 Irregularidad geométrica:

Una de las geometrías más comunes en elevación son los escalonamientos, los cuales son causantes de cambios bruscos de rigidez y de masa, creando concentraciones de esfuerzos que provocarán daños severos a la edificación.

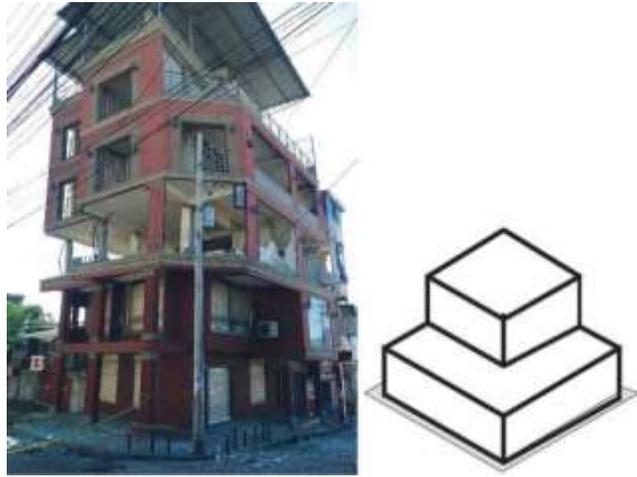


Figura 28: Irregularidad geométrica: escalonamientos

La NEC-SE-DS especifica que una edificación es irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.

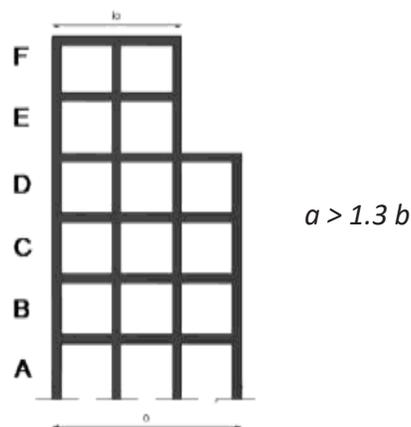


Figura 29: Irregularidad geométrica según NEC 2015

Se deberá también evitar configuraciones estructurales inusuales que tendrán un comportamiento inadecuado frente a un sismo como muestra la Figura 30.

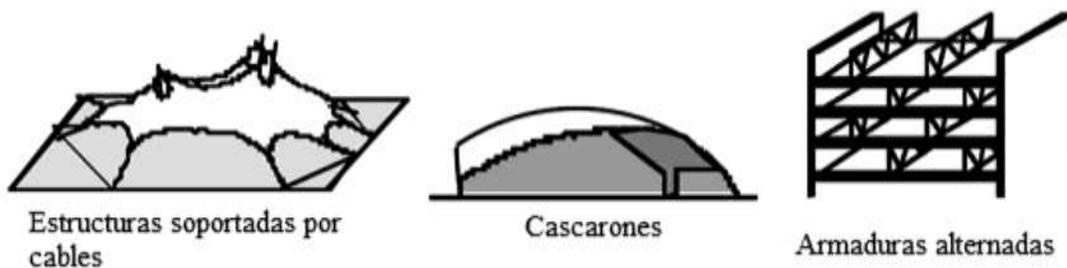


Figura 30: Irregularidad geométrica: estructuras inusuales

1.5 Otros problemas de irregularidad en estructuras

1.5.1 Poca hiperestaticidad:

El diseño sísmo-resistente prevee varios mecanismos que actúen como líneas de defensa, en el caso de la ocurrencia de un sismo severo. Una de esas líneas de defensa es la provisión de un buen número de elementos estructurales verticales (columnas, muros estructurales, vigas) que tenga la edificación, de manera que las demandas de ductilidad y resistencia sean compartidas entre ellas. Cuando se tiene pocos elementos estructurales verticales (Poca hiperestaticidad) el riesgo al colapso de la estructura aumenta, pues el fallo de uno de ellos puede provocar directamente dicho colapso. Mientras más elementos estructurales verticales, mejor será el comportamiento de la estructura frente a un sismo.

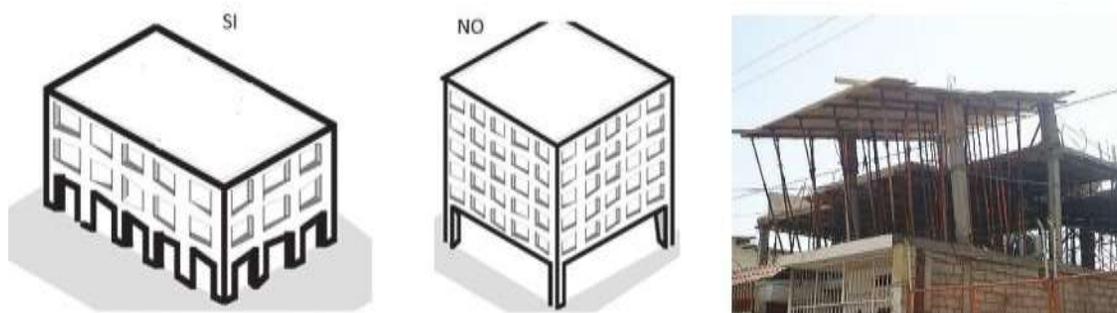


Figura 31: **Hiperestaticidad en la estructura**

1.5.2 Excesiva flexibilidad de piso:

Cuando una edificación presenta excesiva flexibilidad de piso ocasiona deformaciones laterales no uniformes, lo que primeramente perjudicará a elementos no estructurales adosados al piso. Además, la distribución de fuerzas laterales no se realizará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales.

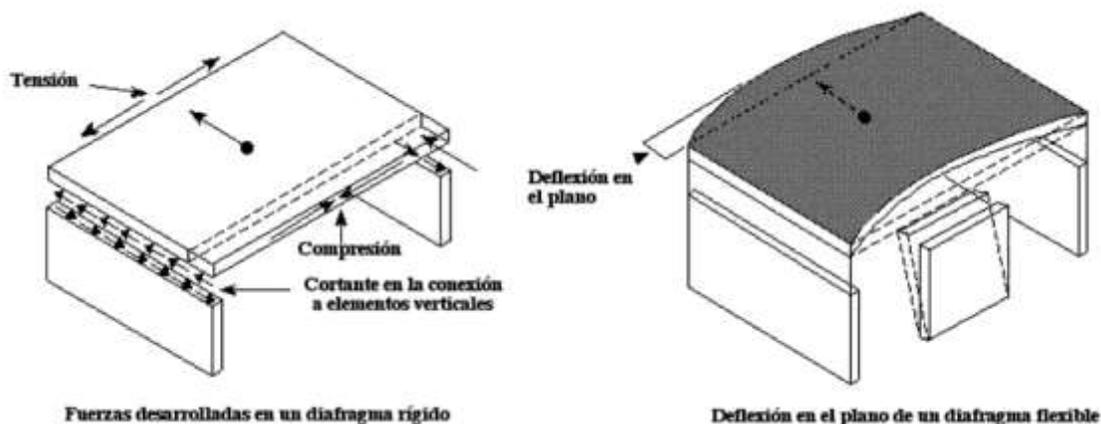


Figura 32: **Excesiva flexibilidad de piso**

Este comportamiento se puede producir debido a:

- Una relación largo/ancho del piso mayor
- Elementos verticales distribuidos en el piso (losa) presentan grandes diferencias en su rigidez
- Aberturas de gran tamaño en el piso.

1.5.3 Excesiva flexibilidad estructural:

Si una edificación presenta excesiva flexibilidad estructural significa que es vulnerable a sufrir severas deformaciones laterales entre los diferentes pisos (derivas). Esto se produce cuando se tiene luces excesivas (espacio entre elementos estructurales verticales), por alturas libres excesivas, etc.

Esta irregularidad puede traer problemas como inestabilidad de los pisos flexibles y de toda la estructura en general y también daños a elementos no estructurales.

2 Peligro sísmico de sitio

2.1 Introducción

Para estructuras convencionales en los suelos tipo F o para estructuras de ocupación especial y esencial en suelos tipo E y F, se requiere realizar análisis de respuesta de sitio, según se indica en el capítulo de peligro sísmico NEC-SE-DS. A continuación se describirá una reseña histórica del efecto local de sitio observado en ciudades durante terremotos.

Los efectos locales de sitio sobre los movimientos sísmicos es un fenómeno que ha sido reconocido y estudiado por varias décadas. Sin embargo, fue hasta que ocurrieron los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 que la influencia de suelos blandos se manifestó tan claramente (Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1986). Los registros sísmicos obtenidos durante estos eventos sísmicos constituyeron la primera evidencia irrefutable sobre la influencia de las características geométricas y geotécnicas de sitios específicos. Esta información se comprobó, posteriormente, con registros en sitios esparcidos, prácticamente en todo el subsuelo (en las tres zonas geotécnicas definidas en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal) de la zona metropolitana de la ciudad de México. Los suelos en el Ecuador no están ajenos a este tipo de influencia.

Uno de los estudios más antiguos de los efectos locales del suelo en la intensidad del movimiento del terreno y en los daños a edificios fue el presentado por Wood (1908), refiriéndose a los efectos perjudiciales observados en la región de San Francisco, USA, como resultado del sismo de San Francisco del año de 1906. Después del estudio del daño causado por este evento, Wood concluyó:

“Esta investigación ha demostrado claramente que la magnitud de los daños producidos por el sismo del 18 de abril en diferentes partes de la ciudad y condado de San Francisco dependió principalmente de la naturaleza geológica del terreno”.

Todos los sismos que causan daños físicos (y personales) de consideración tienen el denominador común del comportamiento de los suelos durante los temblores. Muchos de los daños se relacionan con la inestabilidad global del suelo, lo cual redundará en asentamientos diferenciales y totales, importantes debido a la compactación de suelos granulares sueltos; asentamientos y desplomos en estructuras desplantadas en suelos blandos como se ilustra en la Figura 33; generación de presiones de poro que conducen a la licuación de suelos granulares, arenas o también suelos limosos, como se muestra en la Figura 34; movimientos en presas de tierra y enrocamiento; deslizamientos de apoyos de puentes, etc.



Figura 33: **Vista de una escuela con un asentamiento, luego del sismo del 16 de abril de 2016 en Manta, Ecuador.**



Figura 34: **Movimientos laterales y asentamientos excesivos producto de la licuación de los suelos, terremoto Pedernales, Ecuador 2016.**

Un efecto más sutil de las condiciones locales geotécnicas en el daño a estructuras es la influencia que tienen en las características de los movimientos sísmicos del terreno, las cuales pueden tener un

gran impacto en la severidad de los daños estructurales que se puedan desarrollar, aunque el suelo de apoyo permanezca estable durante el evento sísmico. Indicaciones cualitativas y cuantitativas de la ocurrencia de este fenómeno han sido notadas desde hace muchos años en varios sismos; sin embargo, el caso que más claramente evidenció este efecto fue el de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. En la Figura 35 se muestra una correlación entre daño estructural y las características dinámicas del depósito de suelo.

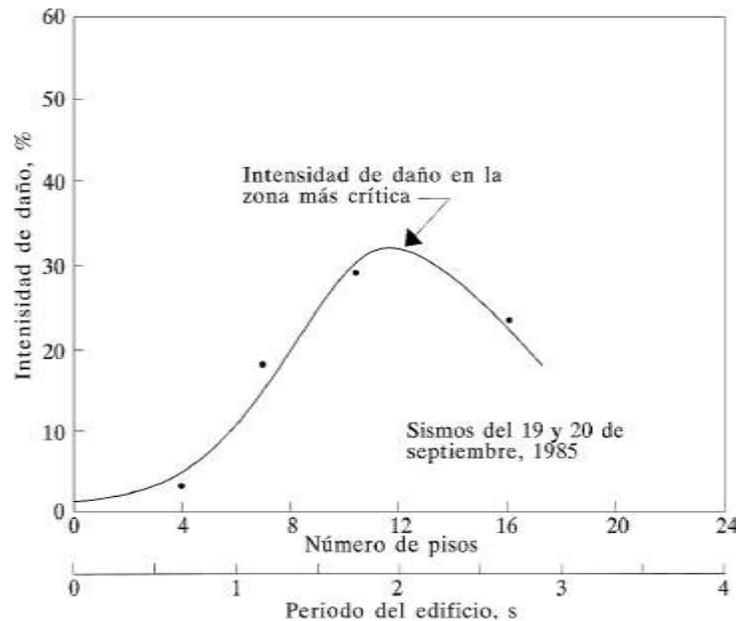


Figura 35: Efecto del tipo de suelo en la intensidad de daños a edificios. México Septiembre 19, 1985 (Seed y Sun, 1989)

Se observa que los edificios más dañados fueron aquellos que tenían entre 10 y 14 pisos y estaban desplantados en depósitos de arcilla con períodos naturales entre 1.5 y 2.0 segundos. Otros casos, como el de Carácas, Venezuela (en el sismo de 1967), el de Loma Prieta (1989), el de Northridge (1994) y el de Kobe (1995), refuerzan la idea de que las condiciones locales geotécnicas juegan un papel importante en la extensión y severidad de los daños que sufren las estructuras durante la acción de temblores de gran intensidad.

Resumen de la información obtenida en varios lugares sobre la influencia de los efectos locales de sitio:

De lo expuesto en párrafos anteriores, se puede complementar mediante casos históricos de movimientos del terreno como en la Ciudad de México, el área de la Bahía de San Francisco, la Ciudad de Guayaquil, y en muchos otros lugares donde claramente se han mostrado que las condiciones locales de sitio influyen fuertemente en las amplitudes de la aceleración pico y en las amplitudes y forma de los espectros de respuesta.

De la comparación de la relación de atenuación de la aceleración pico para sitios que subyacen diferentes tipos de suelos, se ha observado que tienen distintas tendencias en su forma de amplificar (Seed et al., 1976). Aunque los datos de atenuación están dispersos, la tendencia general sugiere

que las aceleraciones pico en la superficie de los depósitos de suelo son un poco mayores que en roca, en las investigaciones realizadas en la década del setenta. Sin embargo, con las informaciones registradas, analizadas y modeladas de los últimos sismos fuertes ocurridos durante la década del ochenta y noventa, permitieron definir con mayor precisión las amplificaciones para una mayor gama de geomateriales, que las propuestas por Seed et al 1976 (Figura 36 lado izquierdo). Estos nuevos valores de amplificación con respecto a la roca competente corresponden a valores medios, siendo presentado por Seed et al 1997 (Figura 36) lado derecho.

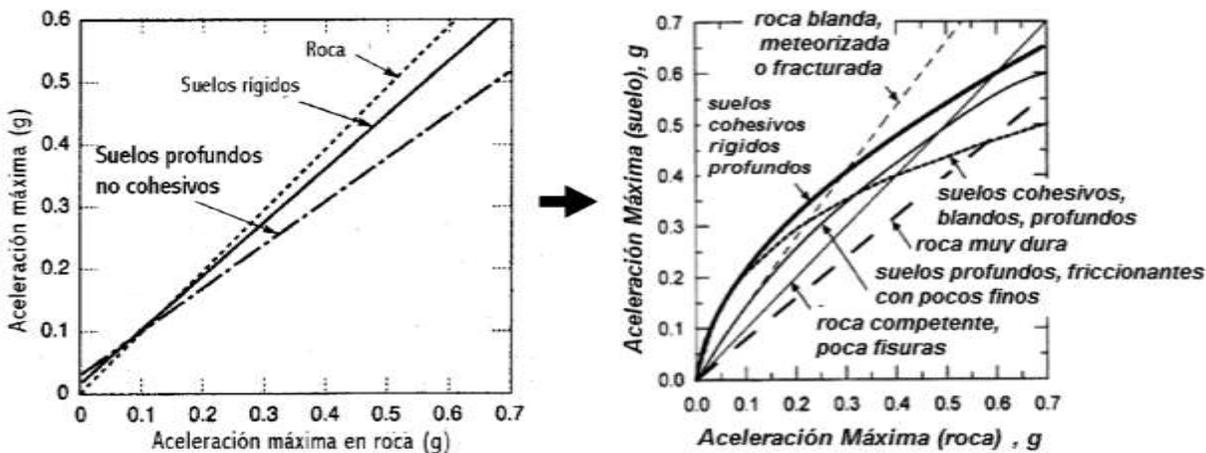


Figura 36: **Relación aproximada entre la aceleración pico en roca y otros tipos de condiciones locales de sitio, propuesta por Seed et al., 1976 (figura izquierda) y modificado de Seed et al, 1997 (figura derecha)**

Las condiciones locales de sitio también influyen en el contenido de frecuencias del movimiento en la superficie y por consiguiente en el espectro de respuesta que estos generan. Seed et al. (1976) calcularon espectros de respuesta de movimientos de terreno registrados en diferentes sitios subyaciendo diferentes tipos de condiciones de sitio: sitio de roca, sitio de suelos rígidos (profundidad < 60m), sitios de suelos profundos no cohesivos (profundidad > 76m), y sitios que subyacen depósitos de arcillas de blanda a mediana rigidez. Al normalizar los espectros de respuesta calculados (dividiendo la aceleración espectral entre la aceleración pico del terreno) se observan los efectos de las condiciones locales de sitio en las formas espectrales, Figura 37.

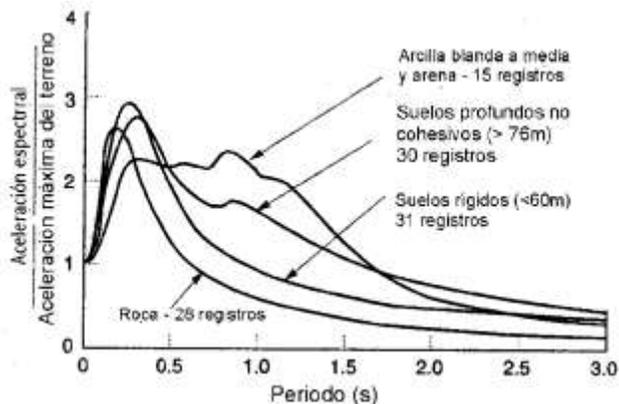


Figura 37: **Espectros de respuesta medio normalizados (5% amortiguamiento) para diferentes condiciones locales de sitio. (Seed et al.,1976)**

Los efectos son aparentemente en los períodos mayores de 0.5 segundos, las amplificaciones espectrales son mucho mayores para sitios de suelo que para sitios de roca. Para los períodos largos, la amplificación espectral crece con el decrecimiento de las rigideces del perfil del subsuelo. En la Figura 37 se muestra claramente que los depósitos de suelos blandos y profundos pueden generar grandes proporciones de movimientos en períodos largos (baja frecuencia). Este efecto podría ser muy significativo, particularmente cuando estructuras de período largo, puentes y edificios altos, están cimentadas en tales tipos de depósitos de suelo. Además, estos resultados muestran que el uso de un solo tipo de forma espectral no es apropiado para todas las condiciones de sitio.

Se pueden resumir los principales factores que influyen en los efectos locales del sitio mediante la Tabla 1.

Tabla 1: Principales factores que influyen en los efectos locales del sitio (Romo et al., 2000)	
Sismológicos	Intensidad y contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos de roca basal
	Duración de los movimientos en roca basal
Geológicos	Estructuras geológicas locales
	Tipo de roca subyacente
	Espesor de los depósitos de suelo
	Características estratigráficas
Geotécnicos	Tipos de suelos
	Características de vibración elástica de los depósitos de suelo
	Comportamiento no lineal del suelo
Geométricos	Impedancia relativa entre la roca basal y los depósitos de suelo sobre-yacientes
	Depósitos de suelo estratificados no horizontales
	Topografía de la interfaz suelo – roca basal
	Configuración de la cuenca

Para considerar los factores indicados en la Tabla 1, se presentan a manera de recomendación los pasos a seguir en un análisis de respuesta de sitio:

1. Caracterizar las estructuras sismo-genéticas activas (fallas y pliegues geológicos) cercanas al sitio de estudio, su identificación permitirá conocer los ambientes tectónicos dominantes.
2. Elaborar un modelo sismo-tectónico a detalle del área de estudio en un radio de al menos 150 Km, delimitando los niveles de sismicidad desde proximidades con activas estructuras sismo-genéticas (fallas geológicas cuaternarias) y calculando las magnitudes máximas posibles.
3. Análisis del peligro sísmico del sitio en roca; Probabilista o Determinista, considerando las fuentes sísmicas que generarán la amenaza a diferentes niveles exposición (periodos de retorno) considerando el tipo de obra a diseñar, basado en el comportamiento por desempeño sísmico. Mediante la desagregación del espectro de peligro uniforme, se obtendrán las combinaciones de sismos

que contribuyan a la amenaza en diferentes periodos espectrales de interés. Finalmente, se buscarán los registros sísmicos que sean compatibles con la magnitud de momento, distancias y tipo de falla esperada para la condición de roca o suelo firme, obtenidas en la desagregación.

4. Caracterización dinámica del subsuelo en el sitio de estudio por medio de correlaciones semi-empiricas, mediciones de velocidades de ondas de corte, V_s por medio de técnicas de análisis espectrales de ondas superficiales, SASW, MASW, ReMi en campo u otros, y estimación de periodos elásticos del sitio por medio de vibración ambiental, técnica de NAKAMURA. Determinación de las curvas de degradación de la rigidez y amortiguamiento histerético con la deformación unitaria por corte para los geo-materiales. Se pueden utilizar modelos de comportamiento existentes, pero se deberá considerar, el tipo de suelo (granular o fino, índice plástico), efecto de la profundidad (esfuerzo efectivo de confinamiento), corrección por resistencia a deformaciones por cortante elevadas para la correcta selección de los modelos.
5. Análisis de respuesta dinámica de sitio: se realizarán análisis de respuesta dinámica de sitio unidimensionales en términos de esfuerzos efectivos o totales, dependiendo del nivel de deformaciones inducidas en el subsuelo y el tipo de geo-materiales a analizar. Para los análisis en términos de esfuerzos totales se podrían utilizar modelos lineales equivalentes, como por ejemplo el algoritmo SHAKE o similar, o también análisis no lineales, y para los análisis en términos de esfuerzos efectivos, se podrían utilizar modelos no lineales, como el algoritmo DMOD 2000, DEEPSOIL, o similar.

Adicionalmente, se evaluará la estabilidad sísmica del subsuelo ante cargas cíclicas o sísmicas en términos de deformaciones permanentes durante y después del evento sísmico. Fallas en el subsuelo y/o deformaciones permanentes podrían ser provocadas por licuación, degradación de la resistencia (strain softening). Si se esperan basamentos no uniformes, los cuales podrían generar efectos de amplificación por cambios bruscos de topografía, se podrían realizar análisis bidimensionales, si es necesario, mediante modelos de diferencias finitas o elementos finitos, como QUAD4M, SASSI, PLAXIS, FLAC o similar.

2.2 Selección de registros sísmicos en roca compatibles con la amenaza

2.2.1 Peligro sísmico Probabilista

La evaluación de la amenaza sísmica consiste en determinar el nivel de exposición que tiene un lugar determinado ante un sismo. Dicho grado de exposición se puede representar como un nivel de aceleración horizontal a nivel de la roca para un periodo de tiempo determinado para luego estimar la respuesta dinámica del subsuelo que sobre-yace a la roca para así determinar la demanda sísmica esperada en la superficie. Los estudios de amenaza sísmica proporcionan datos básicos que permiten diseñar nuevas estructuras o hacer una revisión de las ya existentes. Cabe anotar, que debido a la variabilidad del fenómeno sísmico y del desconocimiento de datos más completos, los resultados obtenidos tienen un nivel de incertidumbre determinado, el cual se tiene en cuenta en el proceso de evaluación.

Para proporcionar una base de datos para los modelos de propagación sísmica en el terreno (método probabilístico), se utiliza por lo general el modelo de Cornell (1968) y modificado por McGuire (1974). La metodología se basa en la recurrencia de sismos desde una falla activa o fuente areal, asumida por

un proceso de Poisson. El modelo de Poisson es ampliamente utilizado y es apropiada en regiones donde existen suficientes datos que pueden proporcionar una tasa estimada de recurrencia de sismos (Cornell, 1968). Existen otros tipos de modelos, pero generalmente se utiliza el modelo de Poisson.

La probabilidad de excedencia de un valor dado puede ser modelada como un equivalente al proceso de Poisson, en el cual un promedio variable de tasa de recurrencia es asumida. La recurrencia de los movimientos sísmicos en un determinado sitio, excediendo aún un nivel especificado también es un proceso de Poisson si: (1) la recurrencia de los sismos es un proceso de Poisson, y (2) si la probabilidad que cualquier evento resultara de los movimientos sísmicos en el sitio, más de un nivel específico es independiente de recurrencia de otros eventos.

El proceso para la evaluación de la amenaza sísmica se realiza internamente por algoritmos, tales como CRISIS, EZFRISK, HAZ35, entre otros, y siguen los conceptos planteados anteriormente. En este proceso de cálculo se estima la frecuencia que un nivel de movimiento del terreno es excedido en el sitio. Específicamente, se calcula la tasa anual de los eventos, n , que produce un parámetro de movimiento del terreno S_g , que excede un nivel específico, z , en el sitio. Luego el inverso de n se denomina el periodo de retorno.

La ecuación del peligro estándar es representada como:

$$v(S_a > z) = N_i(M_{\min}) \int_{M_{\min}}^{M_{\max,i}} \int_{r=0}^{\infty} f_{m,i}(M) f_{r,i}(r, M) P[(S_a)z|M, r] dr dM \quad (2.1)$$

Donde r es la distancia del sitio a la fuente, M es la magnitud del sismo, $N_i(M_{\min})$ es la tasa anual de sismos con una magnitud mayor o igual a M_{\min} . $M_{\max,i}$ es la máxima magnitud, $f_m(M)$ y $f_r(r)$ son las funciones de densidad de probabilidad para la magnitud y distancia. La variabilidad del movimiento sísmico o de terreno es caracterizado en el término $P(S_a > z|M, r)$, donde:

$$P(S_a > z | M, r) = \int_z^{\infty} f_{S_a}(S_a, M, r) dS_a \quad (2.2)$$

Donde $f_{S_a}(S_a, M, r)$ es la función de densidad de probabilidad para el movimiento sísmico o del terreno. Esta función es definida por el modelo del movimiento del terreno.

Para múltiples fuentes sísmicas, la tasa anual de eventos que exceden un movimiento del terreno z es igual a la suma de la tasa anual de eventos de cada fuente individual. Esto asume que las fuentes sísmicas son independientes.

$$v(S_a > x) = \sum_{i=1}^{N_{\text{fuentes}}} v_i(S_a > z) \quad (2.3)$$

Para convertir la tasa anual de los eventos se utiliza, como se mencionó en párrafos anteriores, el modelo de probabilidad de ocurrencia de sismos tipo Poisson. El proceso de Poisson se describe,

$$P(S_a > z|T) = 1 - e^{-(v(S_a > z)T)} \quad (2.4)$$

El nivel del peligro es generalmente representado en términos de la probabilidad de excedencia en un periodo de T años. Para un modelo de Poisson, la equivalente tasa anual es obtenida por:

$$v(S_a > z) = \frac{-\ln(1 - P(S_a > z|T))}{T} \quad (2.5)$$

A manera de ejemplo, para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, $T = 50$ años y la probabilidad $P = 0.1$, como resultado, n es igual a 0.0021/ años. El inverso (periodo de retorno) de la

tasa anual es 475 años. Como resultado, considerando la metodología descrita para un periodo de retorno de 475 años, se muestra en la Figura 38, la comparación para un sitio en afloramiento rocoso, en la provincia del Oro, cercano a la ciudad de Machala, el espectro de peligro uniforme obtenido (color verde claro), los valores de la norma NEC-15 mediante las curvas de peligro para el mismo periodo de retorno (circulos negros), los espectros de diseño para afloramiento rocoso tipo A y tipo B. Se puede observar que los valores obtenidos mediante las curvas de peligro de la NEC-15 subestiman los valores para periodos estructurales mayores a 0.5 segundos, tanto para los espectros de diseño de la NEC-15, como para el espectro de peligro uniforme obtenido en el sitio, en afloramiento rocoso. Posiblemente, esto se deba a las ecuaciones de predicción de movimiento (leyes de atenuación) utilizadas en la NEC-15 en el modelo de peligro sísmico probabilista.

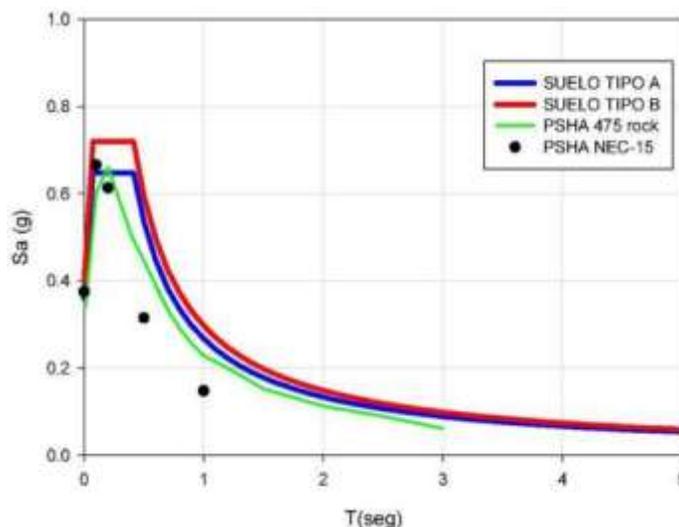


Figura 38: **Comparación de los espectros de diseño según la NEC-15, espectro de peligro uniforme estimados mediante estudios probabilistas locales, valores espectrales para el mismo periodo de retorno (475 años) considerando las curvas de peligro sísmico de la NEC**

2.2.2 Desagregación del peligro sísmico

Los resultados de la amenaza o peligro sísmico muestran los valores de intensidad de movimiento del terreno (aceleraciones, velocidad o desplazamientos) para diferentes periodos estructurales y diferente tiempo de exposición, debidos a la suma total de los aportes de todas las fuentes sismo-génicas que se tienen en cuenta. Sin embargo, es necesario conocer las fuentes y las magnitudes que mayor aporte hacen a esta amenaza. Esto es posible por medio del proceso de desagregación. Este proceso muestra la contribución a la frecuencia anual de excedencia de acuerdo a la magnitud, a la distancia y parámetros de desviación (épsilon) de las leyes de atenuación. Si un movimiento del terreno de amplitud a ocurre en el lugar de interés para la evaluación de la amenaza, ciertas magnitudes, distancias y valores de desviación contribuyen a dicha amplitud más que otros. El proceso de desagregación muestra estas contribuciones relativas. En la Figura 39 se muestra la desagregación de los sismos que contribuyen a un periodo estructural determinado en el espectro de peligro uniforme.

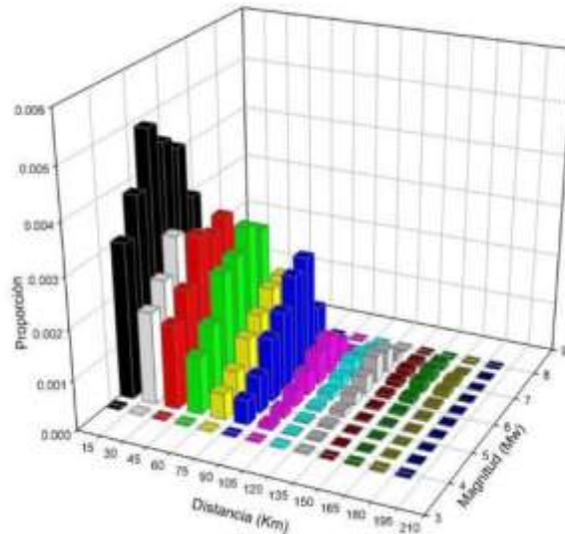


Figura 39: **Presentación de la desagregación de la amenaza sísmica para un periodo estructural determinado en el espectro de peligro sísmico uniforme**

En la sección de los registros sísmicos, como demanda sísmica de entrada en los análisis de respuesta de sitio, se deberá mostrar la media de los sismos considerados, al menos 7 eventos sísmicos. La media debe de coincidir en el rango del periodo espectral considerado (periodo elásticos de la estructura, T_e). Adicionalmente, se deberá considerar el comportamiento no lineal de la estructura, es decir, que el rango de coincidencia entre la media de los 7 eventos sísmicos y el espectro de peligro uniforme contemple un mayor periodo espectral.

2.3 Caracterización dinámica del subsuelo

2.3.1 Perfil de velocidades de ondas de corte

Para cumplir con la definición del sitio según la NEC-15, es importante obtener el perfil de velocidades de ondas cortantes con respecto a la profundidad. En muchas ocasiones, en las que no se realizan estudios geofísicos, es necesario utilizar correlaciones para estimar estas velocidades a partir de otras propiedades ingenieriles de los suelos o de los ensayos mecánicos más habituales que se llevan a cabo en proyectos ingenieriles.

El módulo de corte dinámico a pequeñas deformaciones ($\gamma_c \leq 1.0 \times 10^{-4} \%$) y la velocidad de onda cortante, V_s , se relacionan de acuerdo a la teoría de la elasticidad por:

$$G_{max} = \frac{V_s^2 \gamma_t}{g}$$

donde G_{max} es el módulo dinámico de corte en pequeñas deformaciones, V_s es la velocidad de onda cortante, γ_t el peso unitario total del suelo y g es la aceleración de la gravedad.

Las mediciones directas, *in situ*, de V_s (mediante ensayos de Downhole, Uphole, SASW, MASW, ReMi, entre otros) generalmente son preferibles a las relaciones de correlación empíricas (para suelos similares a los del sitio en estudio). En el caso de que se utilicen correlaciones para estimar las velocida-

des de las ondas de corte en los análisis de respuesta dinámica de sitio, se debe considerar la incertidumbre del perfil de velocidades en profundidad en los análisis. En la Figura 40 se muestra a manera de ejemplo el perfil de velocidades de ondas de corte seleccionado para un análisis de sitio (línea de color rojo), considerando mediciones *in situ*, estimaciones mediante correlaciones con el ensayo de CPTu y ecuaciones empíricas, llegando el perfil hasta el semi-espacio a 75m de profundidad.

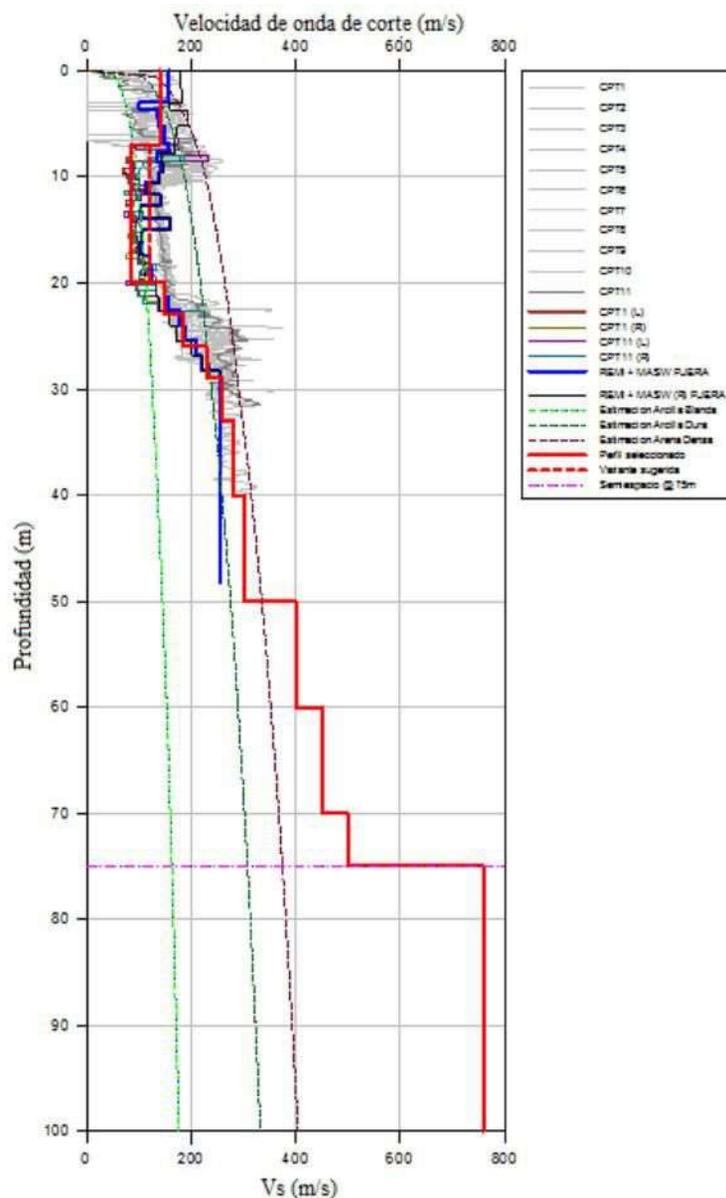


Figura 40: Perfil de velocidades de ondas de corte seleccionado a partir de mediciones *in situ* y estimaciones mediante CPTu y correlaciones empíricas

NOTA: En la NEC-15 se establecen procedimientos para determinar el valor del V_{s30} , es decir la velocidad de onda de corte ponderada en los primeros 30m de profundidad. No se debe clasificar los estratos de un mismo subsuelo según la definición establecida en la tabla 2 del documento NEC-SEDS, sino definir o clasificar el subsuelo según la tabla 2.

2.3.2 Estimación de la profundidad del Semi-espacio

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15 define la profundidad del semi-espacio a la profundidad que no contribuye para la respuesta dinámica de sitio y donde la impedancia es $\alpha \leq 0.5 [psueloVssuelo/psemiespacioVsemiespacio]$ Sin embargo, esta profundidad no es siempre fácil de comprobar con investigaciones geotécnicas o geofísicas.

En trabajos recientes ejecutados para la ciudad de Guayaquil (Vera,X 2014), se realizaron y estudiaron varios sondeos geotécnicos profundos y exploración geofísica (SASW). En esta investigación, la definición de profundidad del semi-espacio es cuando se alcanza una $V_s \geq 700m/s$. La Tabla 2 muestra la información de los sitios utilizados para estimar una correlación empírica.

Tabla 2: **Identificación de sondeo con periodo elástico y profundidad del semi-espacio ($V_s \geq 700m/s$), Vera, X (2014)**

Sondeo ID	Período Elástico, T_e (s)	Prof. del semiespacio ($V_s > 700m/s$), (m)	Fuente de perfil de V_s
ERU	1.58	145	Calibrado (ver Tomo 2.3)
BSF2	1.40	100	Calibrado (ver Tomo 2.3)
P2(*)	0.74	40	MASW+ReMi-2 y la información del sondeo
GYE14CH	0.39	40	SASW [sitio 215ECU]
GYE11N	0.10	5	SASW [sitio 222ECU]
GYE12P	0.37	5	SASW [sitio 220ECU]

(*)Corresponde a sondeos geotécnicos llevados a cabo para la construcción del edificio gubernamental de Litoral localizado a 1.5km de BSF2 dentro de la zona geotécnica D3a (la roca de la formación Cayo se alcanzó a los 40m de profundidad)

Para los tres primeros sitios de la Tabla 2 (ERU, BSF2 y P2) los valores del período elástico fueron calculados usando la ecuación de Boore y Joyner (1991). Para los otros casos (GYE14CH, GYE11N, GYE12P), T_e fue obtenido de mediciones de micro-tremores en la ciudad por medio de investigaciones geotécnicas complementarias y confirmadas con su perfil de V_s de los ensayos de SASW, donde:

$$T_e = 4H / \frac{\sum(h_i + V_{si})}{\sum h_i} \quad ; \quad \sum h_i = H_{\text{half-space}} \quad (2.7)$$

Donde $H_{\text{half-space}}$ es la profundidad del semi-espacio, estimada si conocemos el periodo elástico del sitio (por ejemplo, mediciones de micro-tremores, y aplicar la técnica de Nakamura y el perfil de V_s . Si no se tiene medido velocidades de ondas de corte hasta la profundidad del semi-espacio, se puede realizar un proceso de iteración hasta que exista convergencia.

La Figura 41 muestra la correlación estimada entre la profundidad del semi-espacio y el período elástico (curva roja). Además, esta figura también muestra una curva para obtener la profundidad donde la velocidad de las ondas de corte alcanza los 300 m/s como primera estimación de la profundidad del geo-material estable para cimentaciones profundas, según los estudios de Vera. X (2014) para la Ciudad de Guayaquil.

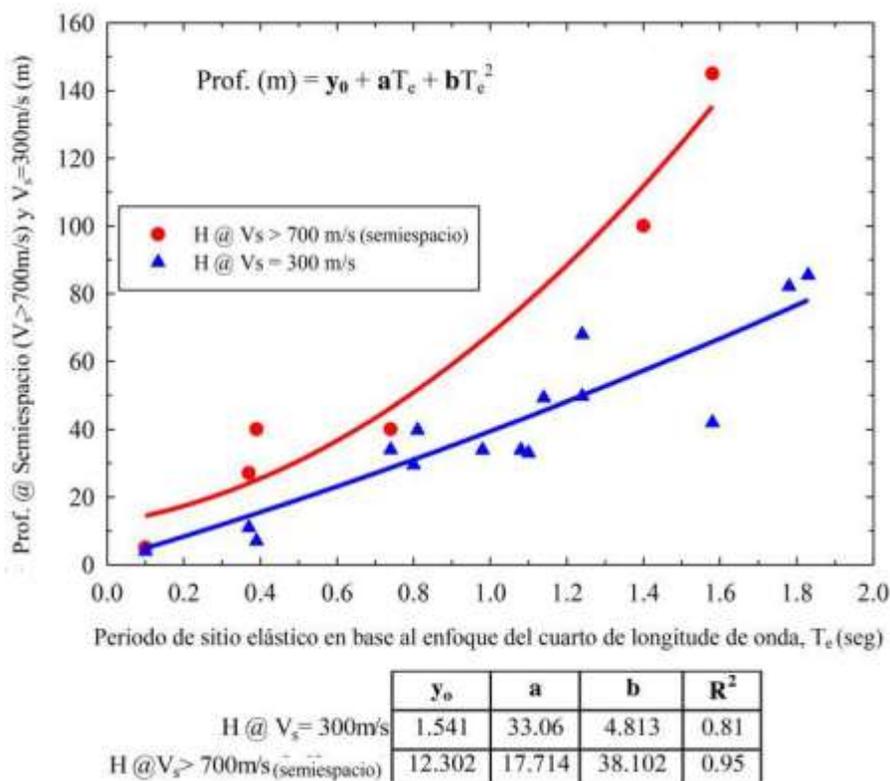


Figura 41: Curvas de tendencia entre la profundidad del semiespacio – período elástico (curva roja) y la profundidad donde $V_s=300$ m/s – período elástico (curva azul) para la Ciudad de Guayaquil (Vera, X, 2014)

2.3.3 Comportamiento no lineal de los suelos

Conociendo los parámetros dinámicos en el rango elástico de los estratos que conforman el modelo del subsuelo, se deberá determinar o establecer el comportamiento no lineal de los suelos en el rango inelástico.

Para el modelado no lineal de los suelos, se deberán establecer las curvas normalizadas (G_{sec}/G_{max}) de degradación de la rigidez y amortiguamiento (ξ) variando con la deformación unitaria al corte. En la Figura 42a se muestra la curva esfuerzo-deformación cíclica, donde se observa que para muy bajas deformaciones al corte se obtiene el módulo de rigidez máximo y con el incremento de la deformación unitaria se obtendría el módulo secante al corte, con el lazo de histéresis generado en cada estado de deformación se obtendría el amortiguamiento. Estas dos variables cambian con la deformación unitaria como se muestra a manera de esquema en la Figura 42b.

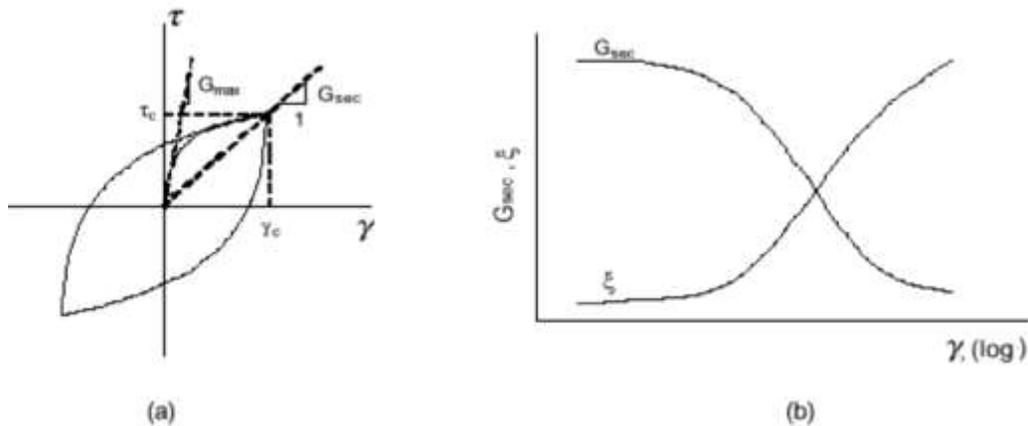


Figura 42: a) Curva esfuerzo-deformación cíclica b) curva del módulo de rigidez secante al corte y amortiguamiento histerético variando con la deformación unitaria al corte

Es importante seleccionar los modelos o curvas de comportamiento no lineal en función del tipo de suelo, profundidad del estrato (estado de esfuerzos de consolidación), número de ciclos de carga y frecuencia esperada de la excitación sísmica. Se podrían utilizar las ecuaciones propuestas por Darandeli (2001), entre otros. Adicionalmente, se debe considerar para niveles de deformación unitaria mayores a 1%, la metodología propuesta por Phillips y Hashash (2009) para la corrección de las curvas.

Se pueden utilizar curvas de suelos estudiados localmente, mediante ensayos de corte simple cíclicos, triaxiales cíclicos y columnas resonantes. En la Figura 43 se muestra a manera de ejemplo el módulo de reducción y amortiguamiento para la arcilla gris verdosa de la ciudad de Guayaquil, sin cementación con piritita, mostrando la variación de las curvas con el incremento del esfuerzo de confinamiento, que representa a estratos arcillosos a mayor profundidad.

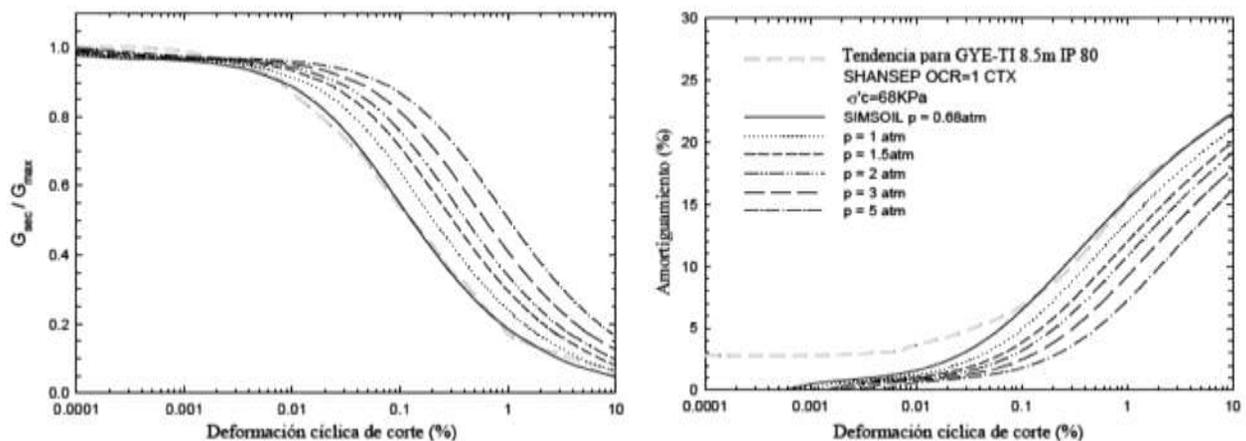


Figura 43: Comparación del módulo de reducción y curva de amortiguamiento de la tendencia de los ensayos cíclicos para GYE-TI a un esfuerzo de consolidación de 0.68 atm y la simulación del modelo para diferentes esfuerzos de confinamiento (Vera, X, 2014)

Para los análisis no lineales en términos de esfuerzos efectivos y totales, se recomienda obtener la resistencia al corte no drenado para capas de arcilla y arenas mediante la estimación de los ensayos in situ a partir de la correlación empírica, S_u estática.

2.4 Métodos de análisis de respuesta de sitio

Los programas que se mencionarán a continuación consideran la propagación de la onda unidimensionalmente. Es decir son códigos de respuesta de sitio 1D.

2.4.1 Modelado equivalente lineal

Uno de los modelos equivalentes lineales más conocidos y calibrados (análisis en esfuerzos totales) se implementa en la referencia SHAKE (Schnabel et al., 1972), que calcula la respuesta de un sistema de capas homogéneas, viscoelásticas de un límite horizontal infinito, sometidos a un movimiento de la onda de corte viajando verticalmente. SHAKE se basa en la solución continua a la ecuación de onda (Kanai, 1951), adaptada para su uso con movimientos transitorios a través del algoritmo de Transformada Rápida de Fourier (FFT). La no linealidad del suelo se observa representada por el uso de las propiedades del suelo lineales equivalentes mediante un proceso iterativo.

SHAKE toma un movimiento de afloramiento de roca (típicamente un movimiento registrado en la superficie), y la convierte en un “movimiento de roca interno”, mediante el proceso de deconvolución. Este movimiento de roca “interno” se convierte entonces del dominio del tiempo (es decir, una evolución temporal de las aceleraciones) al dominio de la frecuencia (añadiendo ondas armónicas de diferentes frecuencias en las que cada uno tiene su propia amplitud). Sin embargo, bajo una condición de roca base compatible (donde la relación de impedancia no es infinita) un movimiento de roca “interno” puede verse afectado por la relación de impedancia de la interfaz de roca-suelo, la masa del depósito de suelo y sus características de respuesta (como el período característico) (Schnabel et al., 1972), en la Figura 44 se muestra a manera de esquema el proceso de análisis de respuesta de sitio unidimensional en el dominio de la frecuencia.

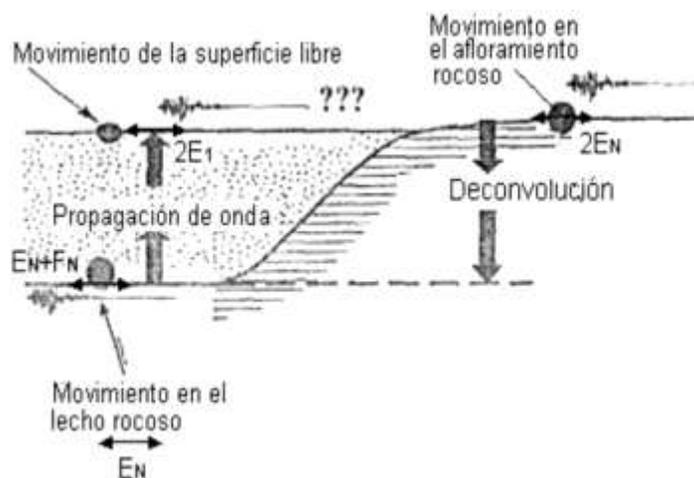


Figura 44: Evaluación de la respuesta unidimensional del terreno al movimiento incidente en la interfase roca-suelo.

El módulo de corte apropiado y el valor de amortiguamiento (que son dependientes de las deformaciones) se establecen para cada capa durante cada iteración. Cuando se alcanza la convergencia, el problema se convierte a un material visco-elástico con propiedades constantes. Con estos valores constantes de módulo de corte, de amortiguamiento y de peso unitario para cada capa, la ecuación

de onda se puede resolver utilizando un método de respuesta de rigidez complejo. Se calcula una función de transferencia basada en este modelo para relacionar el movimiento a nivel de base (es decir, movimiento de roca interno) con el movimiento en la superficie del suelo. La versión del código SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992) fue implementada en un software de pre y post-procesamiento con el nombre SHAKE-2000 (Ordóñez, 2006), versión que fue utilizada para realizar los análisis de respuesta de sitio lineal equivalente. Adicionalmente, existen otros códigos o programas que utilizan el mismo procedimiento.

2.4.2 Modelado No Lineal

Existen propuestas como DMOD-2000 (GeoMotions, LLC, 2007; Matasovic, 1993) o DEEPSOIL (Hashash, et al, 2011) para analizar la respuesta no lineal completa de un suelo, en términos de esfuerzos totales y efectivos. DMOD y DEEPSOIL aplican un modelo unidimensional, con masa agrupada y resuelve la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo por medio del procedimiento Newmark de integración de aceleración lineal desarrollado por Lee y Finn (1978), recalculando la rigidez al corte del suelo en cada paso de tiempo.

Uno de las ventajas de los modelos no lineales en esfuerzos efectivos sobre los modelos no lineales en esfuerzos totales, es su capacidad para calcular el cambio en la presión de poros y en la degradación del suelo debido a la carga cíclica. El corte cíclico de suelos completamente saturados causa deformaciones plásticas debido al progresivo colapso del esqueleto del suelo. Mientras el esqueleto del suelo colapsa el exceso de presiones de poro residual se desarrolla, lo cual disminuye los esfuerzos efectivos. Debido a que la rigidez y la resistencia del suelo dependen del esfuerzo de confinamiento efectivo, cuando este esfuerzo disminuye la rigidez y la resistencia también disminuyen. Por lo tanto, la generación y redistribución del exceso de presión de poros dentro de los depósitos del suelo pueden considerablemente modificar la respuesta dinámica de un sitio (Matasovic, 1993).

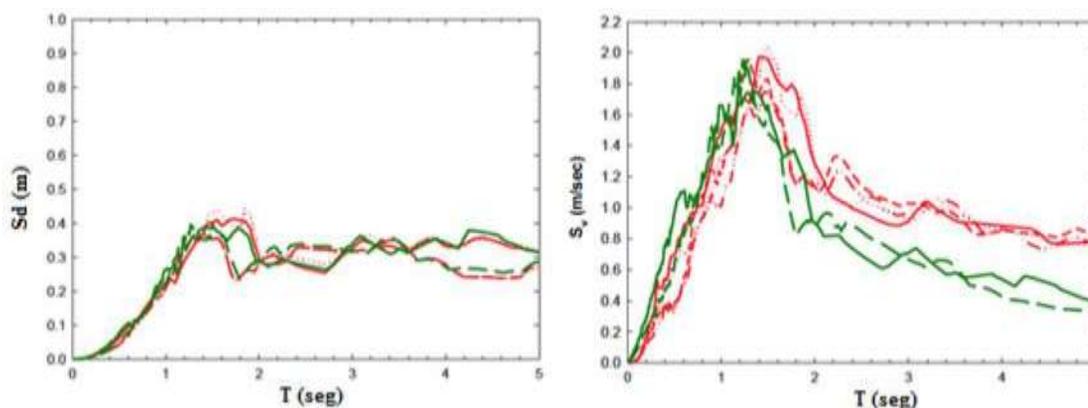
Cuando se utiliza un movimiento de control registrado en el afloramiento como un de movimiento de roca 'interno', Stewart et al. (2008) recomiendan considerar una base elástica. Como resultado de ello, DMOD-2000 y DEEPSOIL tienen un modelo actualizado para una condición de contorno de base acoplada, que fue evaluada por Stewart et al. (2008). Una base acoplada es compatible con las características de geomaterial subyacente de semi-espacio que permite que parte de la energía en el depósito del suelo que vibra, irradie hacia abajo en el semi-espacio (Joyner y Chen, 1975). Tal límite de transmisión proporciona un modelo 1D compatible con el modelo SHAKE. Se recomienda para los análisis de respuesta de sitio la condición de transmisión en el límite semi-espacio o base acoplada para todos los grupos de análisis.

DMOD-2000 y DEEPSOIL utilizan el modelo constitutivo MKZ para definir la curva principal (backbone curve) esfuerzo-deformación inicial. La rigidez del suelo y las variables de amortiguamiento se definen con muelles histeréticos no lineales conectados a las masas agrupadas. Además, se proporciona amortiguamiento viscoso utilizando amortiguadores viscosos para controlar las oscilaciones de alta frecuencia en el comienzo del análisis.

2.5 Espectros de respuesta en campo libre

Una vez generado el modelo de respuesta de sitio, se describe en orden de importancia, los pasos a seguir:

1. Selección de los sismos compatibles con la magnitud de momento sísmico, distancia a la fuente, tipo de falla y aceleración espectral, obtenidas de la desagregación del espectro de peligro uniforme UHS, para un periodo de retorno establecido y un rango de periodos espectrales. La media de los sismos seleccionados debe coincidir con las ordenadas espectrales del UHS en el rango de periodos estructurales considerados. Estos sismos deben de considerarse en el afloramiento rocoso.
2. Se caracteriza dinámicamente el sitio, evaluando el perfil de velocidades de ondas de corte y estimando el periodo del sitio, con lo cual se obtendría la profundidad del semi-espacio en la cual se colocarían los sismos de entrada, luego de realizar una deconvolución de los sismos del afloramiento rocoso.
3. Se selecciona el modelo de comportamiento no lineal de los suelos, en función del tipo de análisis que se desea realizar, si es un análisis lineal-equivalente o análisis no lineal en términos de esfuerzos totales o efectivos.
4. Se procede a realizar los análisis de respuesta dinámica de sitio con los algoritmos existentes, tales como SHAKE, DMOD, DEEPSOIL entre otros.
5. Finalmente se presentan los espectros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en campo libre, así como la variación de la deformación unitaria por cortante máxima con la profundidad. En la Figura 45 se muestra a manera de ejemplo la mediana de sismos que representan el peligro sísmico en un sitio, evaluando la respuesta dinámica en términos de esfuerzos totales para los análisis no lineales mediante el algoritmo DMOD y lineal equivalente mediante el algoritmo SHAKE para un sitio definido como tipo F, según la NEC-15 ubicado en la zona deltaica estuarina de la ciudad de Guayaquil.



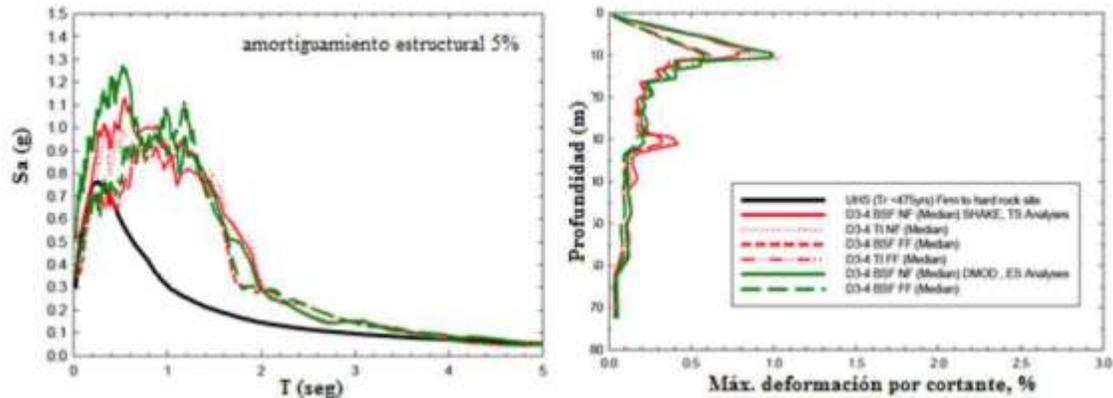


Figura 45: Mediana de los resultados de los espectros de respuesta de aceleración, desplazamiento y velocidad para el sitio D3a-4 de depósitos estuarino deltaicos con un periodo de sitio elástico de 1.04 seg, para los 25 sismos de entrada de fuente cercana NF y fuente lejana FF calculados mediante los modelos EQL (SHAKE) y NL (DMOD-2000), Vera X (2014)

3 Diseño por desempeño sísmico

3.1 Introducción

3.2 Diseño basado en fuerzas (resistencia)

Se debe comparar la sollicitación frente la capacidad (resistencia del elemento estructural). Si la sollicitación factorizada es menor que la capacidad para todos los elementos, el diseño se considera correcto. Mediante el análisis estructural lineal se obtienen las sollicitaciones, esto por lo general es correcto ya que la estructura debería permanecer esencialmente lineal.

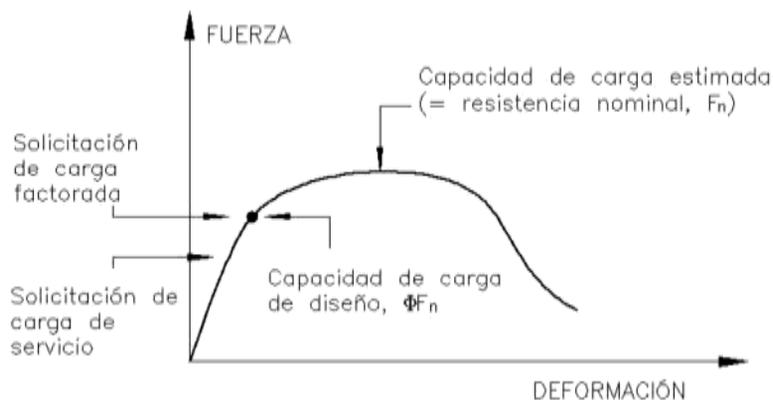


Figura 46: Curva F-D

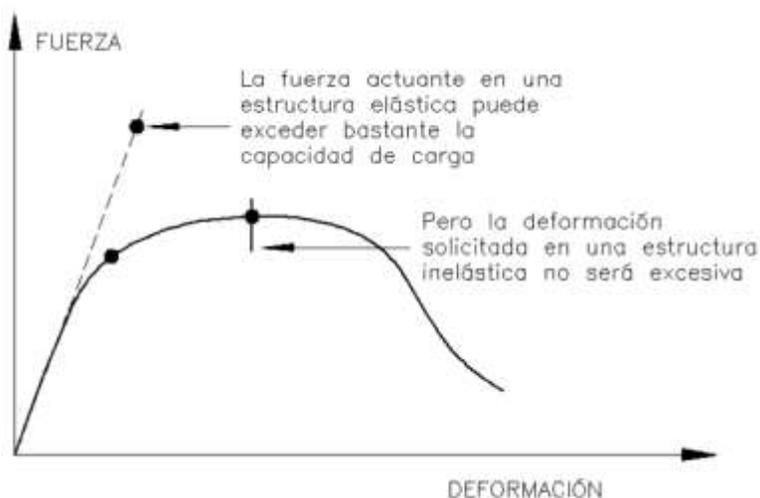


Figura 47: **Comportamiento ante acciones sísmicas diferentes**

Los elementos con comportamiento frágil, aquellos que presentan poca ductilidad más allá del punto de fluencia, por ejemplo: vigas de acople; deberán ser diseñados por resistencia.

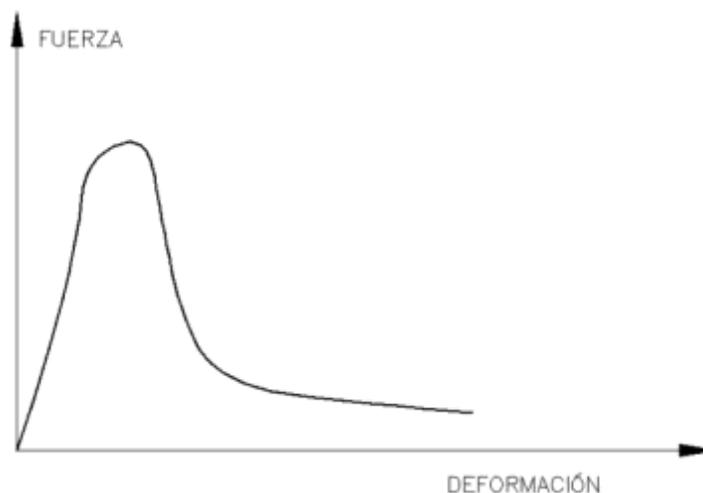


Figura 48: **Elementos de comportamiento frágil**

3.3 Diseño basado en deformaciones

Se debe revisar el elemento y/o el nivel de la estructura, si la deformación solicitada es menor que la capacidad de deformación de todos los elementos, el diseño es correcto. La deformación solicitada se la calcula usando el análisis no lineal, porque la estructura puede fluir.



Figura 49: Curva F-D

Resumen del diseño basado en deformaciones:

- Definir la capacidad de deformación de los elementos dúctiles
- Definir la capacidad de resistencia para elementos frágiles, y cualquier otro elemento que deba permanecer elástico
- Usar el análisis estructural no lineal para calcular deformaciones y resistencias solicitadas
- El desempeño es correcto si todas las relaciones de D/C, (demanda/capacidad) son ≤ 1 .

3.4 Capacidad

La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la habilidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

Por lo anterior es necesario conocer: a) la forma, las dimensiones y armadura de refuerzo en las diferentes secciones, b) las características No Lineales de los materiales constitutivos, debido a: fluencia, agrietamiento, aplastamiento, deslizamiento, fisuración y c) La geometría no lineal consecuencia del cambio de forma en la estructura, se deberá incluir también los efectos $P-\Delta$, y efectos de grandes desplazamientos en caso de presentarse.

Para determinar la capacidad más allá del límite elástico, se usa el proceso denominado “Pushover”, mismo que usa una serie de análisis elásticos secuenciales súper impuestos, para generar un diagrama aproximado de capacidad (fuerza-desplazamiento) del conjunto estructural.

El modelo matemático de la estructura se va modificando para tomar en cuenta la reducción de la resistencia y rigidez de los componentes que van alcanzando la fluencia. Una distribución de fuerzas laterales se aplica nuevamente hasta que otros elementos adicionales alcanzan la fluencia. Este proceso se continúa aplicando hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que un límite predeterminado se alcanza. En este caso el límite es el desplazamiento en la parte superior de la estructura.

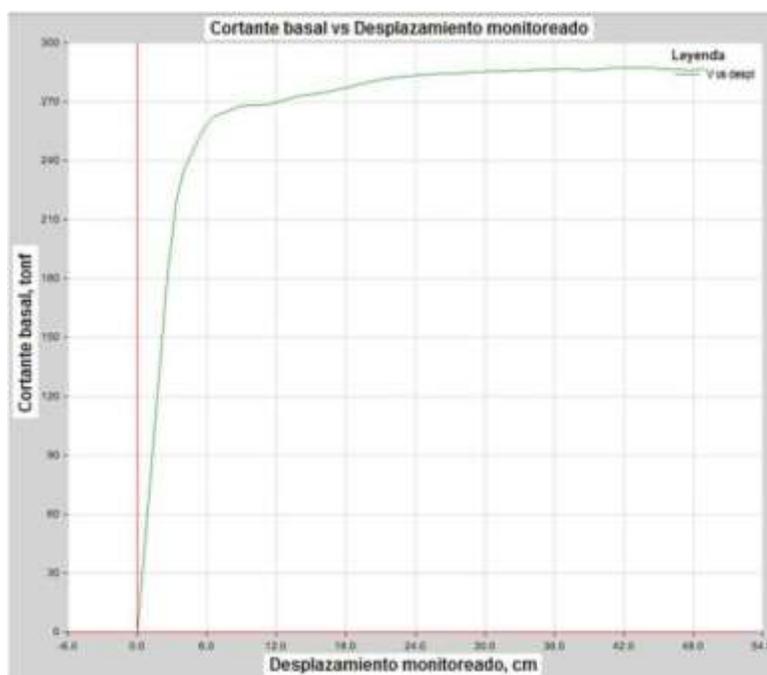


Figura 50: Curva de Capacidad

3.5 Demanda (Desplazamiento)

El movimiento del suelo durante un terremoto produce un patrón complejo de desplazamientos en la estructura que puede variar con el tiempo. 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.

Este movimiento del terreno puede caracterizarse mediante un espectro de respuesta de aceleración que dependerá del criterio de aceptación (nivel de desempeño o daño) utilizado, o por medio de un acelerograma del sitio.

Un sismo fuerte inducirá a que la estructura presente un comportamiento inelástico; la estructura deberá contar con una importante capacidad de ductilidad y con gran disipación de energía por medio de deformación, agrietamiento, etc.; para evitar que la misma colapse súbitamente.

Los sismos se clasifican de la siguiente forma:

Sismo de Servicio: aquel que tiene una probabilidad de anual de excedencia del 50% en 50 años, o un periodo de retorno de 72 años.

Sismo de Diseño: aquel que tiene una probabilidad de anual de excedencia del 10% en 50 años, o un periodo de retorno de 475 años. Es el sismo representado en los espectros de diseño de los códigos de construcción.

Sismo Máximo Esperado: aquel que tiene una probabilidad de anual de excedencia del 2% en 50 años, o un periodo de retorno de 2475 años.

Desempeño: Una vez que se ha definido la curva de capacidad y los desplazamientos de demanda, se puede verificar el punto de desempeño o punto de respuesta máxima en la estructura. Este punto se puede obtener utilizando cualquiera de los dos métodos. Así mismo se determinará la máxima fuerza que produce este desplazamiento.

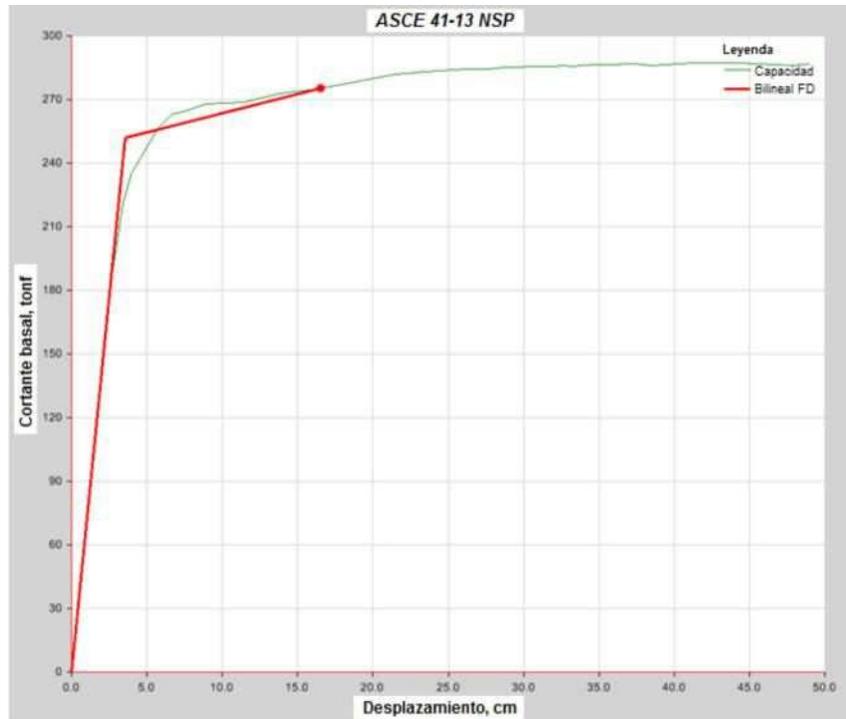


Figura 51: Curva de Capacidad y Punto de Desempeño

3.6 Tipos de Análisis No Lineal

Se presentan los siguientes métodos para realizar un análisis No Lineal:

3.6.1 Análisis Estático No Lineal

Análisis de Múltiples Grados de Libertad Pushover MPA

Análisis No Lineal Estático (de 1 grado de libertad) NSP

3.6.2 Análisis Dinámico No Lineal

Análisis Dinámico Detallado

Análisis Dinámico Simplificado MDOF

Análisis Dinámico Simplificado SDOF

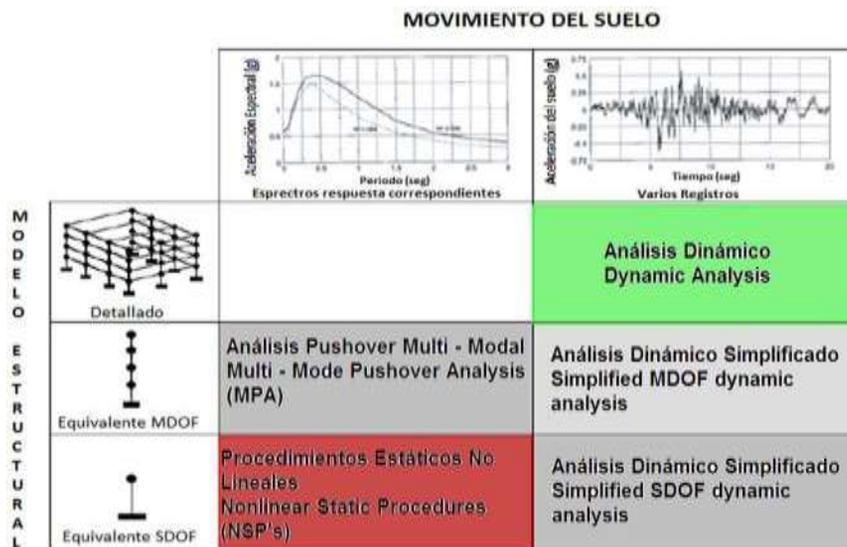


Figura 52: Tipos de Análisis No Lineal

3.7 Requisitos para realizar un Análisis No Lineal

Las técnicas para modelar una estructura y realizar un análisis **No Lineal** son similares a las utilizadas para análisis elástico. Sin embargo, no basta con modelar la geometría y rigidez de los elementos estructurales. Se requiere incorporar información adicional, en cuanto a su resistencia y capacidad de deformación, y estabilidad en presencia de cargas cíclicas.

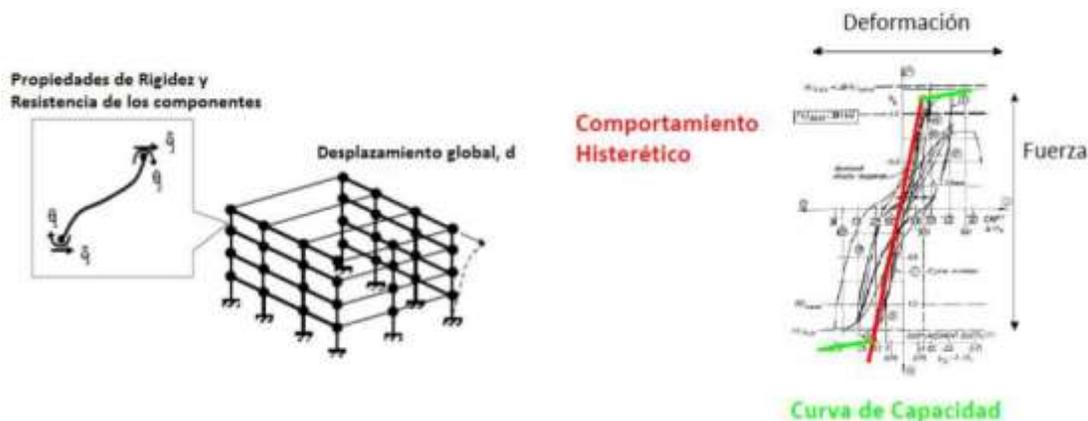


Figura 53: Rigidez, desplazamiento y comportamiento histerético

El procedimiento más sencillo se conoce como análisis estático no lineal (NSP). Su uso implica estimar la demanda máxima de desplazamiento lateral en la estructura a partir de un modelo simplificado de la edificación, y a partir de esta y los resultados de un análisis estático no lineal, estimar las demandas de deformación a nivel local (distorsión y rotación).

3.7.1 Comportamiento Histerético

Existen varias formas posibles de histéresis, a pesar de todas las complicaciones, se debe tomar en cuenta que el objetivo no es tener una predicción exacta del comportamiento, porque es algo literalmente imposible. Lo importante es obtener información útil para el diseño.

El análisis lineal está muy lejos de ser exacto pero se puede generar información útil para el diseño. Se aplica el mismo criterio en el análisis no lineal. El análisis no lineal es más difícil de realizarlo, pero al mismo tiempo es más racional. Se puede obtener mejor información que el análisis lineal. Adicionalmente no se conoce a ciencia cierta la real resistencia de los materiales.

Se presenta en la siguiente figura diferentes tipos de comportamiento histerético:

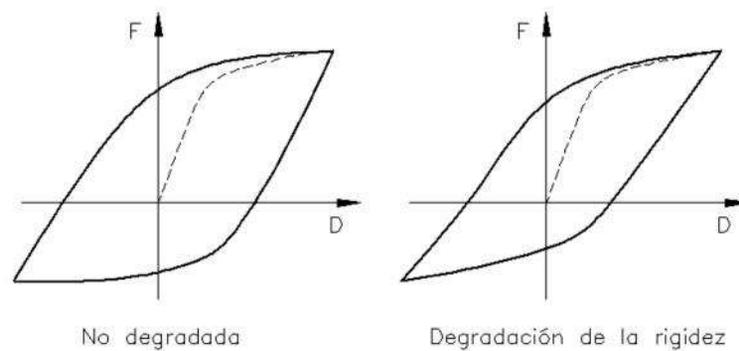


Figura 54: **Complicaciones e incertidumbre en el comportamiento histerético**

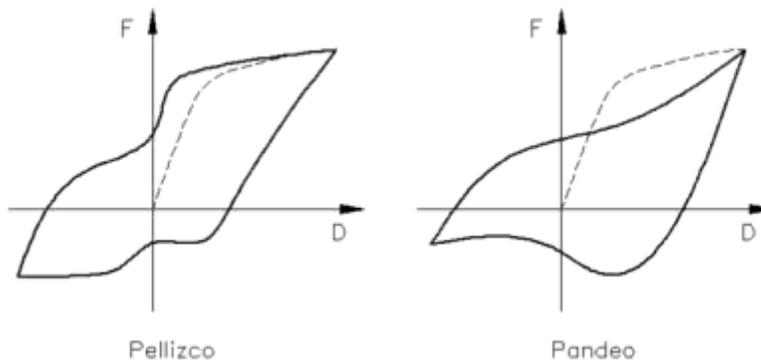


Figura 55: **Complicaciones e incertidumbre en el comportamiento histerético**

3.7.2 Modelos prácticos para estudiar el comportamiento histerético

Hay tantas incertidumbres que lo mejor que se puede realizar es: considerar los aspectos principales del comportamiento no lineal: Para generar el modelo estructural de manera más fácil, las guías permiten utilizar modelos más sencillos pero suficientemente precisos para poderlos utilizar.

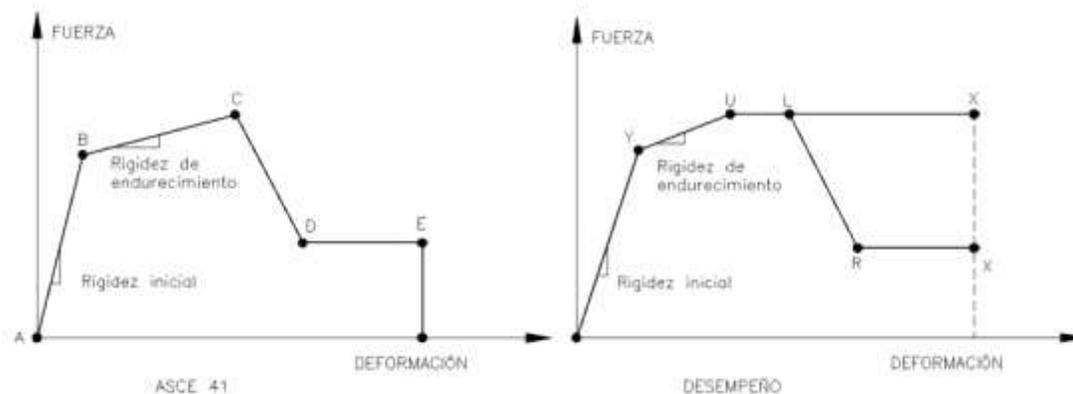


Figura 56: Modelos prácticos para estudiar el comportamiento histerético

3.7.3 Criterios de aceptación según ASCE 41

ASCE 41 brinda valores para una cantidad amplia de elementos, alternativamente se pueden usar resultados experimentales.

ASCE 41 usa el término “criterios de aceptación”

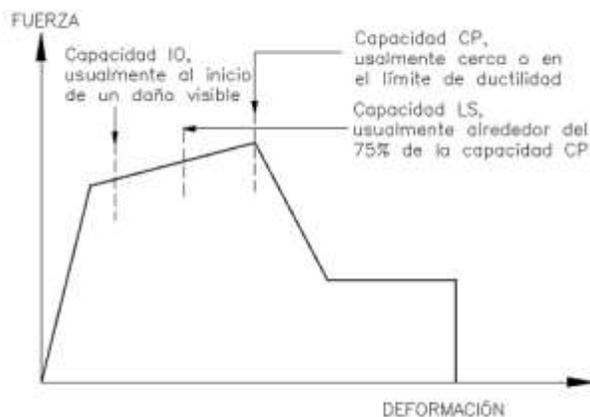


Figura 57: Criterios de Aceptación según ASCE 41

3.7.4 Diferencias entre el acero y el hormigón según ASCE 41

Se presenta gráficos que muestran las diferencias entre los modelos para acero y hormigón de las curvas F-D (fuerza-deformación),

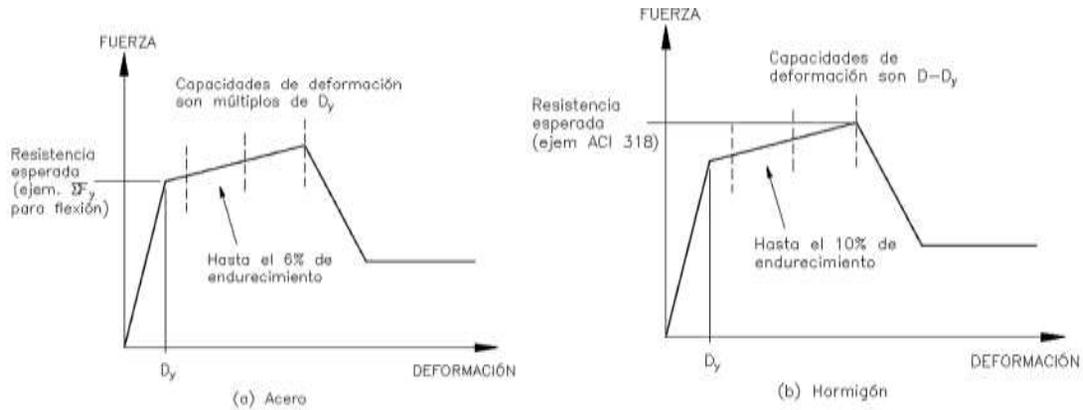


Figura 58: Modelos para Acero y Hormigón

3.7.5 Diagrama momento curvatura para viga de hormigón armado

El manejo de relaciones en condiciones límite simplifican los resultados de un cálculo complejo a valores simples para la toma de decisiones.

Cada condición límite abarca algunos elementos, componentes, modos de acción y niveles de desempeño.

Se calcula la relación D/C para elementos, componentes, etc.

Si el manejo de la relación D/C es < 1.00 , la condición límite es adecuada.

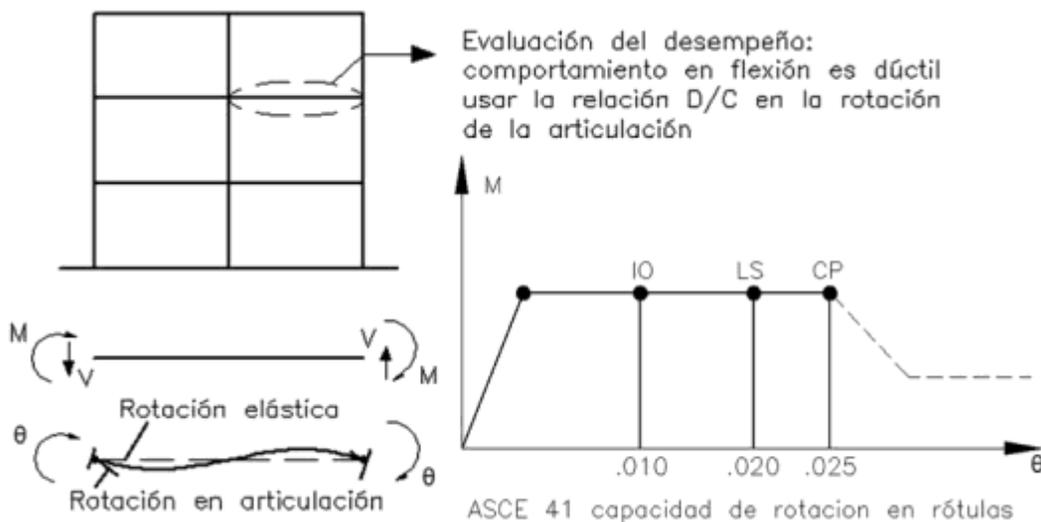


Figura 59: Diagrama Momento Curvatura para el Hormigón

3.8 Diseño Basado en Desempeño Sísmico

El diseño basado en el desempeño es una alternativa diferente al diseño convencional prescrito que establecen los códigos.

El concepto usando “PBSD” Perform Based Seismic Design, establece múltiples límites de desempeño (Daños). Estos estarán en función de la intensidad del movimiento y no deberán ser excedidos. El método busca el proveer una seguridad razonable que pueda satisfacer un nivel determinado de desempeño.

Obviamente los diseños que cumplen con el código no deberían colapsar durante un sismo fuerte, pero esto no está indicado explícitamente.

El objetivo de este método, consiste en considerar al análisis **No Lineal** como una herramienta para evaluar o realizar el diseño estructural. A partir de este método se obtendrá:

- Información útil del diseño
- Una predicción “no exacta” del comportamiento estructural

El análisis estructural por sí solo no lo es todo. Es una herramienta que se usa en el diseño.

El objetivo no es tener una simulación “exacta” del comportamiento. Esto es imposible en una estructura real. El objetivo es tener las relaciones D/C que sean lo suficientemente precisas para tomar decisiones.

3.9 Niveles de desempeño de una estructura dúctil

Ocupación inmediata: el daño es relativamente limitado. La estructura mantiene una porción significativa de su resistencia original y casi toda su rigidez.

Seguridad de vida: un daño sustancial debería ocurrir a la estructura y una pérdida significativa de su rigidez original. Luego de este límite existe un rango importante de deformación antes del colapso.

Nivel de prevención de colapso: el edificio experimenta un daño extremo. Si la estructura se desplaza lateralmente más de este punto la estructura será inestable y colapsará.

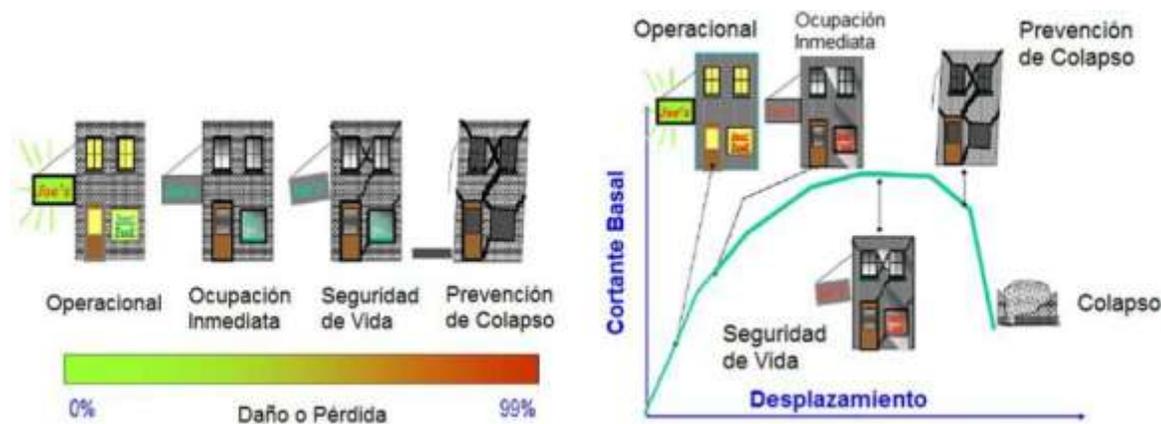


Figura 60: Niveles de Desempeño

En los códigos convencionales para el diseño no se estipula un nivel de desempeño, obviamente los diseños que cumple con el código no colapsarán en un sismo fuerte, pero esto no está indicado explícitamente. El diseño basado en desempeño busca proveer una seguridad razonable que pueda satisfacer un nivel determinado de desempeño. Los niveles más comunes son:

- Ocupación inmediata (IO: Immediate Occupancy): baja o sin ningún daño, permite un pequeño comportamiento inelástico
- Seguridad de vida (LS: Life Safety): algunos daños, un poco o nada de lesiones, permite un considerable comportamiento inelástico.
- Prevención de colapso (CP: Collapse Prevention): más daño pero sin colapso, llega a los límites de la capacidad de ductilidad de los elementos

Existen otros niveles de desempeño que pueden ser usados, pero los enunciados anteriormente son los más comunes.

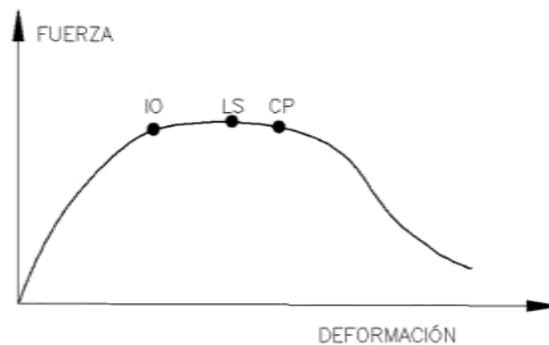


Figura 61: Capacidad de deformación para diferentes niveles de desempeño

3.10 Procedimiento para realizar el diseño por desempeño

- Escoger: el nivel de desempeño, demanda sísmica, cargas.
- Seleccionar las medidas de demanda-capacidad:
- Derivas, rotación en rótulas plásticas, resistencia al corte.
- Obtener las capacidades de fuerza y deformación, ASCE Calcular la resistencia (capacidad) de los elementos: AISC, ACI, etc.
- Calcular las demandas de fuerza y deformación en los componentes de la estructura, el máximo desplazamiento relativo, etc. Usar el análisis estructural
- Determinar las relaciones D/C; si $D/C > 1.00$:
- Cambiar el diseño
- Revisar las demandas
- Chequear las capacidades.

Respecto a la guía ASCE 41 se puede manifestar lo siguiente:

Aplica el diseño basado en desempeño para rehabilitación por sismo en edificaciones existentes, pero también se pueden aplicar en construcciones nuevas.

Estas proveen una guía para el análisis no lineal, además de las capacidades de deformación para un amplio número de elementos estructurales para los niveles IO, LS y CP. Pero la guía para esto es más bien simplificada y las capacidades de deformación pueden ser muy conservadoras. Pero a pesar de ello es un recurso muy útil, pero no un conjunto definitivo de normas.

3.11 Técnica del Pushover

La técnica Pushover es apropiada para:

- Obtener la Curva de Capacidad Lateral más allá del Rango Elástico.
- Obtener la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos.

3.11.1 Procedimiento General de la Técnica Pushover:

Consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de la rigidez en cada elemento.

El análisis se efectúa incrementando la carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos o se vuelva inestable.

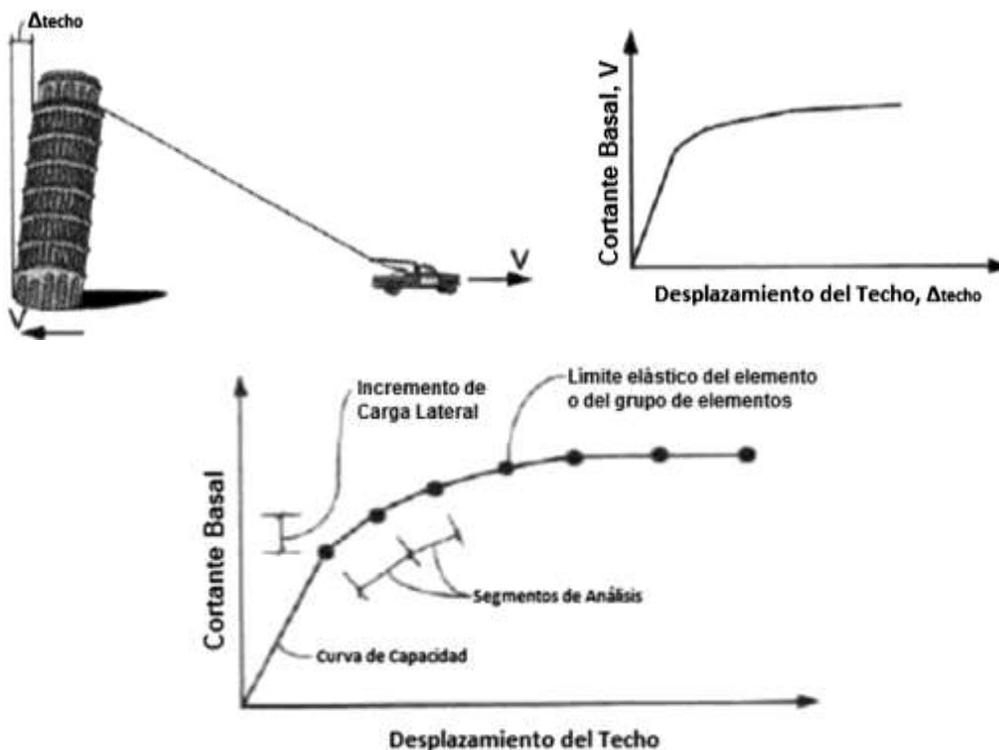


Figura 62: Técnica del Pushover

3.11.2 Requisitos para realizar la Técnica Pushover:

Para realizar este procedimiento es necesario:

- Conocer las dimensiones y el acero en las secciones.
- Determinar las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en las secciones.

3.11.2.1 Objetivos

- Determinar la Capacidad Lateral de la Estructura.
- Conocer cuáles elementos serán más susceptibles de fallar primero.
- Determinar la Ductilidad Local de los Elementos y Global de la Estructura.
- Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- Calcular la Degradación global de la resistencia.
- Analizar los desplazamientos relativos (Deriva).
- Chequear los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento.

3.11.3 Ventajas y desventajas de utilizar la técnica de pushover

3.11.3.1 Ventajas

- Se usa un espectro de respuesta antes que un número de movimientos del suelo.
- Un modelo de análisis estático es más simple que el modelo dinámico.
- El análisis toma menos tiempo en computadora.

3.11.3.2 Desventajas

- Es aproximado, se usa el análisis estático para representar cargas dinámicas y deformaciones cíclicas.
- No funciona bien para estructuras altas o complejas.

3.12 Edificaciones de hormigón armado

3.13 Introducción

Este capítulo se basa en el material de la norma NEC, en relación con el método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos (DDBD), para proporcionar un procedimiento bastante com-

pleto para el diseño sísmico de edificios, cuya principal sistema de resistencia a dichas fuerzas está compuesta por pórticos. La información del comportamiento elástico de pórticos en estructuras es conocida, desde muchos lugares con baja y moderada sismicidad los pórticos de las estructuras se esperan que tengan un comportamiento elástico de acuerdo la intensidad del sismo usado para el diseño. Se presentan métodos simplificados de análisis bajo el vector de fuerza sísmica, ya que se muestra que los análisis elásticos tradicionales no son válidos para pórticos que reaccionan de manera inelástica.

Los detalles necesarios sobre columnas para satisfacer la capacidad de diseño por el excedente de fuerzas se consideran en detalle.

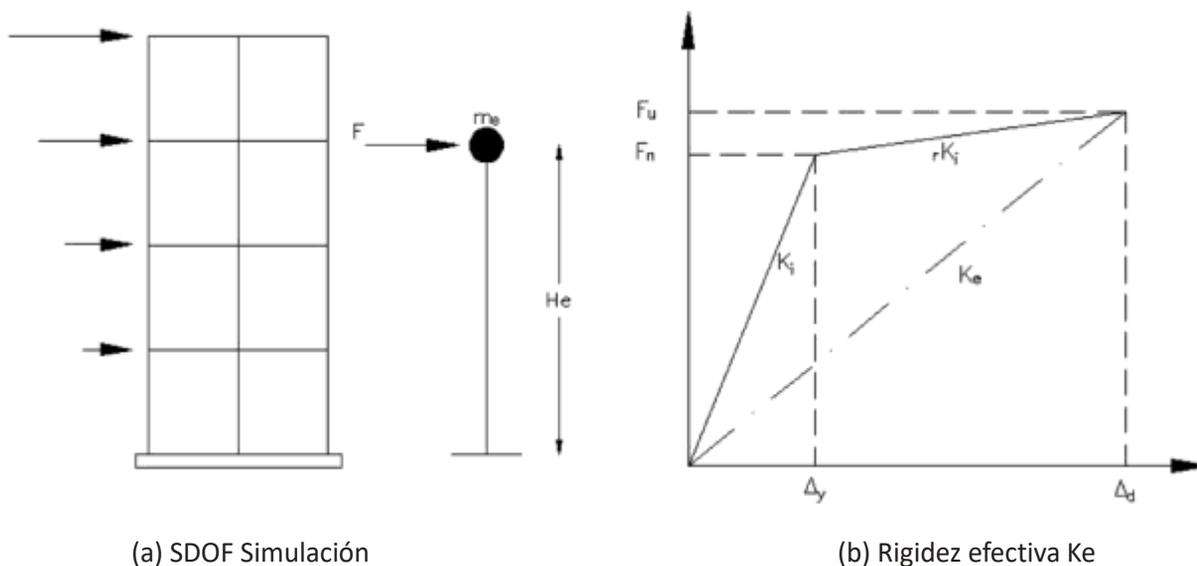
3.14 Revisión del método directo de diseño sísmico basado en desplazamiento (DDBD) para edificaciones de hormigón armado

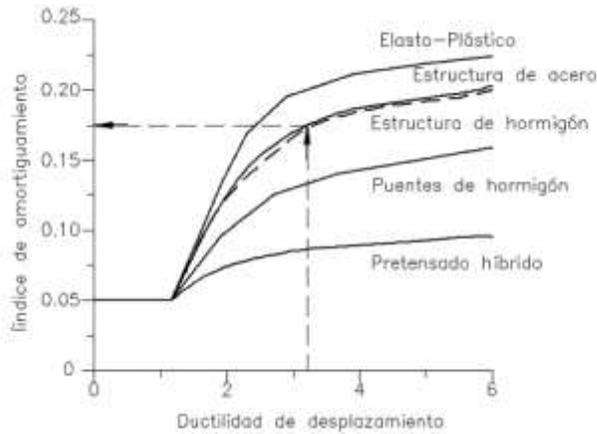
3.14.1 SDOF Representación de MDOF en pórticos

La primera etapa del proceso de diseño es la representación de la estructura de múltiples grados de libertad por un equivalente de un solo grado de libertad modelando así el primer modo de respuesta inelástica Figura 63(a). Se desarrollaron las siguientes ecuaciones:

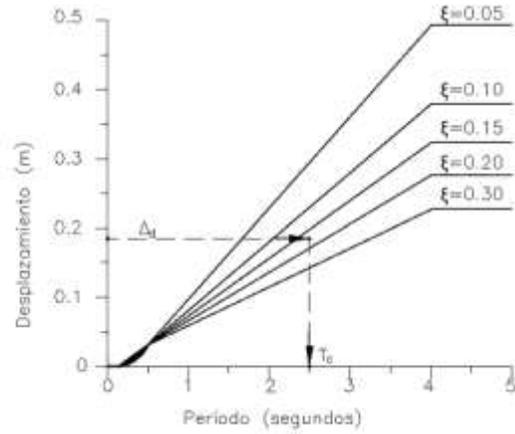
- a) Diseño por desplazamiento de pisos: el diseño por desplazamiento de pisos de una estructura están relacionados con una forma del modo inelástico normalizado δ_i donde $i = 1$ hasta un valor $n =$ número de pisos, y al desplazamiento Δ_c del piso más crítico y por su relación.

$$\Delta_c = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (3.1)$$





(c) Amortiguamiento equivalente vs. Ductilidad



(d) Espectro de desplazamiento de diseño

Figura 63: **Fundamentos del método del diseño basado en desplazamientos**

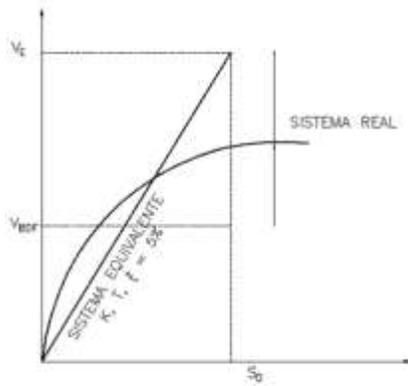
Donde el modo elástico normalizado depende de la altura H_i y de la altura del techo H_n de acuerdo a la siguiente relación.

Para $n \leq 4$

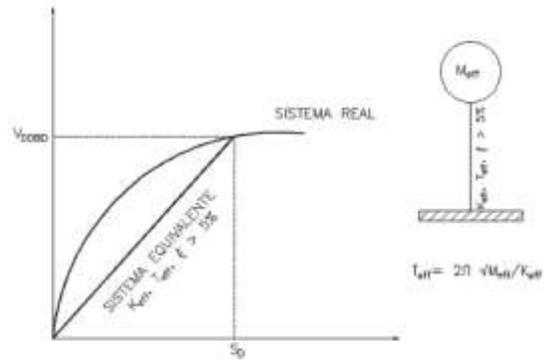
$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (3.2a)$$

Para $n > 4$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (3.2b)$$



(a) LINEARIZACIÓN EN DBF



(b) LINEARIZACIÓN EN DBF

Figura 64: **Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/desplazamiento)**

b) Diseño por desplazamiento equivalente SDOF: el diseño por desplazamiento equivalente está relacionado con los desplazamientos de piso con la siguiente expresión

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.3)$$

Donde m_i es el peso a la altura H_i asociado al desplazamiento Δ_i

c) Peso Equivalente: el peso SDOF equivalente m_e está dado por:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (3.4)$$

d) Altura efectiva: la altura efectiva H_e de la estructura SDOF (ver Figura 63(a)) está dado por:

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (3.5)$$

e) Ductilidad del diseño por desplazamiento: el factor de ductilidad para el diseño por desplazamiento está relacionado con el desplazamiento equivalente de fluencia Δ_y por:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3.6)$$

El rendimiento de la deriva de piso en un pórtico depende de la geometría, y era independiente de la fuerza. Las siguientes expresiones fueron desarrolladas:

$$\text{Para pórticos de hormigón armado: } \theta_y = 0.5 \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \quad (3.7a)$$

$$\text{Para pórticos de acero: } \theta_y = 0.65 \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \quad (3.7b)$$

Donde L_b y h_b son la medida de la viga entre los ejes de columna, y el ancho de la viga respectivamente, y ε_y es el límite de deformación del refuerzo para flexión del acero estructural. Por lo general es suficientemente preciso el asumir una sección de desplazamiento de fluencia lineal, con el fin de estimar la ductilidad, debido a esto el desplazamiento de fluencia está dado por:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e \quad (3.8)$$

f) Amortiguamiento viscoso equivalente: puede ser de manera conservadora relacionada con la demanda de ductilidad del diseño por desplazamiento de la siguiente manera:

$$\text{Pórticos de hormigón armado} \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.0565 \cdot \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (3.9a)$$

$$\text{Pórticos de acero} \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.0577 \cdot \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (3.9b)$$

g) Periodo efectivo de la estructura equivalente: el periodo efectivo en respuesta del punto más alto de desplazamiento se encuentra a partir del espectro de desplazamientos establecidos. Figura 63(d), entrando con el desplazamiento de diseño y la determinación del período, T_e , correspondiente a la amortiguamiento viscoso equivalente calculada.

h) Rigidez efectiva de la estructura equivalente: como reacción al máximo desplazamiento de la estructura equivalente, F/Δ_d está dado por:

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad (3.10)$$

- i) Diseño de cortante basal: El diseño del cortante basal para la estructura MDOF se la obtiene a partir de la estructura equivalente:

$$F = V_{base} = K_e \Delta_d \quad (3.11)$$

3.14.2 Acciones de diseño para estructuras MDOF a partir del cortante basal de estructuras SDOF

- a) Distribución del cortante basal en cada piso: el cortante basal de la ecuación 3.11 se distribuye en los diferentes niveles de cada piso de acuerdo al producto de la masa por su desplazamiento de esta manera:

$$F_i = k \cdot V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (3.12)$$

Donde:

K : coeficiente que vale 0.9 para edificaciones aporricadas y para las demás es 1.0

m_i : masa del piso i (correspondiente a la masa de los elementos estructurales y no estructurales más 25% de la masa por carga viva).

Δ_i : deriva de piso i calculada en el centro de masas del piso

- b) Momentos de diseño para articulaciones plásticas: la edificación se la analiza a partir del vector de fuerza representado por la ecuación 3.12, para determinar la resistencia a la flexión requerida en las articulaciones plásticas. Se considera innecesario el añadir los momentos debido a la carga gravitacional completa a los momentos por sismo. Al hacerlo, así como se aumentaría el costo de la estructura también se reduciría los desplazamientos debido a sismos por debajo del nivel diseño previsto. La recomendación es para explicar que las vigas de la articulación plástica se diseñan para la menor de (i) los momentos por sismo y (ii) los momentos generados por cargas gravitacionales factoradas.

En el análisis de una edificación sometida a cargas laterales, requiere el adoptar la rigidez apropiada de un elemento para un nivel de ductilidad esperada del mismo.

3.14.3 Diseño inelástico por desplazamiento para pórticos

El mecanismo deseado de la deformación inelástica para pórticos involucra la formación de rotulas plásticas de flexión en los extremos de las vigas, excepto, en la cubierta, debido a bajas sollicitación de carga y en conjunto se presentan una combinación de rotula plásticas en la base de la columna, y la articulación en la parte superior de la misma. El mecanismo es mostrado en la Figura 65(a), donde se observa articulaciones en las vigas, más que en columnas, generando una posibilidad mayor de más puntos de disipación de energía debido a sismos, además que resultan similares las rotaciones en las rotulas plásticas a las derivas de piso inelástica.

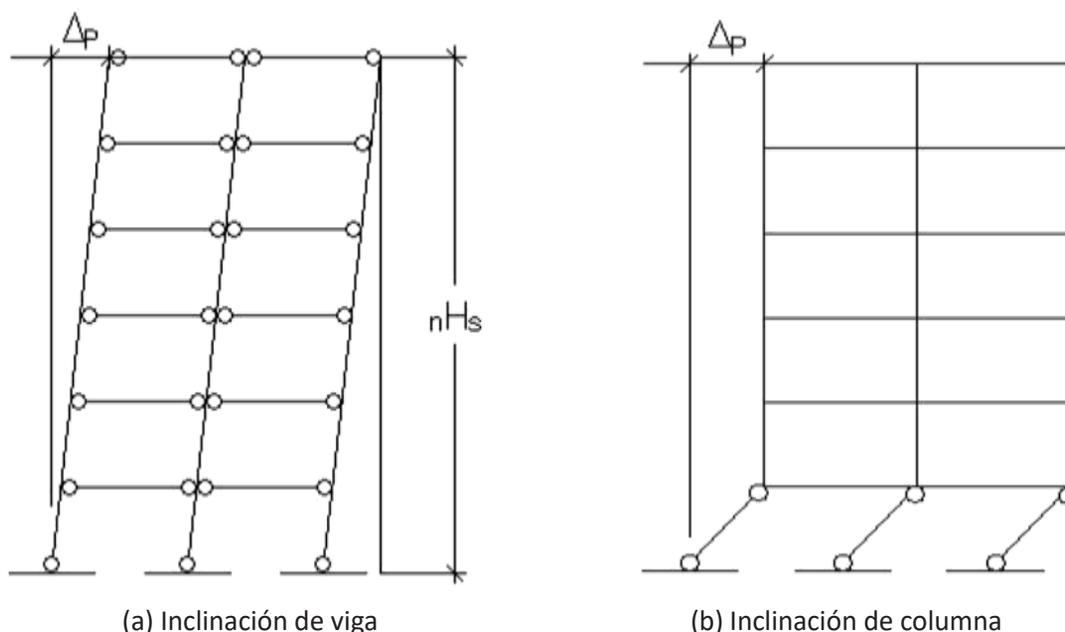


Figura 65: **Mecanismos de respuesta inelástica en pórticos**

Se requieren medidas de diseño de capacidad, para asegurar que este, y solo este, mecanismo inelástico se pueda desarrollar. La resistencia a la flexión en columnas en sitios que sean diferentes de la base o cabeza del elemento, deben ser lo suficientemente alto para asegurar que las articulaciones en vigas se formen antes que en columnas, debido a que se podría ocasionar en una inclinación de columnas con una alta rotación en las rotulas del elemento, tal como se ilustra en la Figura 65(b). Amabas alternativas mostradas en la Figura 65 tienen la misma deriva de piso Δp en el nivel de cubierta, pero se puede observar que en el mecanismo de inclinación de columnas existe una rotación en articulaciones plásticas veces mayor que el que se presenta en el mecanismo de inclinación de vigas, donde es el número de pisos de la estructura. También se puede apreciar que la simple falla de una columna puede resultar en el colapso de todo el edificio, mientras que la falla de una viga no es crítica. La inclinación de columnas (también conocido como piso blando) ha sido uno de los motivos más comunes de falla de estructuras debido a terremotos o sismos.

De igual manera, ya que la falla por corte es frágil, puede ocasionar perdida de resistencia y una potencial falla de la estructura, la resistencia al corte tanto en vigas como en columnas deben ser lo suficientemente altas para que no ocurra el fallo por corte.

3.15 Desplazamiento de fluencia de pórticos

3.15.1 Influencia en la demanda de diseño por ductilidad

Los pórticos son inherentemente estructuras flexibles. Considerando la ecuación 3.7(a) la cual indica la deriva de fluencia del pórtico de hormigón armado. Si tomamos, por ejemplo, valores típicos de sección y profundidad de la viga como $L_b = 6\text{m}$ y $h_b = 600\text{mm}$, y un valor de resistencia a la fluencia f_y

= 400 Mpa, tomando en cuenta una deformación de fluencia $\varepsilon_y = 0.002$, entonces la ecuación 3.7(a) da como resultado una deriva de fluencia de:

$$\theta_y = 0.5 * 0.002 * \frac{6.0}{0.6} = 0.01 \quad (3.13)$$

Nótese que en varios países el esfuerzo de fluencia puede ser mayor, por lo tanto las derivas de fluencia son proporcionalmente mayores.

Varios códigos de diseño sísmico establecen límites de deriva que corresponden a un estado límite de control de daños en el rango 0.02 a 0.025, como límite para que no exista daño estructural. El diseño por ductilidad o el comportamiento de elementos de pórticos son tan altos como valores de 5 a 8. Es evidente, sin embargo, si la deriva de fluencia está en el orden de 0.01, entonces la demanda máxima de ductilidad del desplazamiento estructural en el límite de la deriva no estructural estará en el orden de $\mu = 2$ a 2.5, y por lo tanto los límites de ductilidad estructural casi nunca regirán.

Varios ejemplos se mostrarán más adelante en este capítulo.

3.15.2 Comportamiento elástico de pórticos

Una segunda consecuencia de altas derivas de fluencia en pórticos es que estos pueden esperar que tengan un comportamiento elástico si la intensidad del sismo de diseño es bajo o moderado, ya que el desplazamiento de fluencia es probable que exceda la máxima demanda de desplazamiento elástica de amortiguación correspondiente (por ejemplo 5%), la cual inicia en la meseta del espectro de desplazamiento (ver Figura 63 (d), por ejemplo). Aspectos que inciden en esto son:

- Deriva de fluencia (es decir, dimensiones del pórtico y resistencia a la fluencia de armadura)
- Magnitud del terremoto
- Distancia de la ruptura de falla
- Número de pisos

La información relacionada a la predicción del espectro de desplazamiento se puede utilizar para hacerse una idea de cómo la estructura respondería elásticamente ante un terremoto de magnitud conocida y con una falla conocida. Ya que es más común expresar el diseño sísmico en términos de la aceleración máxima del terreno (PGA).

Se asume una forma espectral elástica típica de aceleración para suelo firme, con una pendiente de velocidad constante iniciando a $T_b = 0.5$ segundos. Nótese que se ha asumido una pendiente constante de velocidad, la cual es implícito en la mayoría de los códigos, es compatible con el espectro lineal de desplazamiento de la Figura 63. Además de esto es normal el asumir que la meseta de aceleración es 2.5 veces la aceleración máxima del terreno efectiva PGA. Con esta información, y la relación entre el periodo de quiebre o de transición es posible tener una relación directa del espectro elástico de aceleración y el espectro de desplazamiento (ver

Figura 66), y calcular el máximo desplazamiento elástico. Las ordenadas del espectro de aceleración para $0.5 < T < T_c$ segundos son:

$$a_{(T)} = 2.5PGA \cdot T_B / T = 1.25PGA/T \quad (3.14)$$

El periodo de transición T_c se lo halla así:

$$T_c = 1 + 2.5(M_w - 5.7) \text{ segundos} \quad (3.15)$$

Haciendo la suposición usual de la relación sinusoidal entre el máximo desplazamiento relativo y la máxima pseudo - aceleración, el desplazamiento elástico en el punto de transición está relacionado con el PGA por la siguiente expresión:

$$\Delta_{TC} = \frac{T_c^2}{4\pi^2} \cdot a_{TC} = \frac{T_c^2}{4\pi^2} \cdot \frac{1.25 \cdot PGA}{T_c} \quad (3.16)$$

Reemplazando T_c de la ecuación 3.15 y simplificando se tiene:

$$\Delta_{TC} = 0.031 * PGA(1 + 2.5(M_w - 5.7)) \quad (3.17)$$

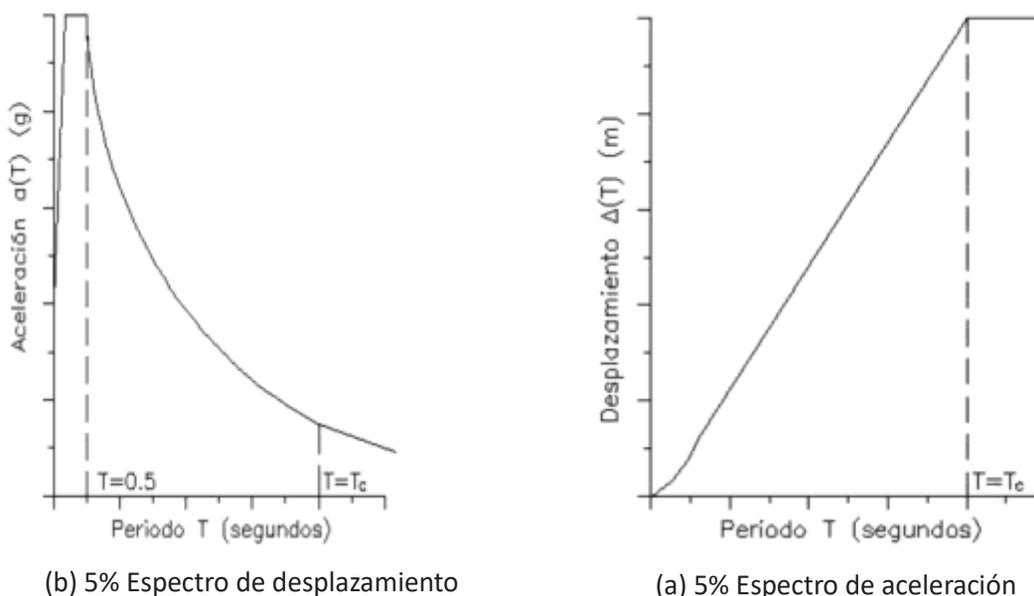


Figura 66: **Diseño elástico de aceleración y desplazamiento del espectro de respuesta (no a escala)**

Nótese que los datos usados para generar el espectro elástico de desplazamiento implican que el PGA es inversamente proporcional a la distancia desde el plano de falla para distancias mayores a 10 km. Como consecuencia de esto, altas PGA's son posibles ante sismos de magnitud moderada M_w , siempre que la distancia sea lo suficiente pequeña.

En la ecuación 3.17 puede ser dibujada como función de PGA y M_w para obtener el máximo desplazamiento que se puede esperar a una altura efectiva de la estructura equivalente a ecuación 3.5. Esto puede ser comparado con el desplazamiento de fluencia dado por las ecuaciones 3.7 y 3.8 para una estructura dada, PGA y M_w , suponiendo que la reacción sea probablemente elástica o dúctil. Una comparación típica se muestra en la Figura 67 para un edificio con pórticos de hormigón armado, basado en las siguientes suposiciones estructurales:

- Resistencia a la fluencia del refuerzo a flexión $f_{ye} = 400 \text{ MPa}$

- Altura de entrepiso constante de 3.5 m
- Relación de aspecto de la viga $L_b / h_b = 10$ (ver ecuación.(3.7))
- Altura efectiva = 0.7 Hn (Hn = altura total del edificio = 3.5n m)
- El grafico del desplazamiento de fluencia es lineal

Estas suposiciones son los mismos que se utiliza para derivar la ecuación 3.13 y por lo tanto la deriva de fluencia es $\vartheta_y = 0.01$. El desplazamiento de fluencia en la altura efectiva se obtiene así:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot (0.7 \cdot 3.5n) = 0.01 \cdot 0.7 \cdot 3.5n = 0.0245n \text{ (m)} \quad (3.18)$$

Donde n es el número de pisos

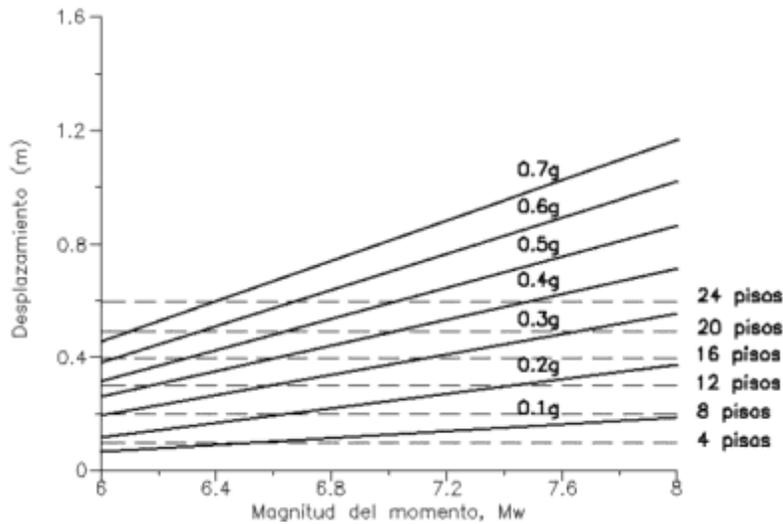


Figura 67: Comparación del máximo desplazamiento espectral elástico para el 5% de amortiguamiento en función del PGA y la magnitud del momento con R.C. Desplazamientos de fluencia del pórtico.

En la Figura 67, la relación entre el máximo desplazamiento, la máxima aceleración en el suelo y el valor de la magnitud del momento dado por la ecuación 3.17, se ilustra como una serie de líneas con diferentes pendientes que indican valores de PGA. Los desplazamientos de fluencia en pórticos de una estructura que tiene de 4 a 24 pisos, de acuerdo a la ecuación 3.18, se muestran como líneas punteadas. Si el desplazamiento de fluencia excede el máximo desplazamiento del espectro, entonces se espera que se tenga un comportamiento elástico.

Estudios indican que si el diseño se lo realiza con un PGA de 0.2g, y con un momento M_w causado por un terremoto < 6.6 , entonces todos los pórticos en edificaciones de 8 pisos o más, teniendo características iguales o más flexibles que las que indican la ecuación 3.18, estas se comportarán elásticamente. En edificaciones de 24 pisos que se encuentran en una zona con un PGA de 0.3g tendrán un comportamiento elástico para todos los $M_w < 8$, y en una zona con PGA=0.5g seguirá teniendo comportamiento elástico a menos que $M_w > 6.9$.

Estos resultados deberán ser tomados solamente como indicativos, ya que estos dependes de suposiciones estructurales, y además las suposiciones se suele deducir el espectro de desplazamiento. Para edificaciones de mayor altura también se podría desarrollar un comportamiento inelástico para

modos mayores que el modo fundamental de vibración, por lo que se requiere la consideración de diseño por capacidad de efectos. A pesar de todas estas condiciones se ha visto que el comportamiento elástico en estructuras altas se puede dar, particularmente en regiones como Europa donde se diseña para terremotos de magnitudes que tienden a ser moderadas ($M_w < 6.5$). Para las cuales sería apropiado un diseño sísmico simplificado.

3.15.3 Desplazamiento de fluencia de pórticos irregulares

Ha sido durante mucho tiempo reconocido que el buen desempeño sísmico es más probable lograrlo cuando una estructura es regular. Regular, en el contexto que la estructura tenga luces de dimensiones iguales, que exista continuidad vertical, sin descentramientos y que la estructura no haya sido diseñada con excentricidad torsional. A menudo el criterio de regularidad no será cumplido, y en DDBD dos cuestiones deberán considerarse: la estimación del desplazamiento de fluencia (de manera que el diseño por ductilidad y por lo tanto el amortiguamiento viscoso puede ser determinado), y la distribución del cortante basal en los diferentes elementos de una estructura irregular. En esta parte se tiene estas dos consideraciones.

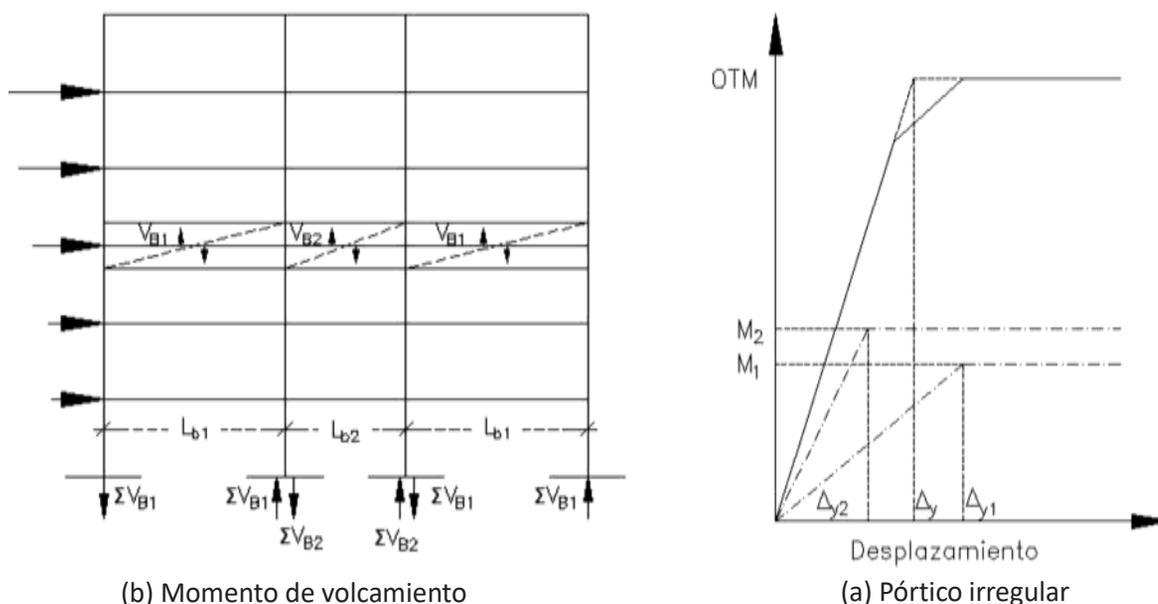


Figura 68: **Respuesta sísmica de un pórtico irregular**

El pórtico de la Figura 68 es irregular ya que tiene en la parte central una luz menor que en los extremos del pórtico. De esto, se considera que la deriva de fluencia en diferentes luces de la Figura 68 puede ser calculada, con suficiente exactitud, sin depender de las luces exteriores o interiores del pórtico. Se puede notar que las vigas en luces exteriores tendrán derivas de fluencia mayores que las vigas en la parte central del pórtico. Esto se aprecia en la Figura 68(b), donde la contribución de la luz en el momento de volcamiento se traza vs el desplazamiento de la altura efectiva de la estructura equivalente. De la ecuación 3.7(a) las derivas de fluencia son:

$$\theta_{y1} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_{b1}}{h_{b1}} \qquad \theta_{y2} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_{b2}}{h_{b2}} \qquad (3.19)$$

Así, si las vigas en diferentes luces tienen las mismas alturas, las derivas de fluencia serán proporcionales a las longitudes del tramo. Tal como se mostró en la Figura 68(b), el sistema de desplazamiento de fluencia se lo obtiene de la combinación del momento y desplazamiento de luces individuales para formar una respuesta bilineal equivalente. En este ejemplo, si M_1 y M_2 contribuyen al momento de volcamiento de una luz externa y una interna, respectivamente, entonces el momento de volcamiento total del sistema de desplazamiento de fluencia es:

$$M_{OTM,sys} = 2M_1 + M_2 \quad (3.20a)$$

$$\Delta_y = \frac{2M_1\theta_{y1} + M_2\theta_{y2}}{2M_1 + M_2} \cdot H_e \quad (3.20b)$$

La ecuación 3.20b requiere que la relación del momento que contribuye al momento de volcamiento de varias luces, M_1/M_2 necesite ser conocido antes del desplazamiento de fluencia, y por lo tanto la ductilidad y el amortiguamiento viscoso pueden ser determinados. Nótese que valores absolutos de M_1 y M_2 no son necesarios. Como se verá en breve, una decisión racional sería el diseñar tanto para vigas cortas como largas a un nivel determinado para la misma capacidad de momento. Por lo general se asume diferente capacidad de momento, positiva o negativa, M_{+ve} y M_{-ve} . Los momentos por sismo en el completo mecanismo de desarrollo están indicados en la Figura 68(a) en el tercer piso. Los cortantes por sismo en vigas cortas y largas por lo tanto serán inversamente proporcionales a la luz.

$$V_{B1} = \frac{M_{+ve} + M_{-ve}}{L_{b1}} ; \frac{M_{+ve} + M_{-ve}}{L_{b2}} \quad (3.21)$$

Para el desarrollo del mecanismo sísmico completo, las fuerzas axiales por sismo provocadas en cada columna, debido a vigas externas e internas son ΣV_{B1} y ΣV_{B2} respectivamente. Ignorando los momentos en la base de la columna que son relativamente bajos respecto a la capacidad de volcamiento, la contribución de pórticos externos e internos al sistema de capacidad de volcamiento es:

$$M_1 \cong \sum_{i=1}^n V_{B1,i} \cdot L_{b1} = \sum_{i=1}^n (M_{+ve,i} + M_{-ve,i}) \quad (3.21a)$$

$$M_2 \cong \sum_{i=1}^n V_{B2,i} \cdot L_{b2} = \sum_{i=1}^n (M_{+ve,i} + M_{-ve,i}) \quad (3.21b)$$

Eso quiere decir que las luces contribuyen de igual manera a la capacidad de volcamiento, independientemente de la longitud de las vigas. Esto simplifica el cálculo del desplazamiento de fluencia efectivo.

3.15.4 Factor de reducción de demanda sísmica

El factor de reducción de demanda sísmica $R\xi$, se obtendrá de la siguiente figura en función de la demanda y la ductilidad μ .

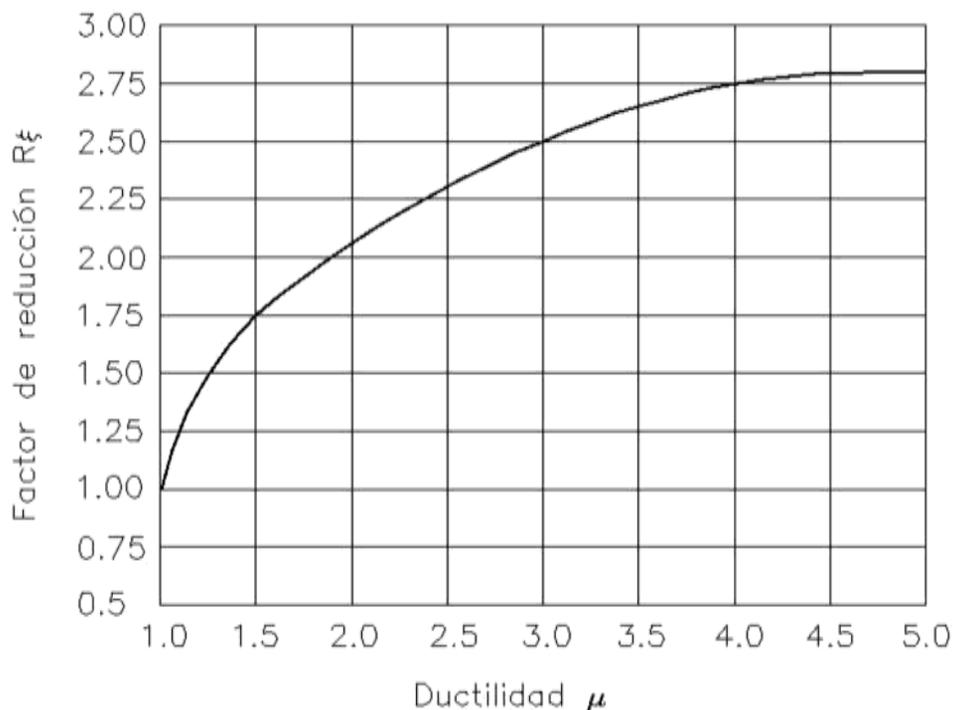


Figura 69: **Factor de Reducción de la Demanda Sísmica**

3.15.5 Periodo efectivo

El periodo efectivo T_{eff} se obtiene a partir del espectro de desplazamientos proporcionado y se calcula mediante las siguientes expresiones.

$$Si T_c \leq T_{eff} \leq T_L: T_{eff} = \frac{\Delta d R \xi}{0.38 Z F_d}$$

$$Si T_{eff} \geq T_L: T_{eff} = T_L$$

Donde:

T_L : Ver Figura 70

Δd : Desplazamiento característico.

$R\xi$: Factor de reducción de demanda sísmica

Z: Factor de la zona

F_d : Factor de sitio de la sección NEC-SE-DS, 3.2.2

Como se muestra en la Figura 70, el periodo efectivo corresponde al desplazamiento de diseño Δd en el espectro reducido de acuerdo a la demanda de ductilidad en la estructura. El periodo efectivo es más largo que el periodo elástico ya que una vez que la estructura ingresa en el rango inelástico degrada su rigidez y alarga su periodo.

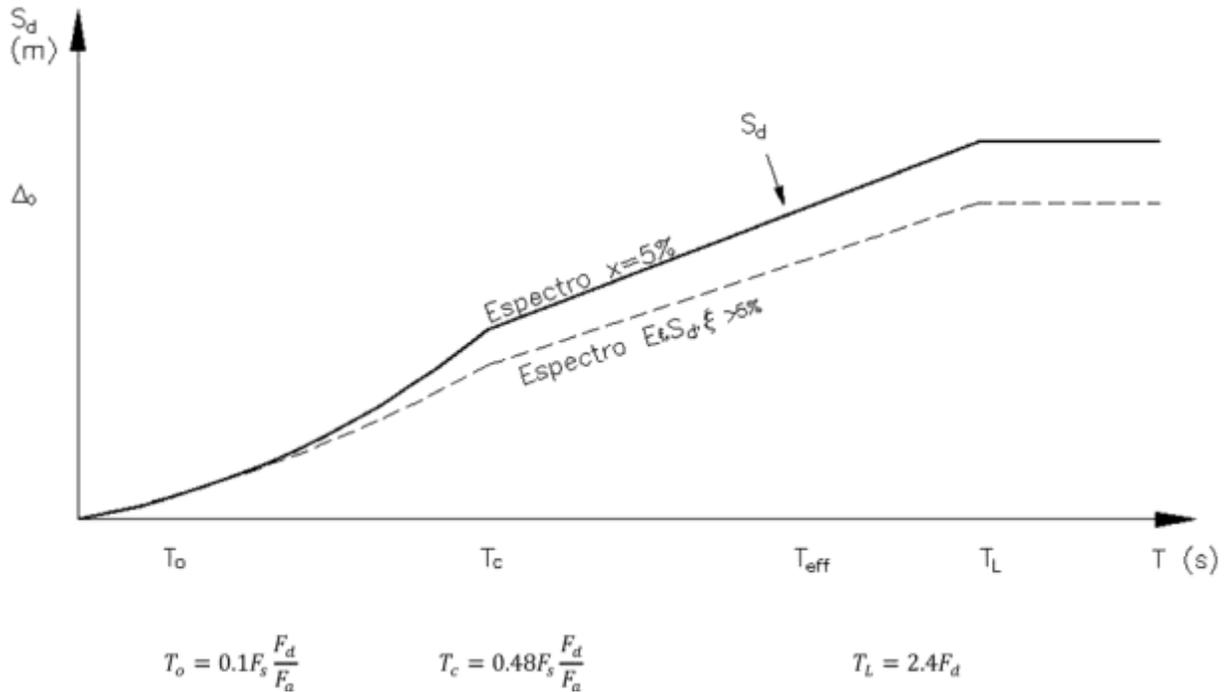


Figura 70: **Periodo efectivo de Sistema equivalente de un grado de libertad**

3.16 Perfil de desplazamiento de diseño [NEC-SE-DS]

Las funciones especificadas en los siguientes apartados para la definición del desplazamiento objetivo, provienen de la observación de resultados del análisis inelásticos de historia en el tiempo.

3.16.1 Edificaciones aporticadas

Para un edificio de n pisos, el perfil de desplazamiento de diseño será determinado.

- Para cada nivel de altura H_i
- En base a la deriva de diseño θT especificada en la sección 7.2.3 [NEC-SE-DS]
- A la altura del edificio H_n
- El factor de amplificación dinámica de derivas $\omega\theta$ definido por

$$\omega\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0$$

Donde:

$\omega\theta$: factor de amplificación dinámica de derivas

H_n : altura total del edificio de n pisos

Para el diseño de edificios de cuatro pisos o menos, se asume un perfil de desplazamiento lineal. Para edificios de más de cuatro pisos el perfil es no-lineal y la deriva máxima ocurre en el primer piso.

Deriva máxima según el número de pisos

Para $n \leq 4$

$$\Delta_i = \omega \vartheta H_i \vartheta_T$$

Donde:

ϑ_T : Deriva de diseño

$\omega \vartheta$: Factor de amplificación dinámica de derivas

H_i : Altura de nivel i

Para $n > 4$

$$\Delta_i = \omega \vartheta H_i \vartheta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$

Donde:

H_n : Altura total del edificio

ϑ_T : Deriva de diseño

H_i : Altura de nivel i

$\omega \vartheta$: Factor de amplificación dinámica de derivas

Δ_i : Deriva de piso i calculada en el centro de masas del piso

3.16.2 Edificaciones con muros estructurales

El perfil de desplazamiento de diseño se definirá con un análisis racional o se tomara como el menor calculado con las 2 ecuaciones siguientes:

Perfil de desplazamiento controlado por límites de deformación unitaria en la rótula plástica en la base del muro.

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{\varepsilon_y}{\partial H_n} \right) + \left(\phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \right) L_p H_i$$

Donde:

Δ_i : Deriva máxima del piso i

Δ_{yi} : Desplazamiento de fluencia en el piso i

ε_y : Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

l_w : La longitud del muro en su base

L_p : Longitud de la rótula plástica en la base del muro

H_i : Altura de nivel i

H_n : La altura total del edificio

δ : Curvatura en la sección de la rótula plástica, correspondiente a los límites de deformación unitaria especificados en la sección 7.2.2 [NEC-SE-DS]

Perfil de desplazamiento controlado por la deriva que ocurre en el último piso

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c + \theta_{yn})H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{\varepsilon_y}{\delta H_n}\right) + \left(\phi_c - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right) L_p H_i$$

Donde:

ϕ_c : Sin definir

Esta ecuación produce un perfil de desplazamiento controlado por la deriva máxima que ocurre en el último piso.

3.17 Diseño por desempeño de un edificio de hormigón

Se estudiará el desempeño de un edificio destinado a vivienda de cuatro pisos, la última losa se propone para cubierta accesible. La edificación consta de tres vanos de 6 metros en ambas direcciones y una altura de entrepiso de 3.06 metros.

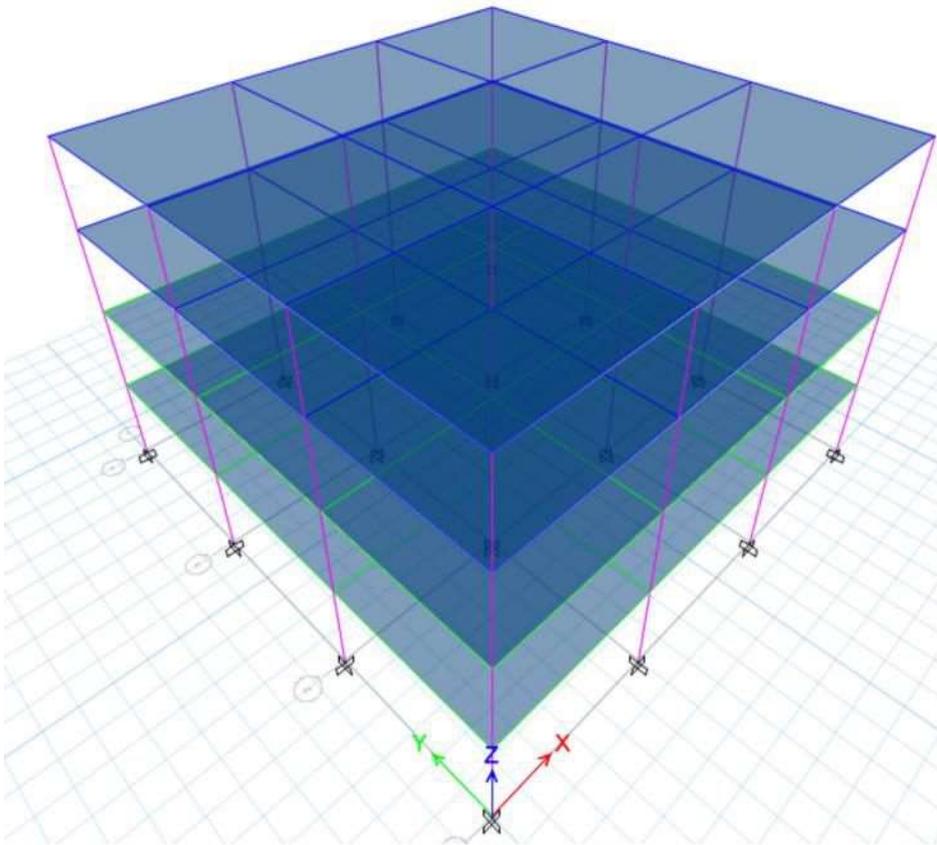


Figura 71: Vista en 3D del edificio

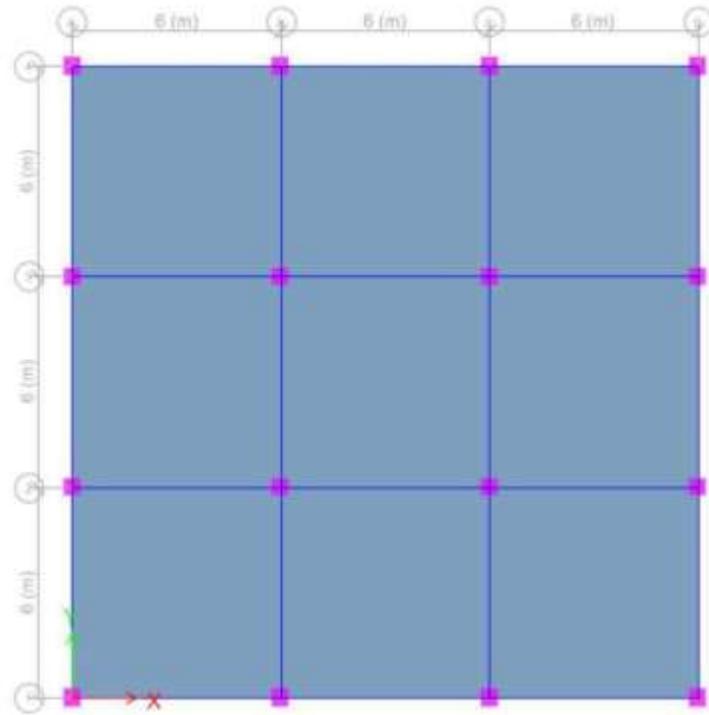


Figura 72: Vista en planta del edificio

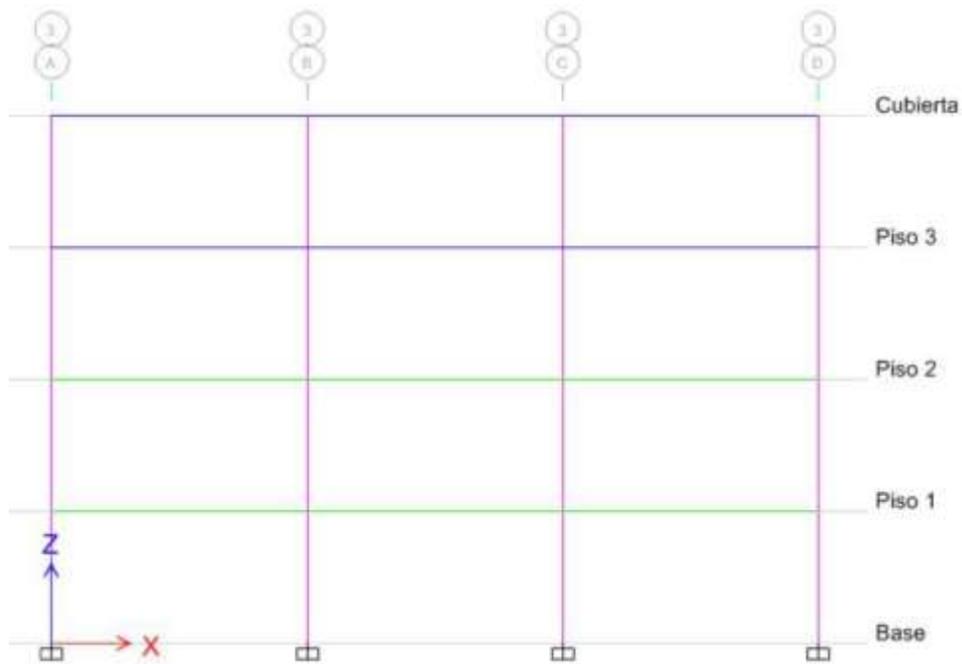


Figura 73: Vista en elevación del edificio

Las propiedades de los materiales que se emplearán en la estructura son los siguientes: resistencia del hormigón $f'c = 23.544 \text{ Mpa} = 240 \text{ kg/cm}^2$, la fluencia del acero $f_y = 412.02 \text{ MPa} = 4200 \text{ kg/m}^2$

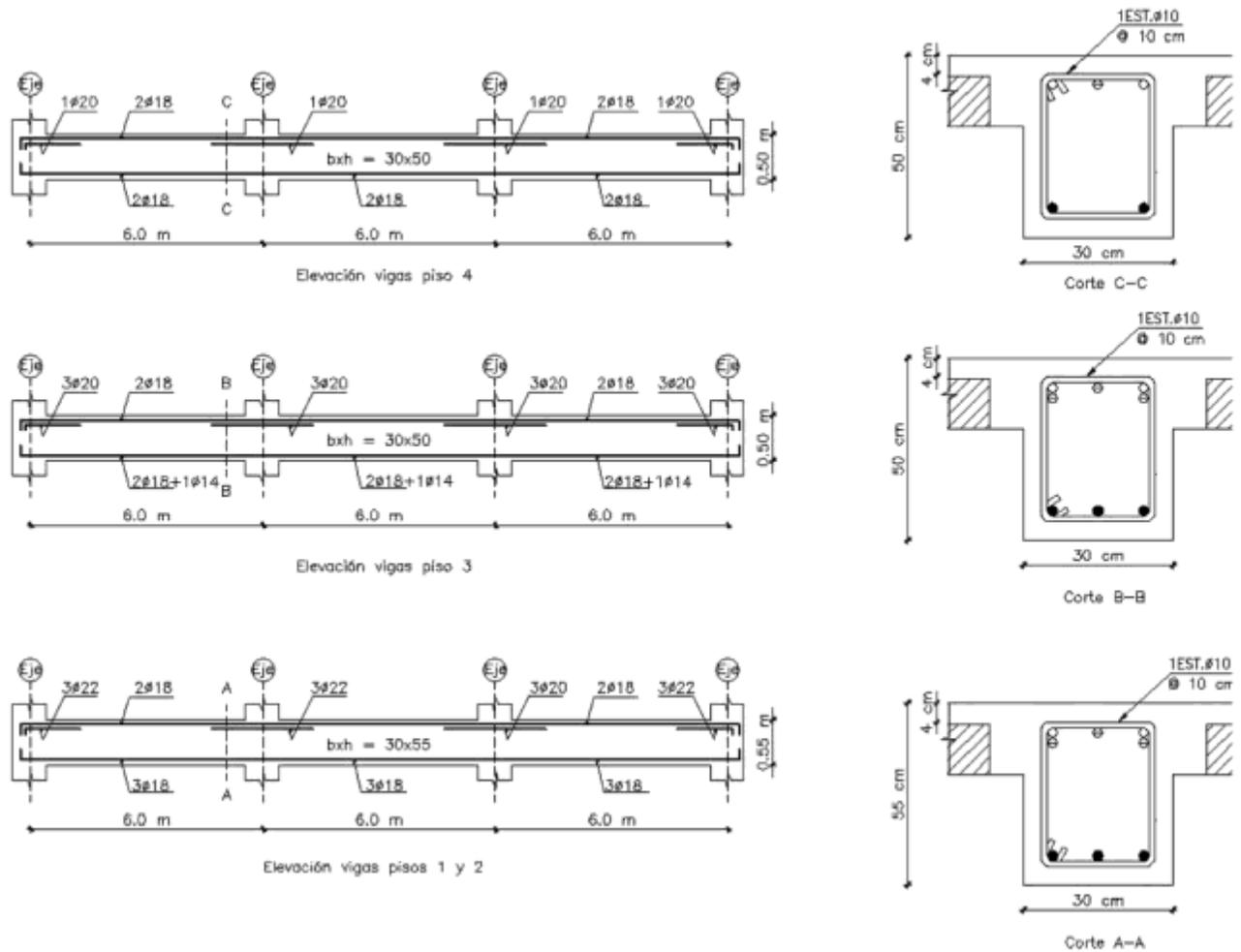


Figura 74: Vista en planta y elevación de vigas diseñadas

La armadura de las vigas del edificio son las mostradas en la Figura 74

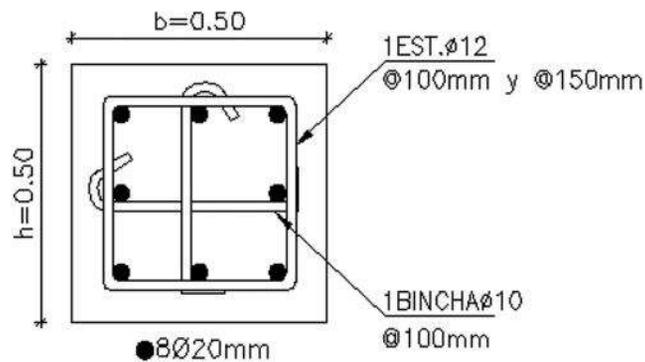


Figura 75: Vista en planta de columna diseñada

La armadura de las columnas del edificio es mostrada en la Figura 75

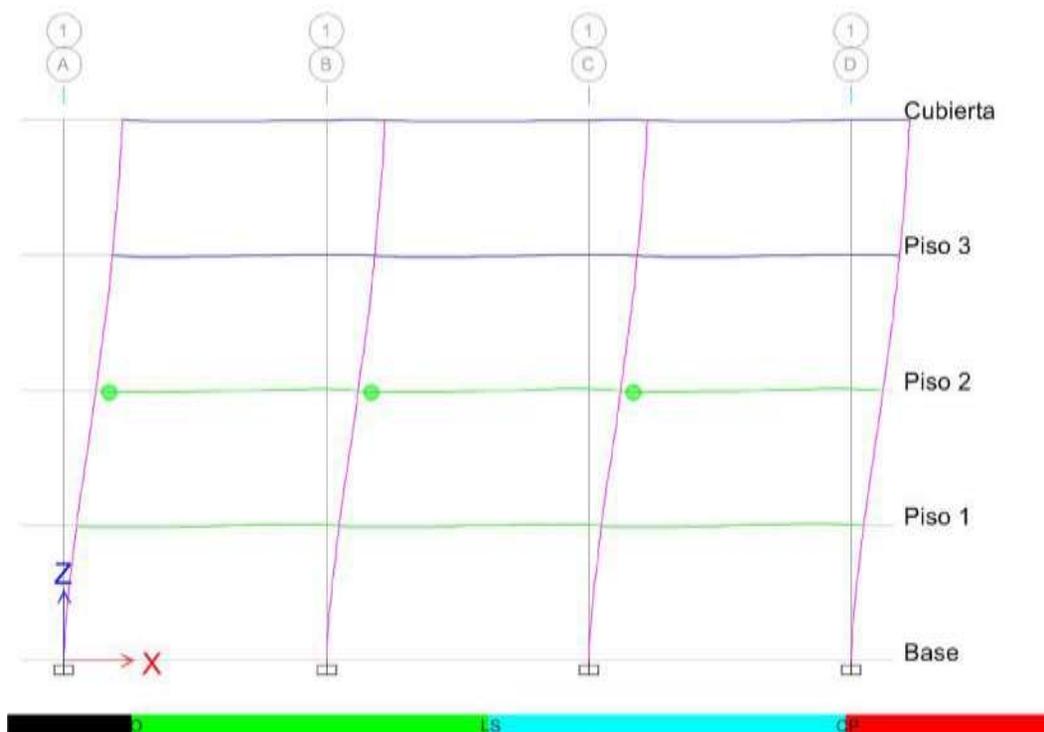


Figura 76: **Primeras rótulas plásticas en vigas-Seguridad de Vida-paso 6**

En la Figura 76 y las posteriores (Figura 77, Figura 78 y Figura 79) se presenta la generación y ubicación de rótulas plásticas en el pórtico 1.

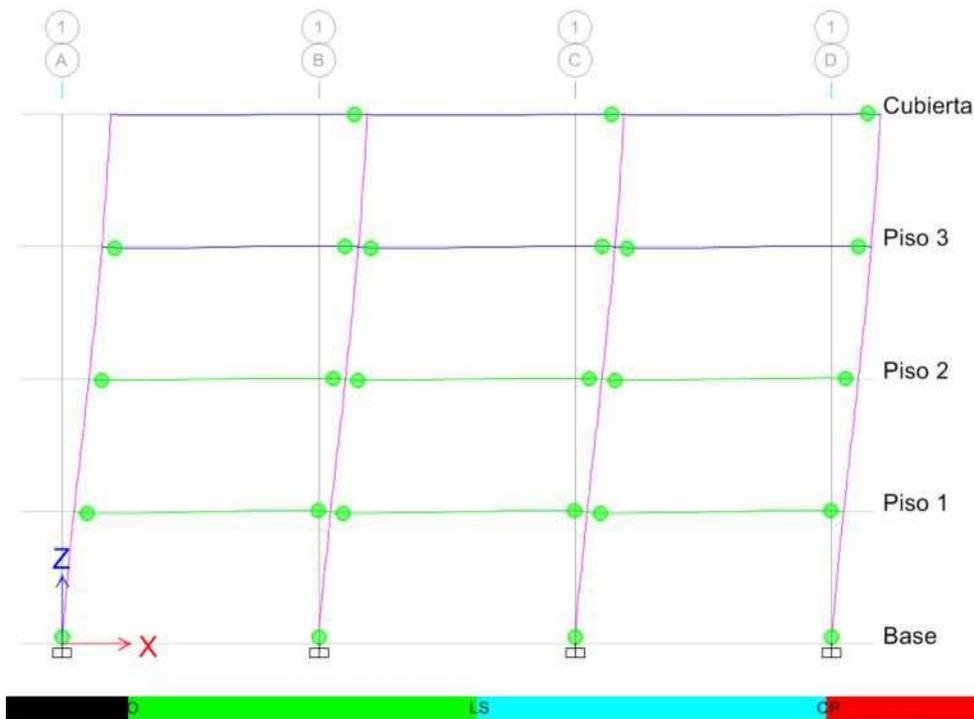


Figura 77: **Primeras rótulas plásticas en columnas-Seguridad de Vida-paso 10**

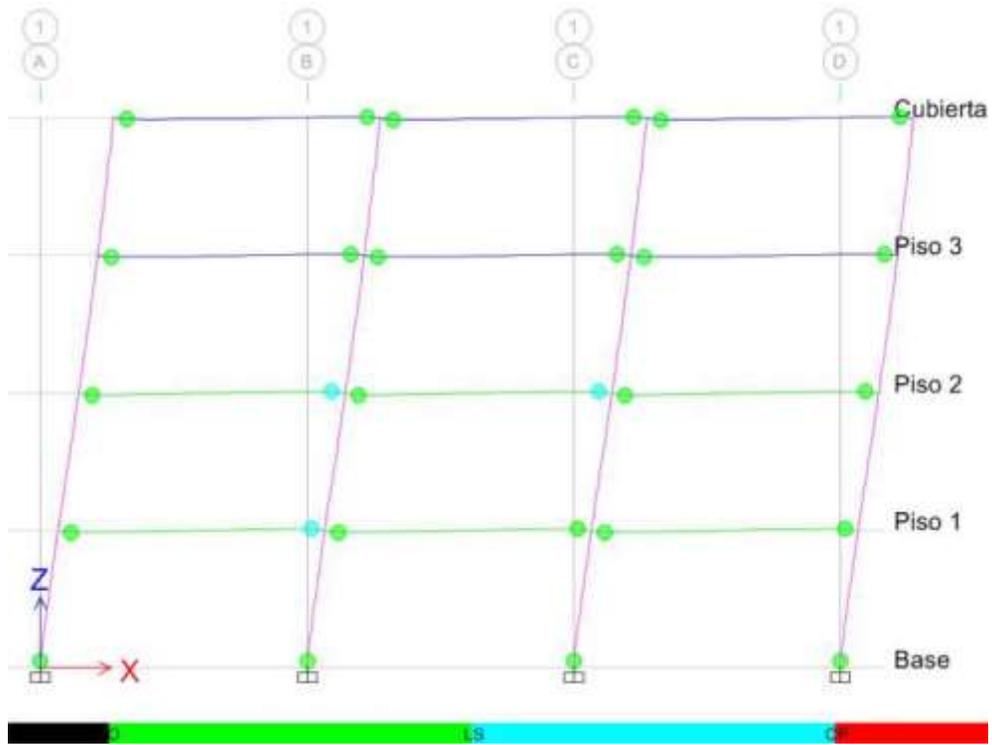


Figura 78: **Primeras rótulas plásticas en vigas-Prevención de Colapso-paso 14**

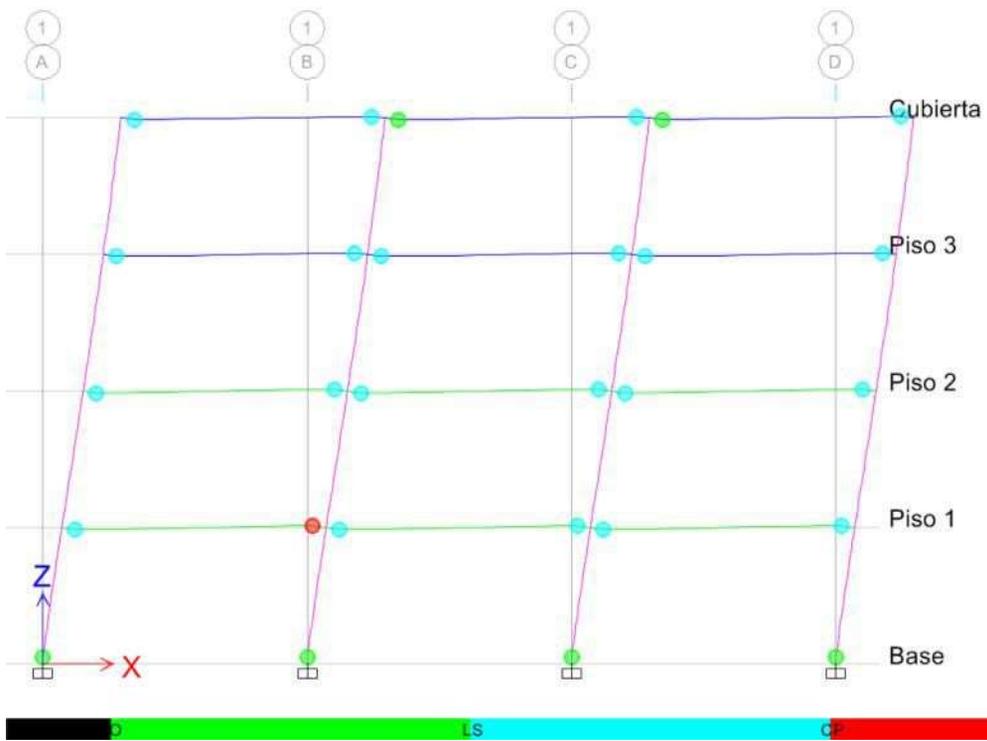


Figura 79: **Primeras rótulas plásticas en viga – Supera Prevención de Colapso – Paso 50**

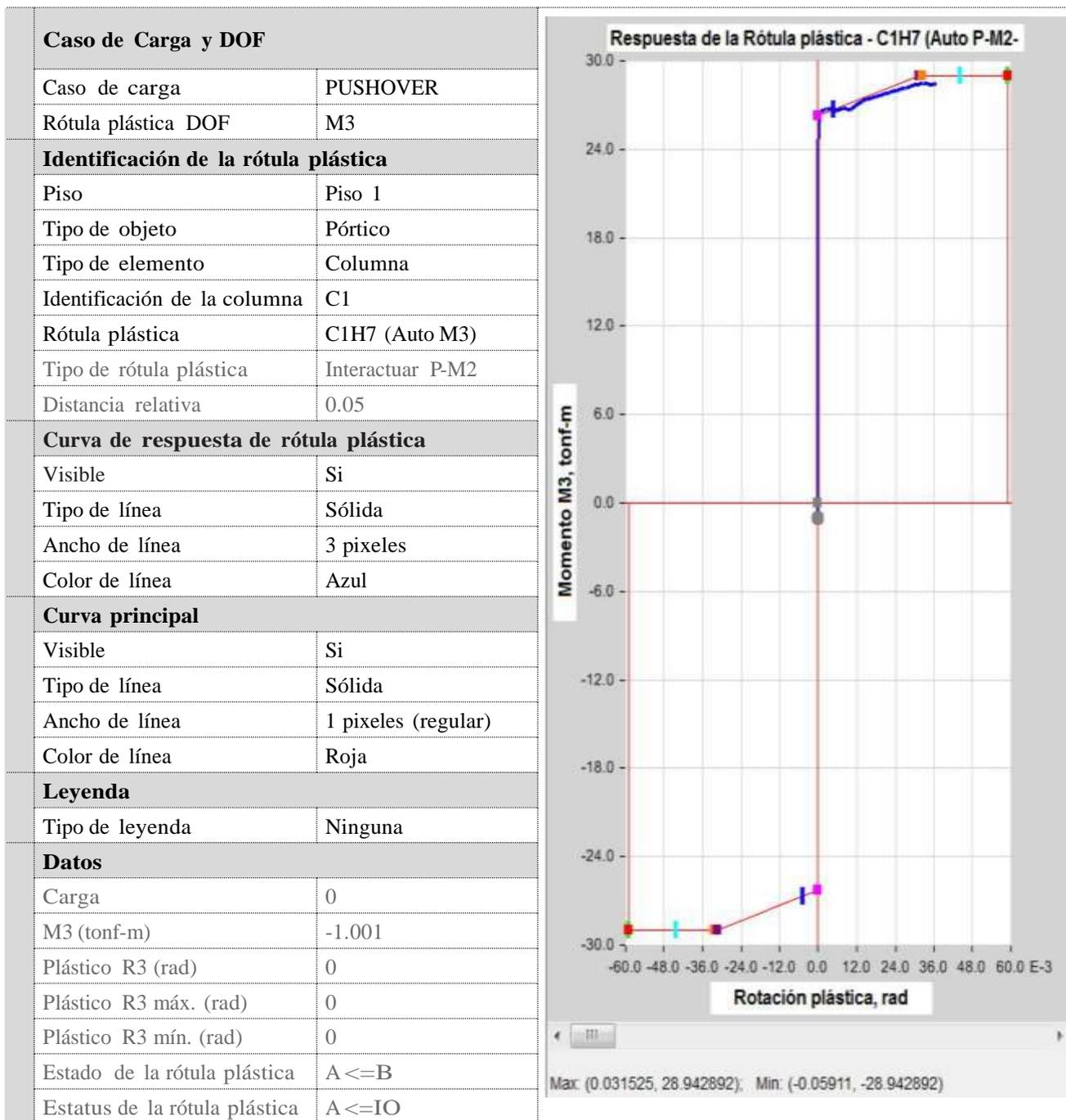


Figura 80: Análisis de rótula plástica en columna

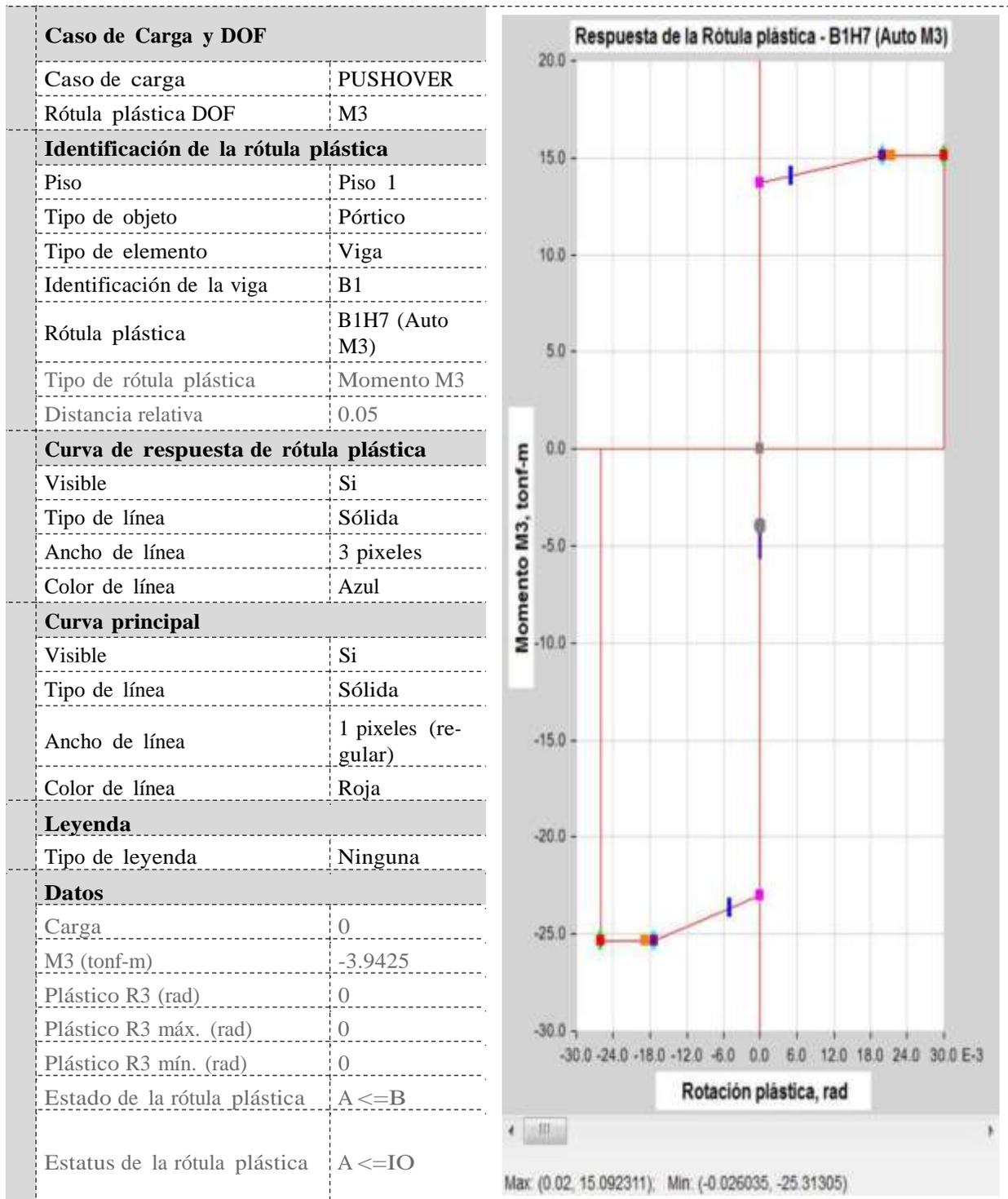


Figura 81: Análisis de rótula plástica en viga

Las Figura 80 y Figura 81 presentan el comportamiento de las rótulas plásticas en una viga y una columna.

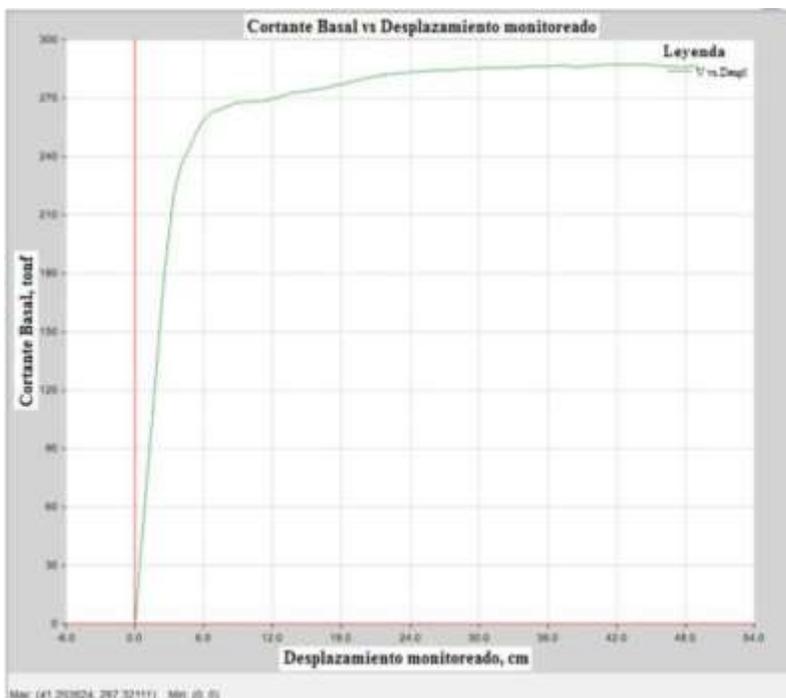


Figura 82: Curva de Capacidad

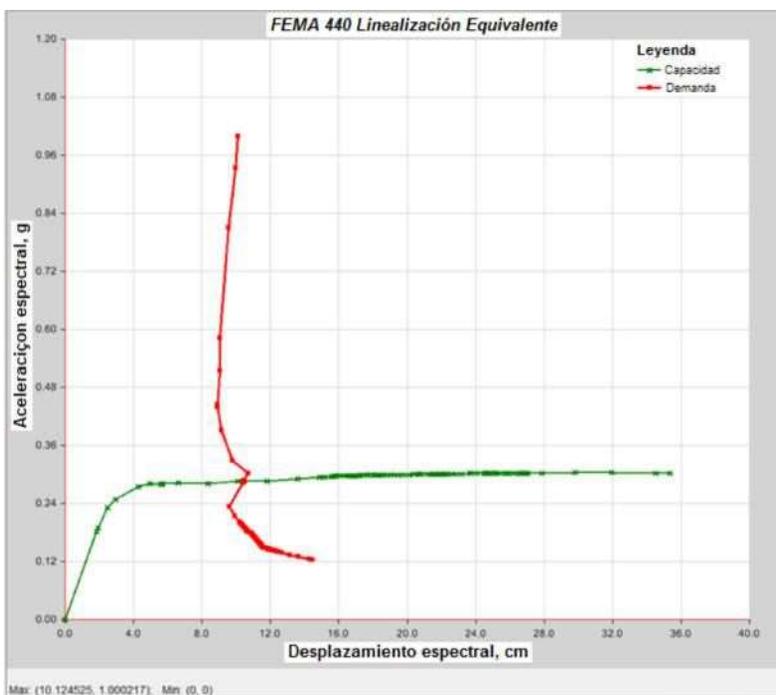


Figura 83: Curva de Capacidad y punto de Desempeño

En las Figura 82 y Figura 83 se presenta la curva de capacidad y el punto de desempeño del edificio.

Nombre	
Nombre	Pushover1
Definición del gráfico	
Tipo del gráfico	FEMA 440 EL
Carga	PUSHOVER
Tipo de leyenda	Integrada
Parámetros del gráfico	
Ejes del gráfico	Sa - Sd
Muestra demanda asociada	Si
Espectro de demanda	
Fuente del espectro	ASCE 7-10 General
Aceleración Ss	1
Aceleración S1	0.4
Tipo de suelo	D
Long. Periodo. Tl(seg)	8
Parámetros de amortiguamiento	
Factor de amortiguamiento	0.05
Amortiguamiento efectivo	Valor predeterminado
Parámetros del periodo	
Periodo efectivo	Valor predeterminado
Curva del espectro de capacidad	
Familia de los espectros de demanda	
Espectro de demanda	
Líneas constantes de periodo	
Comportamiento del punto	
Punto encontrado	Si
Cortante (tonf)	273.2052
Desplazamiento (cm)	1432.465838
Sa (g)	0.286093
Sd (cm)	10.424947
T secante (seg)	1.211
T efectivo (seg)	1.099
Relación de ductilidad	3.867948
Factor de amortiguamiento	0.1936
Factor de modificación, M	0.826834

Figura 84: **Resultados de análisis Pushover**

La Figura 84 indica los resultados del estudio de desempeño del edificio, entre ellos: *ductilidad* = 3.86

4. Estructuras – intervención de construcciones patrimoniales de tierra cruda – evaluación de esfuerzos admisibles

4.1 Introducción

La Intervención de Inmuebles Patrimoniales según la NEC-SE-RE, establece que los lineamientos básicos para determinar los requisitos mínimos, que deberá cumplir un proyecto estructural para rehabilitación estructural según la norma NCh 3352:2013, en lo que sea aplicable a nuestro País.

Los lineamientos y criterios básicos aquí propuestos servirán para regular las intervenciones en este tipo de construcciones y que tienen como propósito:

- a) Normalizar la metodología de evaluación de los daños y deterioro en las estructuras existentes.
- b) Guiar las intervenciones para la conservación, restauración, reforzamiento y rehabilitación de los sistemas y elementos estructurales.
- c) Incrementar y/o mejorar las condiciones de seguridad estructural de los inmuebles patrimoniales antes de la actual normativa y que tienen que mantener concordancia con la filosofía de diseño estructural expresada en NEC-SE-DS del peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente

Los requisitos mínimos que debe cumplir un proyecto de evaluación y diseño de la intervención estructural para la conservación, restauración, reforzamiento y de rehabilitación de inmuebles patrimoniales.

Las edificaciones consideradas en el alcance de este capítulo, son aquellas cuyo sistema estructural contienen elementos y materiales de construcción o una combinación de estos y que se describen a continuación:

- A) Fábricas de adobe, tapial, quincha, bahareque y ladrillo.
- B) Mampostería de fábricas de piedra.
- C) Estructuras de Madera.

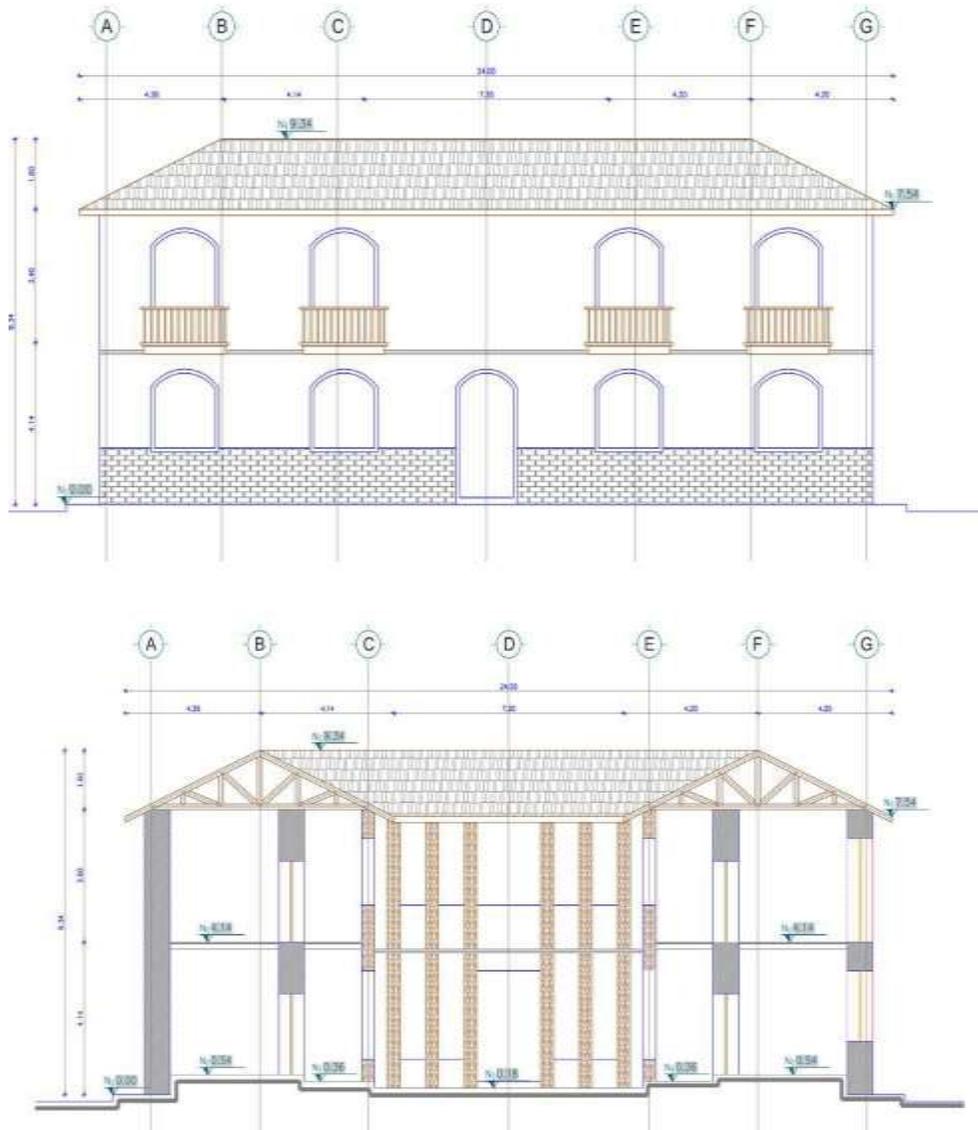
Se consideran como elementos y sistemas estructurales en los inmuebles a intervenir los siguientes:

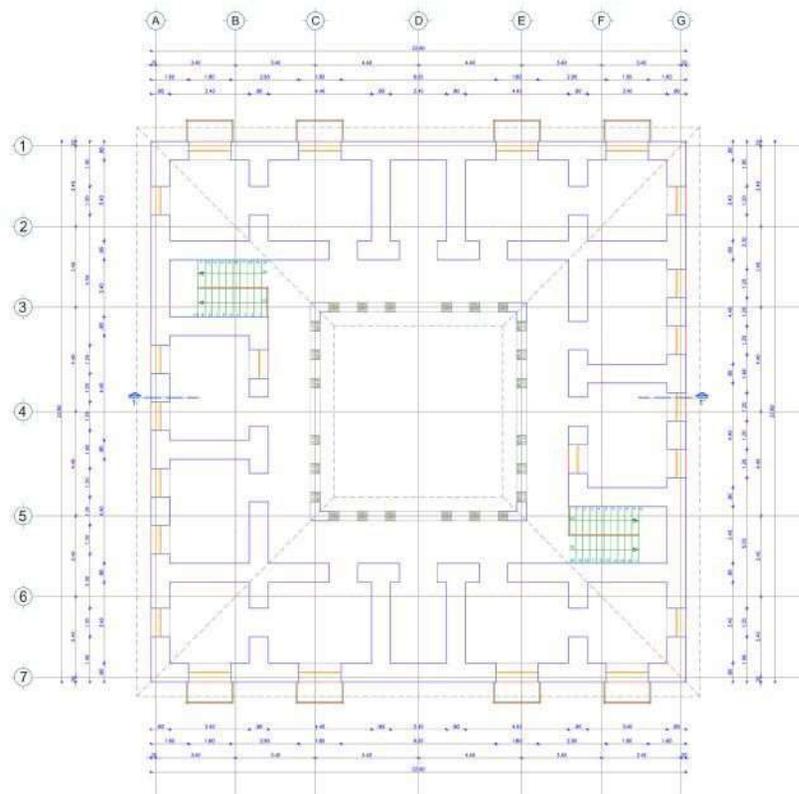
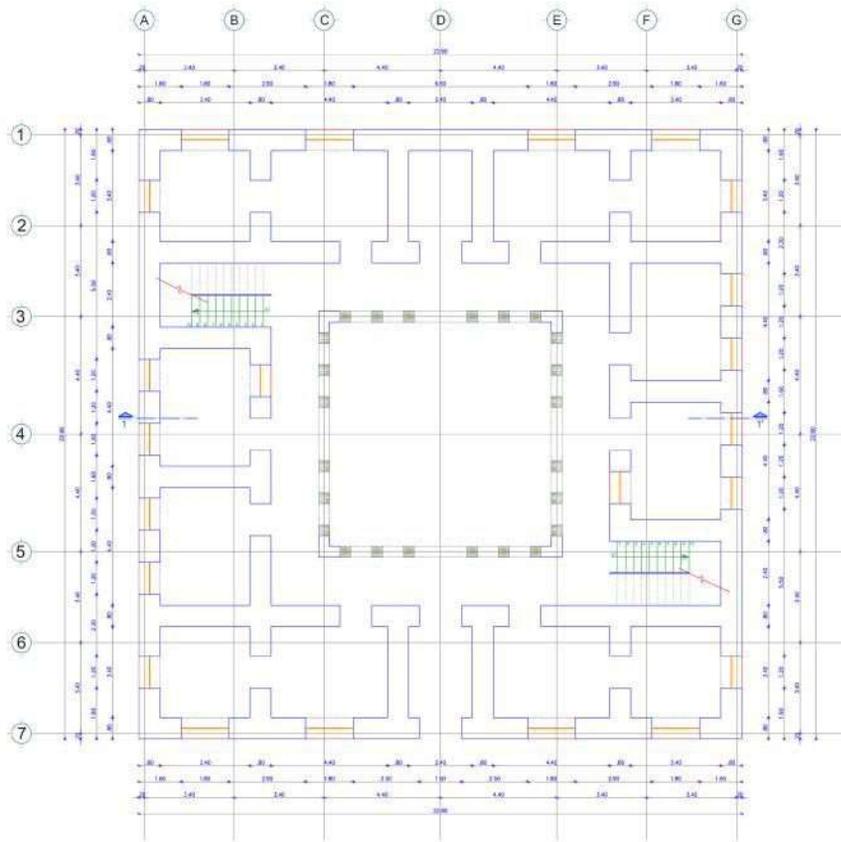
- 1) Cimentaciones,
- 2) Muros portantes,
- 3) Contrafuertes, arcos, bóvedas, cúpulas
- 4) Vigas, columnas, muros de corte,
- 5) Sistemas de pisos,
- 6) Conexiones,
- 7) Sistemas de cubiertas,
- 8) otros elementos estructurales, que conformen parte del sistema sismo resistente.

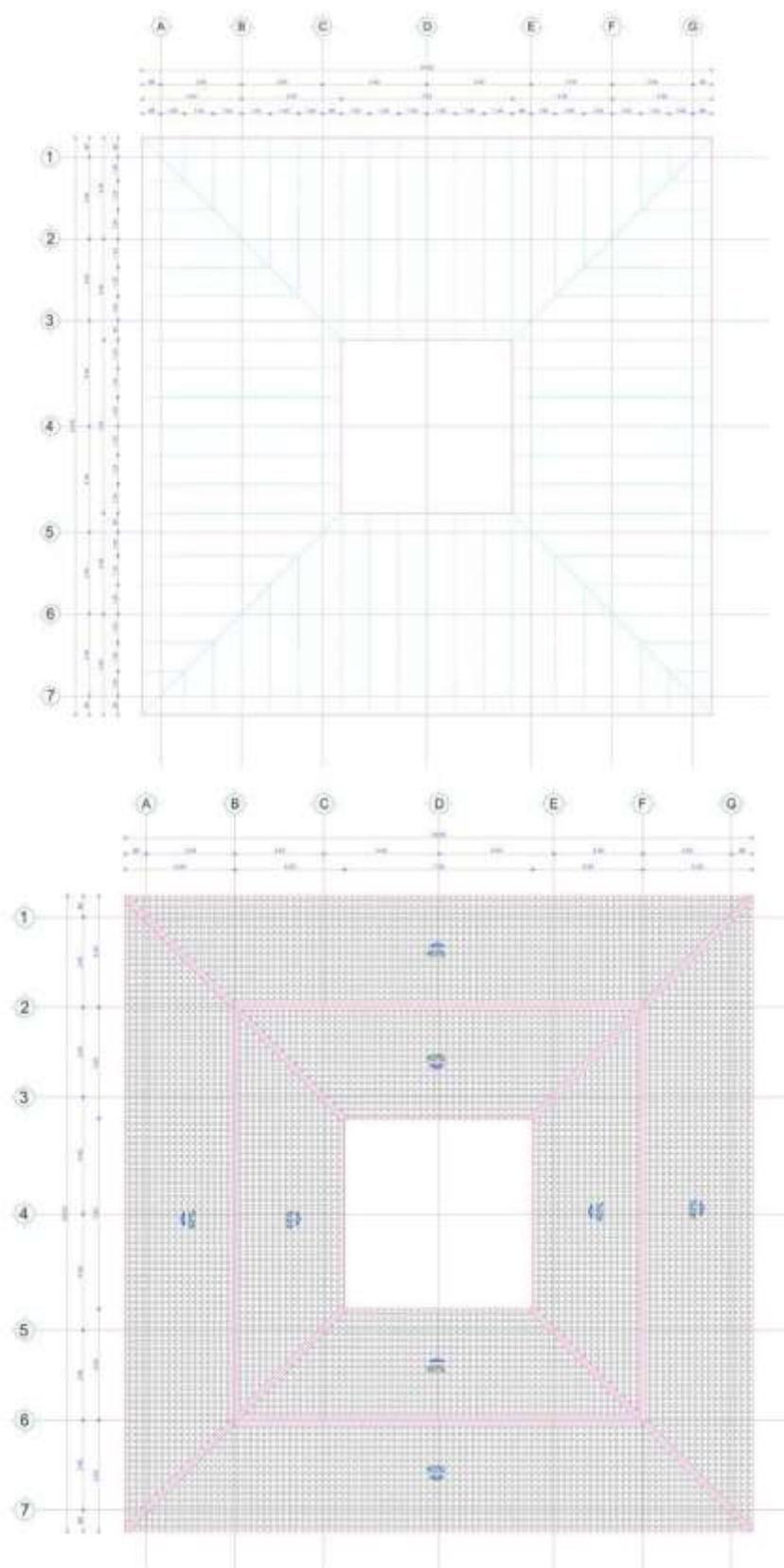
Información mínima que debe contener las bases de diseño son:

- a) Descripción de la estructura
- b) Descripción de materiales
- c) Normas y documentos de referencia
- d) Identificación, descripción y cuantificación de pesos y cargas
- e) Combinaciones de carga
- f) Antecedentes de análisis sísmico.
- g) Parámetros del suelo de fundación.

El proyecto objeto de estudio corresponde a una casa de dos pisos, con una cubierta a cuatro aguas, y con el sistema de muros portantes, como se muestra en las siguientes figuras:







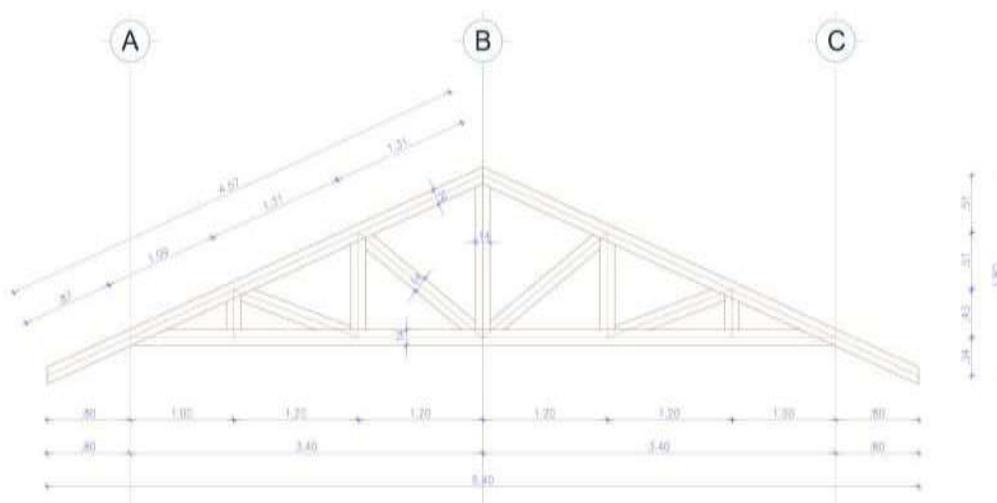


Figura 85: **casa en estudio: dos pisos, con una cubierta a cuatro aguas, y con el sistema de muros portantes**

4.2 Estudio de patologías y diagnóstico del estado actual

Con el objetivo de establecer cualitativamente el estado actual del inmueble y de identificar el sistema estructural resistente, se debe realizar un estudio patológico que nos permita establecer un diagnóstico, cuyo resultado debe determinar las causas de la lesiones, para lo cual se emitirá una ficha de inventario, acompañado con el informe del diagnóstico que debe contener lo siguiente:

- Estudio de la información histórica relacionada con el inmueble (en los casos que se pueda investigar), año de construcción, intervenciones y modificaciones realizadas, evolución en el tiempo, materiales, destinos de uso, cambios de uso, etc., lo cual permitirá una buena comprensión del inmueble a evaluar.
- Realización de un levantamiento geométrico el cual debe reproducir en detalle el estado actual del inmueble. Los datos obtenidos se deben representar en planos a escala adecuada mediante plantas, elevaciones, cortes y detalles.
- Realización de un levantamiento de materiales existentes el cual debe contener la identificación y caracterización de los materiales existentes en el inmueble.
- Realización del levantamiento de daños y agentes de deterioro, el cual debe contener una descripción de los principales daños y del proceso patológico del inmueble, determinando el origen y causa de las lesiones (directas: físicas, químicas, y mecánicas; indirectas: del proyecto en la elección del material, diseño estructural, ejecución o construcción, y del mantenimiento), lo cual servirá para determinar el estado de conservación de la estructura.
- Evaluación de vulnerabilidad estructural en base a la configuración arquitectónica, donde se evaluará cualitativamente la influencia de la configuración sobre el comportamiento sísmico del inmueble, para ello se debe tomar en varios parámetros como la homogeneidad, irregularidad o regularidad geométrica del edificio, convexidad, simetría en planta y en altura, densidad en

planta, hiperestaticidad (líneas de defensa o redundancia estructural), monolitismo de la estructura, estabilidad del inmueble frente a la acción de las cargas horizontales, diafragma de piso rígido o flexible, proporciones de aspecto altura/largo/ancho, masa reactiva (distribución y concentración de cargas), distribución irregular de la rigidez y resistencia, irregularidades significativas en configuraciones sencillas, configuraciones escalonadas verticalmente, problemas de colindancia, efectos de columna corta, piso blando, piso débil, etc.; con el análisis de todos estos elementos se debe generar un reporte de evaluación de la vulnerabilidad de configuración estructural del inmueble.

- f) El diagnóstico del estado actual del sistema estructural, debe analizar las técnicas constructivas, sistemas, principios estructurales y constructivos presentes en el inmueble, así como sus principales deterioros y alteraciones, cuya cuantificación cualitativa, servirá como elementos de juicio para la conservación, restauración, reforzamiento y rehabilitación de los sistemas y elementos estructurales, así como para la propuesta funcional para nuevos usos o posible obra nueva, todo esto deberá estar en una memoria técnica donde se establecerá la condición estructural del inmueble antes de la intervención, con sus riesgos de estabilidad y durabilidad.
- g) Se establecerá una prognosis, donde se deberá analizar la proyección de la problemática y lo que ocurrirá en el inmueble, en el caso de no intervenir, y de esta manera establecer el plan de acciones inmediatas. Las conclusiones de diagnóstico son la base fundamental para la formulación de alternativas y recomendaciones que servirán como elementos de juicio para las propuestas de reforzamiento y consolidación estructural. De ser necesario se propondrá un plan de acciones inmediatas o urgentes de intervención estructural.

4.3 Investigación de las propiedades mecánicas de los materiales

Para la evaluación de la cimentación, se procederá a realizar un estudio de mecánica de suelos, de acuerdo con el capítulo III de la NEC-2015, el cual se complementará, de no existir planos de construcción, con unas calas de prospección in situ de la cimentación, para lo cual se documentará fotográficamente las prospecciones realizadas.

Estudio experimental para la determinación y caracterización de las propiedades dinámicas del suelo mediante la aplicación de micro vibraciones para la identificación y medición del período de vibración del suelo, es decir, el registro de la respuesta del suelo ante una excitación conocida o controlada y mediante la aplicación de un software que transforme el registro en el tiempo en un registro de frecuencias.

La investigación y evaluación cuantitativa de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos del inmueble se determinarán mediante un plan de exploraciones y prospecciones, determinado por el tipo de material y el ingeniero estructural en base a la normativa existente, con el propósito de verificar el comportamiento del material mediante Ensayos No Destructivos (END), en un laboratorio o in situ, dependiendo del ensayo a realizarse.

Determinación experimental de las propiedades dinámicas de la estructura (siempre y cuando sea aplicable) y de su respuesta sísmica mediante la aplicación de micro vibraciones, aplicando excitaciones conocidas, para encontrar el período de vibración de la estructura y su amortiguamiento.

4.4 Análisis y evaluación estructural del estado actual del inmueble

Determinación de las solicitaciones de carga equivalentes de acuerdo con los requisitos de las condiciones de uso para el uso actual del inmueble, de acuerdo con el capítulo 1 (NEC-SE-CG).

Con los resultados obtenidos mediante la investigación de las propiedades mecánicas de los materiales y con las combinaciones de carga, se realizará un análisis elástico de la estructura, así como el sistema de cimentación, para las solicitaciones equivalentes definidas en el párrafo anterior.

El análisis estructural de la edificación debe evaluar el comportamiento y cuantificar los esfuerzos a los cuales están sometidas las secciones de los elementos que conforman el sistema estructural, este análisis puede estar basado en un método elástico o dinámico.

Se llevará una verificación del diseño de los elementos estructurales, donde se obtendrá una resistencia efectiva de la estructura a partir de la resistencia existente, para lo cual se determinará un índice de sobreesfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado para las solicitaciones equivalentes definidas y la resistencia efectiva obtenida.

Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis estructural deben obtenerse las derivas de la estructura y comparar con los del capítulo II referente peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, con lo cual se determinará un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas del modelo estructural y las derivas permitidas por la normativa, así mismo debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por la presente normativa de los elementos principales de sistema estructural.

Considerando los resultados obtenidos, se realizará una memoria técnica con la interpretación, análisis y teoría del comportamiento del sistema estructural, expresando la determinación de la eficiencia vs efectividad de la estructura analizada, generando las conclusiones y recomendaciones del análisis y evaluación de la estructura existente.

4.5 Criterios y alternativas de intervención estructural

Los criterios y alternativas de intervención estructural, deben ser consecuentes con las normativas internacionales y a las referencias que se hace en el capítulo 2 (Diseño sismo resistente NEC-2015), cartas internacionales de conservación, principios, y leyes de la República del Ecuador, y estos son los que se describen a continuación:

- a) Criterios basados en mantener, restituir o aumentar la resistencia, cuyo objetivo es resistir las fuerzas de diseño sísmico.
- b) Criterios basados en el desempeño estructural durante los sismos, cuyo objetivo es controlar los desplazamientos de la estructura agrietada por ellos, en base a refuerzos de mínima intervención, compatibles y reversibles; y criterios mixtos, donde se complementan los dos criterios anteriores.

- c) Los inmuebles considerados Patrimonio de la humanidad y del estado ecuatoriano, tendrán una aplicación especial debido a que su preservación puede estar en riesgo por la acción de los terremotos, por lo que será necesario utilizar en su intervención, criterios de diseño que garanticen el control de los desplazamientos y eviten el colapso mediante refuerzos adicionales compatibles y reversibles con un daño mínimo en los elementos originales, para permitir la aplicación de nuevas técnicas que en el futuro sean adaptables con los materiales del inmueble.

4.6 Proyecto de intervención estructural

Con la determinación de las solicitaciones de carga equivalentes de acuerdo con los requisitos de las condiciones de uso y/o de nuevo uso del inmueble de acuerdo con el capítulo 1 (NEC-SE-CG), se procederá a realizar un nuevo análisis estructural, incluyendo los resultados obtenidos mediante la investigación de las propiedades mecánicas de los materiales existentes y las propiedades de los nuevos sistemas estructurales, así se determinaran las combinaciones de carga, y se procederá a realizar un análisis elástico de la estructura, así como el sistema de cimentación para las solicitaciones equivalentes.

El análisis y proyecto de reforzamiento estructural, debe evaluar el comportamiento y cuantificar los esfuerzos a los cuales están sometidas las secciones de los nuevos y antiguos elementos que conforman este nuevo sistema estructural, y este análisis puede estar basado en un método elástico o dinámico, donde se pueden incluir elementos disipadores de energía.

Se llevará una nueva verificación del diseño de los elementos estructurales, donde se obtendrá una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, para lo cual se determinará un índice de sobreesfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado para las solicitaciones equivalentes definidas y la resistencia efectiva obtenida.

Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis estructural, deben obtenerse las nuevas derivas de la estructura y que se compararán con los del capítulo II referente peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, con lo cual se determinará un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas del modelo estructural y las derivas permitidas por la normativa, así mismo debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por la presente normativa de los elementos principales de sistema estructural.

Considerando los resultados obtenidos, se realizará una memoria técnica con la interpretación, análisis y teoría del comportamiento del sistema de refuerzo estructural, expresando la determinación de la eficiencia vs efectividad de la estructura analizada, generando las conclusiones y recomendaciones del análisis y diseño del reforzamiento estructural, justificando la definición de los parámetros de evaluación y diseño que provienen del estudio del estado actual del inmueble, memoria de cálculo del diseño de la modificación a la estructura con la correspondiente justificación de que la estructura reforzada tendrá la suficiente resistencia y comportamiento esperados, cuando actúa en conjunto con la estructura original.

4.7 Consideraciones generales

Es el proyecto que permitirá llevar a cabo las intervenciones de evaluación y reforzamiento estructural. Deberán cumplir con todos los requerimientos necesarios para garantizar su seguridad estructural, la integridad y la seguridad de sus ocupantes.

Los proyectos regulados por esta norma deben estar orientados a lograr estructuras que:

- a) resistan con daños menores los movimientos sísmicos de intensidad leve;
- b) limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad; y
- c) aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad severa.

Las intervenciones estarán destinadas a evitar el colapso en estado último, a través del control de los desplazamientos, para lo cual se debe especificar los refuerzos necesarios, además, se debe considerar una planificación del mantenimiento del inmueble intervenido, a fin de garantizar la permanencia en el tiempo de las hipótesis de cálculo consideradas.

Las estructuras patrimoniales como cualquier otro material y elemento constructivo, tienen que ser diseñadas para resistir las fuerzas sísmicas especificadas en la NEC-SE-DS, con las combinaciones de carga expresadas en la NEC-SE-CG para esfuerzos admisibles, para el diseño de los elementos estructurales de refuerzo en lo señalado en la NEC-SE-MD.

En el diseño estructural del inmueble, las fuerzas dependen del sitio de implantación geográfica del proyecto, con las propiedades inherentes al tipo de suelo de emplazamiento y la buena distribución interna de masa y rigidez de los elementos que conforman el la estructura del inmueble.

El proyecto a desarrollar es una inmueble de dos pisos destinada a vivienda, la cual se ubica en la ciudad de Quito, con un suelo tipo “D”, su configuración en elevación tiene una cubierta tipo claustro

Para la realización del análisis y evaluación estructural, los cálculos realizados son aplicables a elementos horizontales, verticales e inclinados. Los efectos que las cargas verticales y laterales que generan en estos elementos estructurales son principalmente de compresión, tracción, corte y flexión, según la ubicación de los elementos que se consideran en el sistema de protección sísmico y la configuración estructural del inmueble.

4.8 Combinaciones de carga para el diseño por esfuerzos admisibles

La NEC-SE-CG, expresa que los métodos de diseño para madera es por el método de esfuerzos admisibles, las cargas consideradas se consideran que actúan con las combinaciones que se encuentran en la Norma ASCE 7-10, que forma parte y es referencia para la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y se considera las combinaciones que generen los efectos más desfavorables en el elemento estructural a ser diseñado.

Las cargas consideradas como peso propio de la estructura, cargas permanentes o cargas muertas, se las considera con una estimación de la densidad del material, también se incluyen el peso de elementos no estructurales que conforman parte del inmueble, según la NEC-SE-CG.

Las sobrecargas de servicios denominadas cargas vivas son los pesos en función del uso y ocupación que está destinado el inmueble, según la NEC-SE-CG.

Las cargas laterales por sismo que se consideran, deben ser de acuerdo a los reglamentos y códigos vigentes en la zona de ubicación de la construcción según la NEC-SE-DS.

Cuando las sobrecargas de servicio o cargas vivas sean de aplicación continua o de larga duración con relación a la vida útil de la estructura, estas deben considerarse como cargas muertas, para efectos de la determinación de las deformaciones diferidas. Combinaciones de carga:

1. D
2. D + L
3. $D + 0.75 L + 0.525 E_x$
4. $D + 0.75 L - 0.525 E_x$
5. $D + 0.75 L + 0.525 E_y$
6. $D + 0.75 L - 0.525 E_y$
7. $D + 0.7 E_x$
8. $D - 0.7 E_x$
9. $D + 0.7 E_y$
10. $D - 0.7 E_y$
11. $D + 0.75 L + 0.525 EQ_x$
12. $D + 0.75 L - 0.525 EQ_x$
13. $D + 0.75 L + 0.525 EQ_y$
14. $D + 0.75 L - 0.525 EQ_y$
15. $D + 0.7 EQ_x$
16. $D - 0.7 EQ_x$
17. $D + 0.7 EQ_y$
18. $D - 0.7 EQ_y$

Dónde:

D Carga muerta.

L Carga viva.

E_x Carga estática de sismo en sentido X.

E_y Carga estática de sismo en sentido Y.

EQ_x Carga del espectro de aceleraciones en sentido X.

EQ_y Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y.

La NEC-SE-RE expresa, para efectos de rehabilitación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño, ya que se considera el método por esfuerzos admisibles. De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada:

$$1. 1.1*(D+0.25L) + E \rightarrow 1.1D+ 0.275L + 1.0E$$

$$2. 0.9*(D+0.25L) + E \rightarrow 0.9D+ 0.225L + 1.0E$$

Donde:

D Carga muerta.

L Carga viva.

E Efectos de las fuerzas sísmicas.

4.8.1 Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.

De acuerdo a la ubicación geográfica, tipo de suelo en el sitio, configuración estructural en planta, elevación, tipo de uso y función del inmueble, así como también el sistema estructural considerado, se ha determinado los siguientes parámetros de la NEC-SE-DS:

Según lo expresado anteriormente según el mapa de riesgo del país, Quito está ubicado en la zona de alto riesgo, con una aceleración máxima esperada de 0.40g (Z=0.40g).

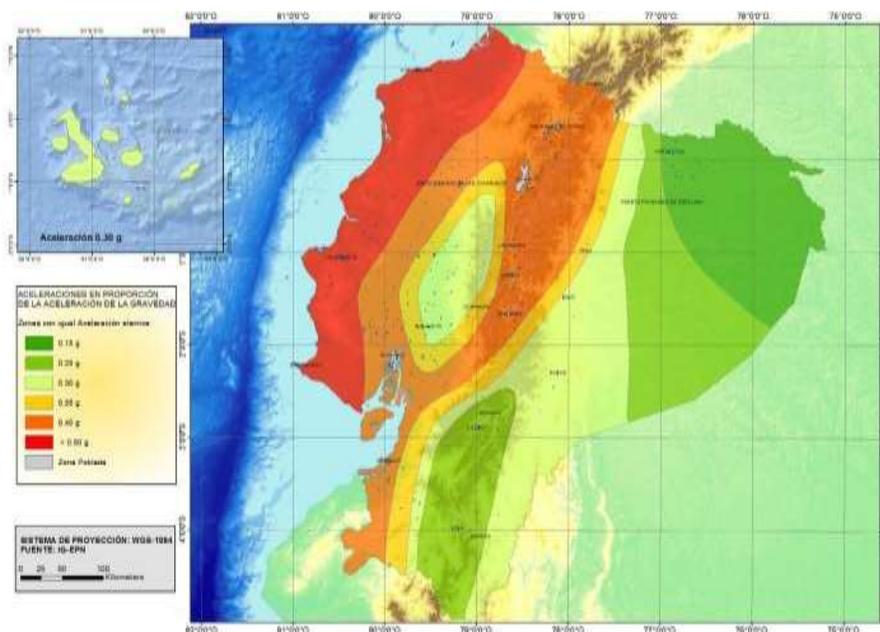


Figura 86: Zonas sísmicas para propósitos de diseño

Por tanto, el análisis a carga sísmica aplicada a la estructura se realizará utilizando la fórmula pseudo-estática de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

4.8.2 Carga sísmica

La carga sísmica se consideró 100%, de la carga muerta (D), correspondiente al capítulo 1 de la Norma (NEC-SE-CG), correspondiente a Cargas y Materiales, la cual es multiplicada por el coeficiente sísmico según el Capítulo 2: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

4.8.2.1 Madera:

**ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO - PERIODO FUNDAMENTAL -
CORTANTE BASAL - NEC 2015**

PROYECTO: NEC-SE-MD

Tabla 2.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

PROVINCIA	PICHINCHA
CANTON	QUITO
PARROQUIA	QUITO
POBLACION	QUITO
Z	0.40

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
Caracterización de amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	S

Tabla 2.9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Factor I	
Otras estructuras	1.00	I

Tabla 2.14. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	Coeficiente R	
Estructuras de Acero conformado en frío, Aluminio, Madera, limitado a 2 pisos.	2.5	R

Tabla 2.12. Coeficientes de irregularidad en planta

$\phi_p =$ 1.00	$\phi_{PA} =$ 1.0	$\phi_{PB} =$ 1.0	ϕ_P
-----------------	-------------------	-------------------	----------

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en elevación

$\phi_E =$ 1.00	$\phi_{EA} =$ 1.0	$\phi_{EB} =$ 1.0	ϕ_E
-----------------	-------------------	-------------------	----------

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C		1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D		1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E		1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F		ver nota	ver nota				

Fa 1.2

Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C		1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D		1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E		2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F		ver nota	ver nota				

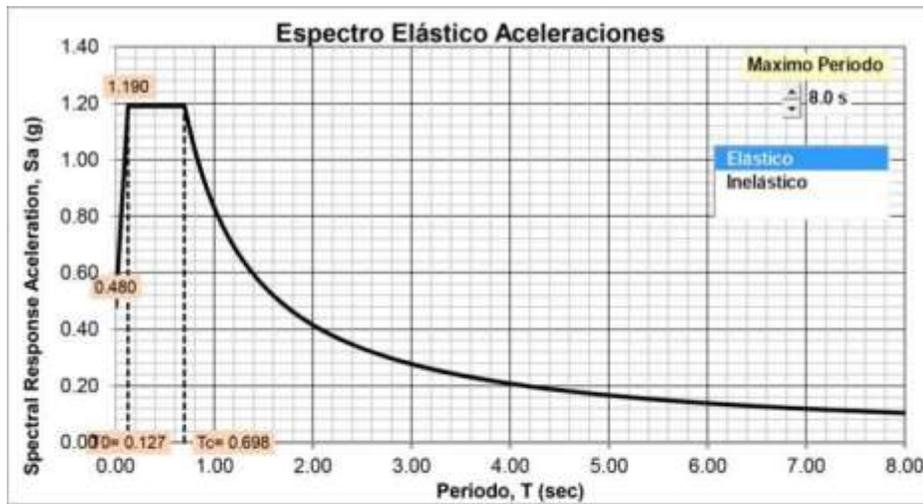
Fd 1.19

Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D		1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E		1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F		ver nota	ver nota				

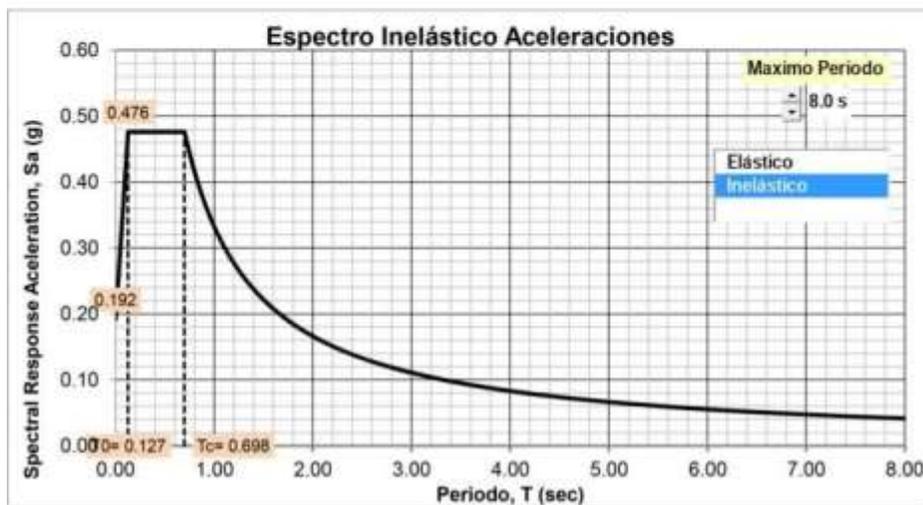
Fs 1.28

Figura 87: Madera: Datos para encontrar espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal



Provincia / Region	PICHINCHA
η	2.48
r	1.0
F_a	1.2
F_d	1.19
F_s	1.28
T_0	0.127
T_c	0.698
T_L	2.856
Z	0.400
S_a	1.190
R	2.50

PROYECTO:
NEC-SE-MD



Provincia / Region	PICHINCHA
η	2.48
r	1.0
F_a	1.2
F_d	1.19
F_s	1.28
T_0	0.127
T_c	0.698
T_L	2.856
Z	0.400
S_a	1.190
R	2.50

PROYECTO:
NEC-SE-MD

Figura 88: Madera: espectro elástico e inelástico de aceleraciones

4.8.2.2 Adobe

**ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO - PERIODO FUNDAMENTAL -
CORTANTE BASAL - NEC 2015**

PROYECTO: NEC-SE-RE

Tabla 2.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

PROVINCIA	PICHINCHA
CANTON	QUITO
PARROQUIA	QUITO
POBLACION	QUITO
Z	0.40

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
Caracterización de amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	S
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	S

Tabla 2.9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Factor I	I
Otras estructuras	1.00	I

Tabla 2.14. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	Coeficiente R	R
Mampostería no reforzada	1.00	R

Tabla 2.12. Coeficientes de irregularidad en planta

$\phi_p =$ 1.00	$\phi_{PA} =$ 1,0	$\phi_{PB} =$ 1,0	ϕ_P
-----------------	-------------------	-------------------	----------

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en elevación

$\phi_E =$ 1.00	$\phi_{EA} =$ 1,0	$\phi_{EB} =$ 1,0	ϕ_E
-----------------	-------------------	-------------------	----------

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C		1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D		1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E		1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85
F		ver nota					

Fa 1,2**Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd**

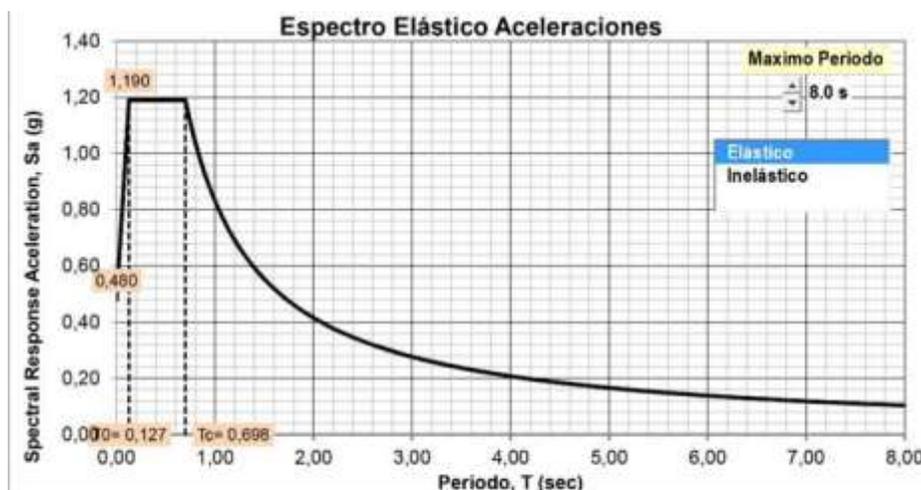
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C		1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D		1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E		2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F		ver nota					

Fd 1,19**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D		1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E		1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F		ver nota					

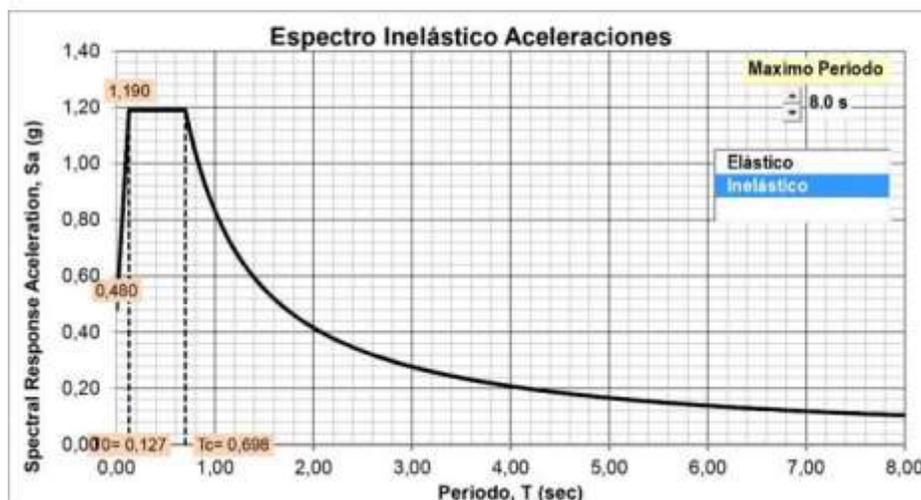
Fs 1,28

Figura 89: Adobe: Datos para encontrar espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal



Provincia / Region	PICHINCHA
II	2.48
r	1.0
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
T0	0.127
Tc	0.698
TL	2.856
Z	0.400
Sa	1.190
R	1.00

PROYECTO:
 NEC-SE-RE



Provincia / Region	PICHINCHA
II	2.48
r	1.0
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
T0	0.127
Tc	0.698
TL	2.856
Z	0.400
Sa	1.190
R	1.00

PROYECTO:
 NEC-SE-RE

Figura 90: Adobe: espectro elástico e inelástico de aceleraciones

4.8.3 Cortante basal de diseño

El coeficiente del cortante basal de diseño V , se lo determina según la norma NEC-SE-DS, de la siguiente manera:

$$V = \frac{I \times S_a}{R \times \phi_p \times \phi_e} W$$

Dónde:

I Factor de Importancia.

W Carga reactiva.

S_a Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

ϕ_p Factor de configuración estructural en planta.

ϕ_e Factor de configuración estructural en elevación.

4.8.4 Determinación del coeficiente sísmico.

Según la NEC-SE-RE, se tiene:

$$V = \frac{1 \times 1.19}{1 \times 1 \times 1} W$$

$$V = 1.19 W$$

Según la norma chilena NCh3332, el esfuerzo de corte basal se considera como:

$$Q_0 = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot C \cdot P$$

Donde:

C = Coeficiente de demanda sísmica

P = Peso sísmico del elemento a verificar

k_1 = Factor de modificación por desempeño previo

k_2 = Factor de modificación por categoría de ocupación

k_3 = Factor de modificación por clasificación del tipo de suelo

Para el cálculo del peso sísmico P se deben considerar:

D+0.25L Lugares donde no es usual la aglomeración de personas

D+0.50L Lugares donde es usual la aglomeración de personas

$C = 0.1$ Corresponde a la demanda base de diseño para las estructuras de tierra cruda

Valores que se obtienen de las tablas a continuación descritas:

Tabla 3: Factores de modificación del coeficiente de demanda

Factor	Condición de la estructura	Valor
k_1	Daño estructural importante durante sismos anteriores	1,2
	Buen desempeño estructural durante sismos anteriores	1,0
k_2	Categoría de ocupación I	1,0
	Categoría de ocupación II	1,2

Tabla 4: **Clasificación sísmica del terreno de fundación**

Suelo tipo		V_{s30} m/s
A	Roca, suelo cementado	≥ 900
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500
C	Suelo denso o firme	≥ 350
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180
F	Suelos especiales	-

Tabla 5: **Valor del coeficiente k_3**

Tipo de suelo	Valor k_3
E y F	1,3
D	1,2
B y C	1,0
A	0,8

Tabla 6: **Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras**

Naturaleza de la ocupación	Categoría de ocupación
Edificios y estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a la categoría de ocupación II. Edificios y otras estructuras aisladas que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla.	I
Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor tales como: - bibliotecas; - museos. Edificios y otras estructuras donde existe frecuente aglomeración de personas tales como: - salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - escuelas, parvularios y recintos universitarios; - cárceles y lugares de detención. Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública.	II

Por lo tanto se tiene:

$$Q_0 = 1 * 1 * 1.2 * 0.10 * P$$

$$Q_0 = 0.12 * P$$

Para los cálculos, se considera los valores obtenidos con la norma NEC-SE-RE, pues es el valor más crítico.

4.9 Determinación de las cargas

Carga Muerta:

1. Para la estructura de cubierta, vigas y columnas.

Tabla 7: Determinación de cargas: carga muerta	
Descripción del Material	Peso Unitario kN/m ³
Teja de barro Cocido sin mortero	0.50
Plancha ondulada de fibrocemento	0.20
Madera Estructural tipo "B"	9.81
Lamina Asfáltica Impermeabilizante	0.03
Adobe	16.0

Carga Viva:

Tabla 8: Determinación de cargas: carga viva	
Ocupación o Uso	Carga Unitaria kN/m ²
Cubiertas *	1
Residencias	2
Escaleras residenciales Unifamiliares	2

* En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 100 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

4.10 Propiedades mecánicas de los materiales

4.10.1 Madera

Los esfuerzos de diseño que se presentan a continuación son exclusivamente aplicables a madera estructural que cumple en su totalidad con la norma de clasificación visual. Se deberá supervisar que la madera empleada en la construcción cumpla con los requisitos de la NEC-SE-MD.

- Esfuerzos admisibles para madera estructural

Tabla 9: Esfuerzo máximo admisible en flexión f_m .	
GRUPO MADERA	(MPa)
A	23.1
B	16.5
C	11.0

f_m = Esfuerzo máximo admisible en flexión (MPa).

Tabla 10: **Esfuerzo máximo admisible en tracción paralela a la fibra f_t .**

GRUPO MADERA	(MPa)
A	14.5
B	10.5
C	7.5

f_t = Esfuerzo máximo admisible en flexión (MPa).

4.10.2 Adobe

- Esfuerzo admisible a compresión:

$$f_m = 0.4 \phi_e f'_m$$

Donde:

Donde:

ϕ_e = Factor de esbeltez <0.75

f'_m = Esfuerzo máximo a compresión de una pila de adobe.

*Cuando el factor de esbeltez no está definido, entonces $f_m = 0.2f'_m \rightarrow f_m = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzo admisible de aplastamiento:

$$f_a = 1.5 * f_m$$

- Esfuerzo de tracción:

$$f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de corte permisible:

$$V_{adm} = 0.4 * f_t$$

$$V_{adm} = (0.25 - 0.60) \text{kg/cm}^2$$

4.11 Configuración estructural y densidad de muros en planta

En inmuebles de mampostería portante reforzada, se determina la cantidad de muros estructurales en las dos direcciones, la cuantía mínima en cada dirección debe ser: mayor que 1.5% del área total de muros en la dirección en análisis sobre el área total de la edificación.

$$d\% = \frac{A_w}{A_p} > 1.5\%$$

Dónde:

$d\%$ Índice de densidad de muros en cada dirección.

A_w Sumatoria de las secciones transversales de los muros confinados en la dirección de análisis.

A_p Área total en planta de la vivienda.

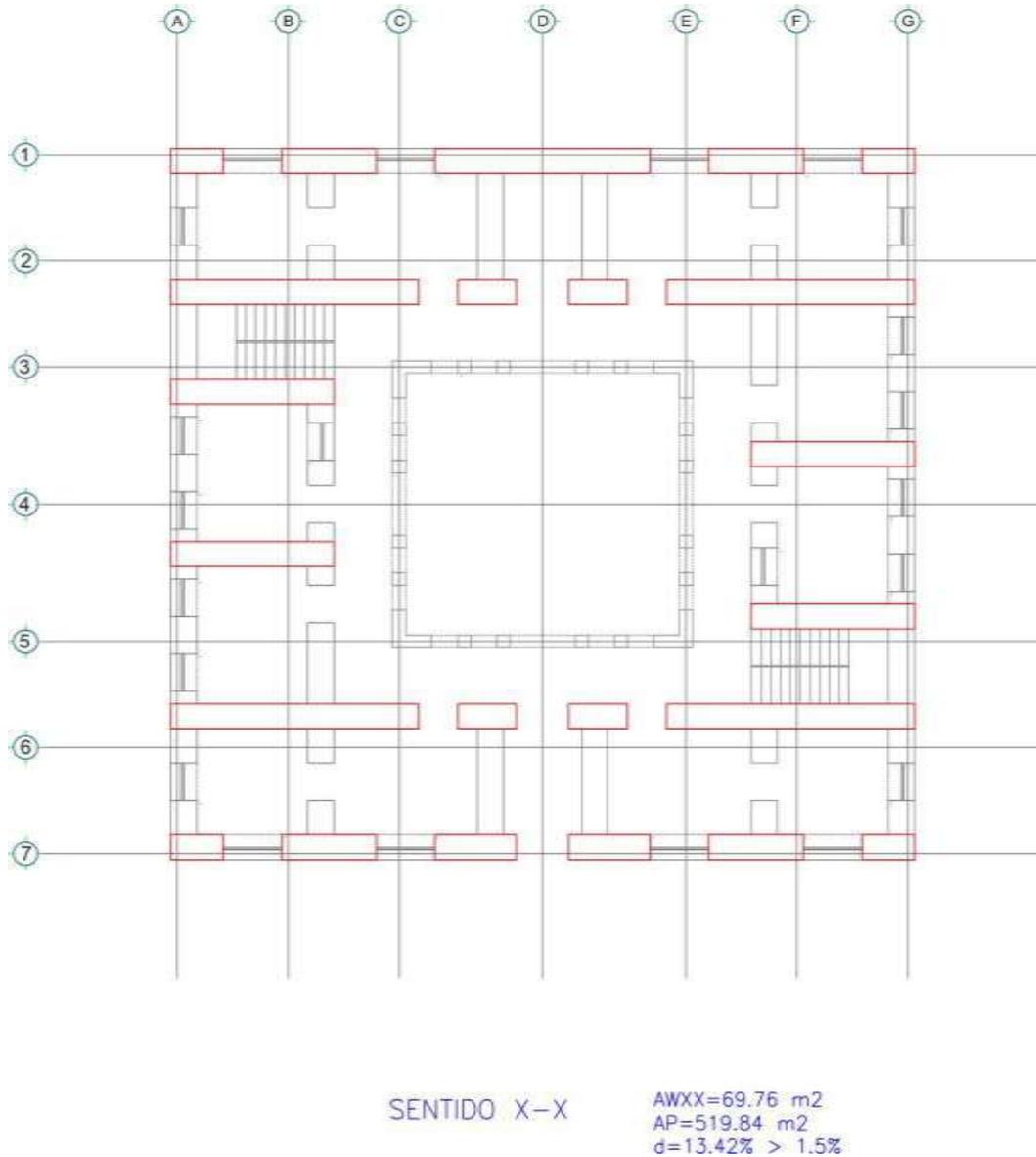


Figura 91: Configuración estructural y densidad de muros en planta sentido X-X

$$d\% = \frac{69.76}{519.84} = 13.42\% > 1.5\%$$

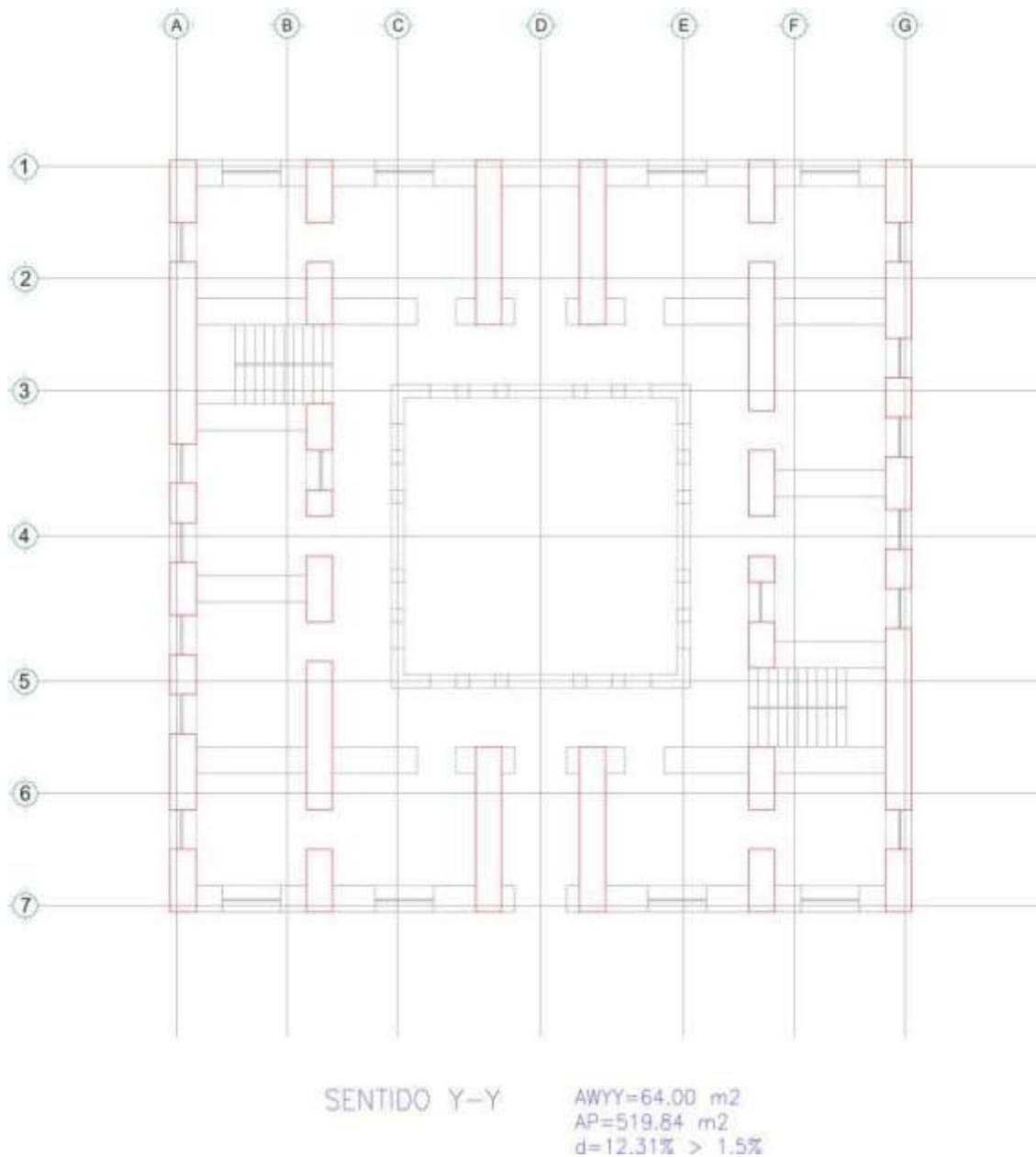


Figura 92: Configuración estructural y densidad de muros en planta sentido Y-Y

$$d\% = \frac{64.00}{519.84} = 12.31\% >$$

4.12 Diseño por esfuerzos admisibles

4.12.1 Filosofía general del diseño por esfuerzos admisibles

Los muros son comúnmente elementos de mampostería no reforzada, los mismos que deben ser diseñados para las combinaciones de flexión y carga axial.

Para el diseño de muros de adobe se tiene las siguientes consideraciones, de acuerdo a la sección 8.2.3 del ACI 530-13:

- La deformación en mampostería es directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro.
- El esfuerzo de tracción a la flexión es directamente proporcional a la deformación
- El esfuerzo de compresión a la flexión, en combinación con el esfuerzo de compresión axial en mampostería es directamente proporcional a la deformación.
- El esfuerzo en el refuerzo, si existe, se descuidan cuando se determina la resistencia de la mampostería para diseñar cargas.

4.12.2 Diseño por esfuerzos admisibles para flexión más carga axial

Para el diseño se considera los muros señalados, y a continuación se muestra las máximas sollicitaciones de cada uno de ellos:



MURO	L	Pu	Mu
	mm	kN	kN-m
1	6.60	881.02	36.7801
2	5.50	690.05	8.6235
3	7.60	1182.76	38.4236
4	5.00	609.9	1.5897
5	5.00	775.04	2.4878
6	2.90	418.54	16.5719

Figura 93: Muros considerados para diseño y máximas solicitaciones

Debe cumplir los siguientes criterios.

1. La ecuación unitaria, debe ser satisfecha (Ecuación 8.14 del ACI 530-13):

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Donde:

f_a = Esfuerzo de compresión calculado en la mampostería, debido solo a carga axial

f_b = Esfuerzo de compresión calculado en la mampostería, debido solo a flexión

F_b = Esfuerzo de compresión admisible disponible para resistir solo flexión, y se calcula:

$$F_b = \left(\frac{1}{3}\right) f'_m \quad (\text{Ecuación 8.18 ACI 530-13})$$

F_a = Esfuerzo de compresión admisible disponible para resistir solo carga axial; se calcula según las condiciones dadas por la relación de esbeltez:

$$F_a = 0.25 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2 \right] \quad \text{para } \frac{h}{r} \leq 99 \quad (\text{Ecuación 8.16 ACI 530-13})$$

$$F_a = 0.25 f'_m \left[\left(\frac{70}{h/r}\right)^2 \right] \quad \text{para } \frac{h}{r} > 99 \quad (\text{Ecuación 8.17 ACI 530-13})$$

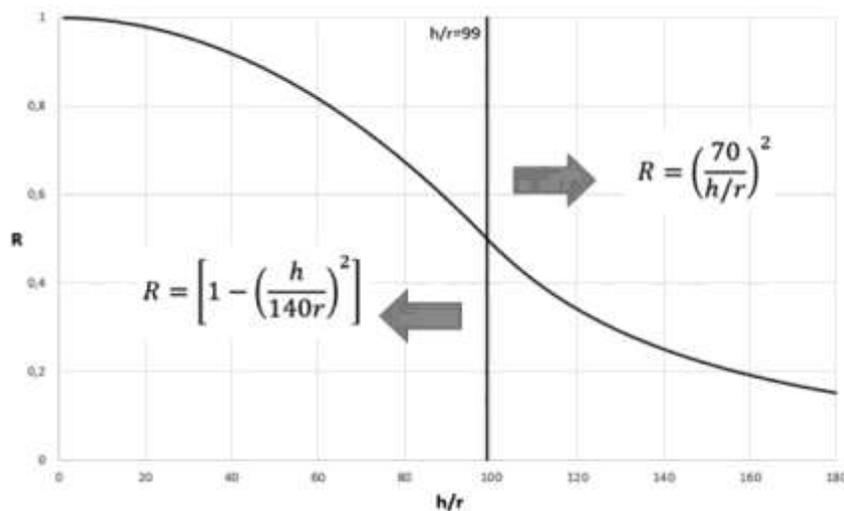


Figura 94: Factor de reducción por esbeltez para esfuerzo de compresión admisible

Por lo tanto se tiene, para todos los muros:

$$F_a = 0.25 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad \text{para } \frac{h}{r} \leq 99$$

$$F_a = 0.25 * 8MPa \left[1 - \left(\frac{7540}{140 * 230.94} \right)^2 \right]$$

f'm=	8	N/mm2
R=	0.95	
Fa=	1.89	N/mm2

$$F_b = \left(\frac{1}{3} \right) f'_m$$

f'm=	8	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2

2. Los esfuerzos de tracción por flexión, causados por la excentricidad de la carga axial o carga lateral o combinaciones de ambas deben limitarse a el esfuerzo admisible, dado por:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

Donde:

f_t = Esfuerzo de tracción calculado en la mampostería debido a flexión

I = momento de inercia de la mampostería

P = Carga axial total

M = Momento actuante

A = Área transversal del elemento

c = Distancia desde la fibra más deformada por compresión al eje neutro.

F_t = Esfuerzo de tracción admisible disponible para resistir la flexión

3. En lugar de límites de esbeltez, utilizar límites en la carga de pandeo para restringir más racionalmente la relación de esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4} \right) P_e$$

Donde:

P_u = Carga axial última a compresión

P_e = Carga de pandeo de Euler, se calcula con la ecuación 8.19 del ACI 530:

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r} \right)^3$$

Por tanto se tiene, para cada uno de los muros:

MURO 1

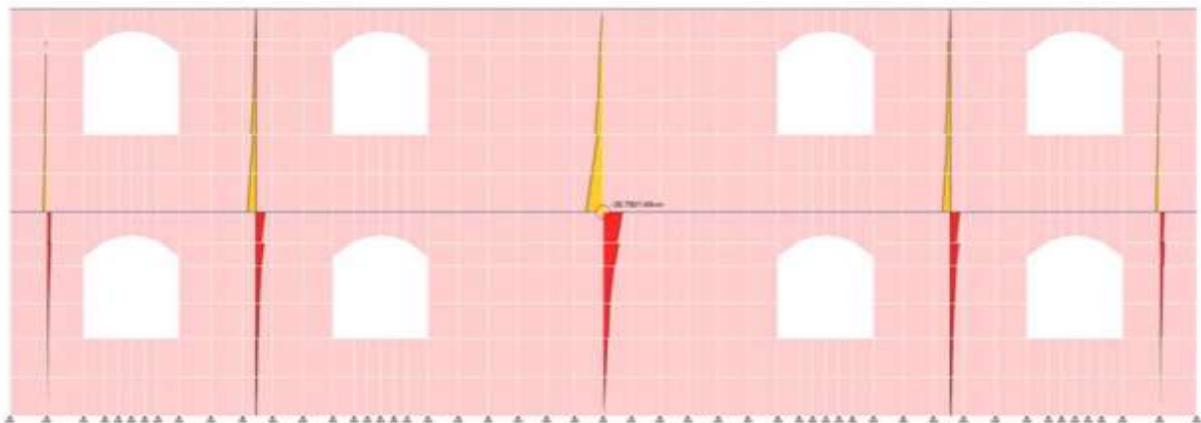
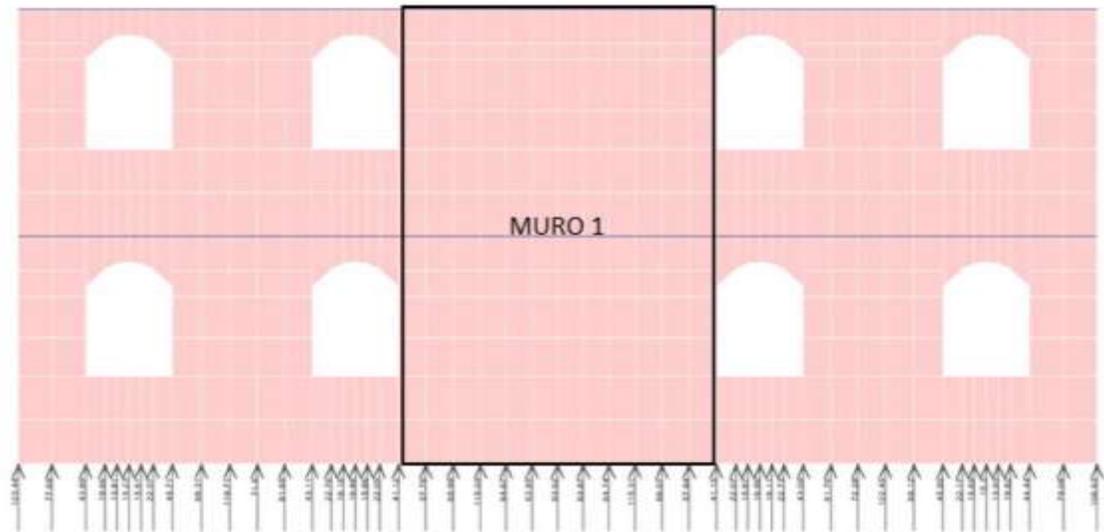
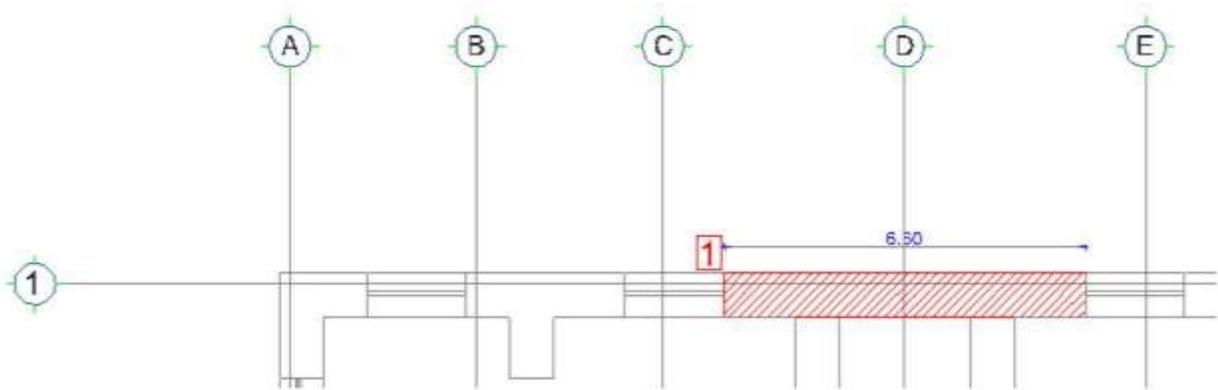


Figura 95: **Resultados de diseño Muro 1**

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

fa=	0.17	N/mm2
fb=	0.43	N/mm2
Fa=	1.89	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2
0.2		CUMPLE

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

M=	36780100	N.mm
c=	3300	mm
I=	2.816E+11	mm4
P=	881020	N
A=	5280000	mm2
ft=	0.26	
Ft=	8	N/mm2
CUMPLE		

3. Esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

Em=	6.37E+11	N/mm2
In=	2.816E+11	mm4
h=	7540	mm
e=	400	mm
r=	230.94	mm
P=	881.02	KN
Pe=	6958.08	KN
Pe/4=	1739.52	KN
CUMPLE		

MURO 2

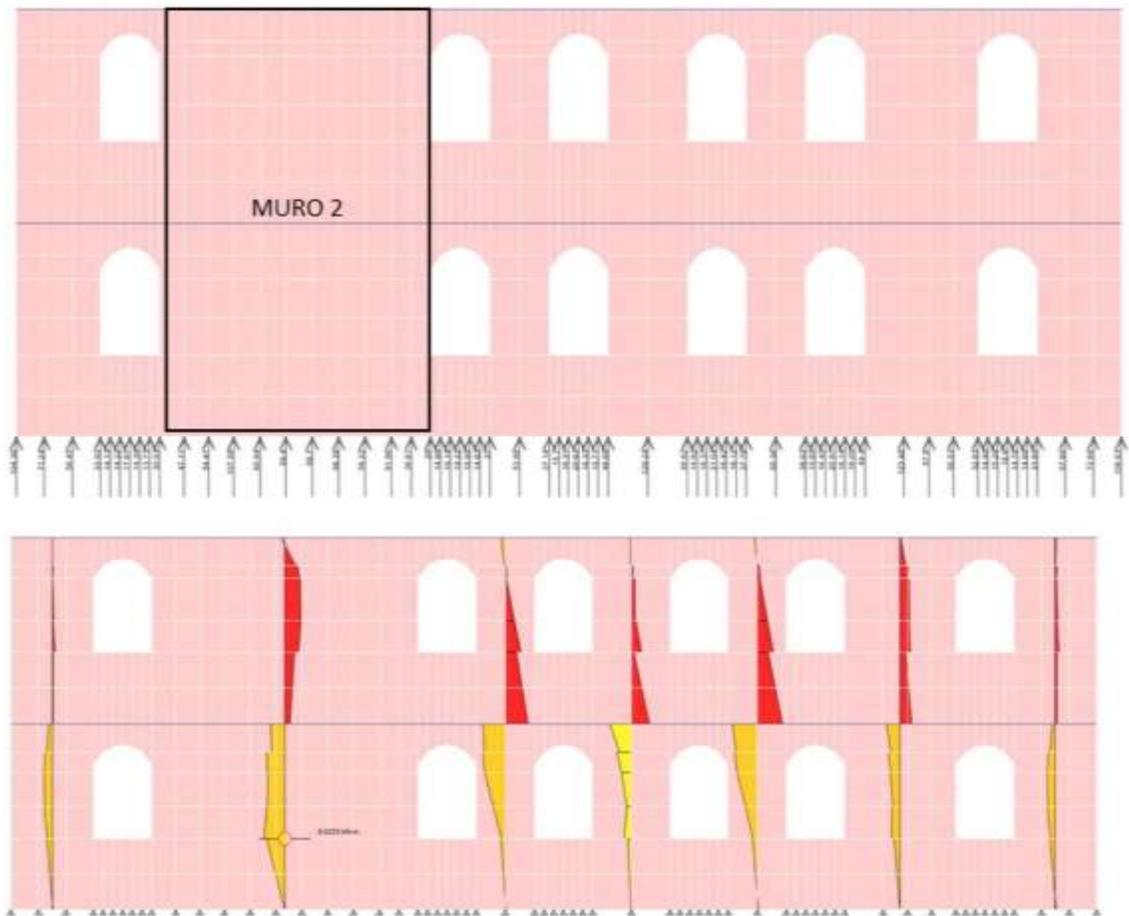
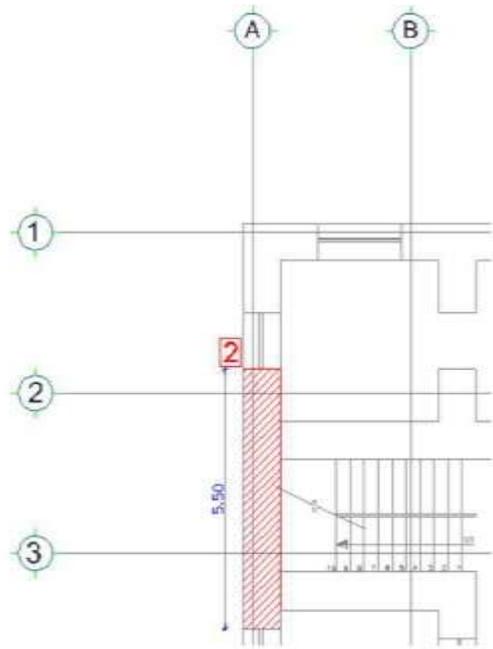


Figura 96: Resultados de diseño Muro 2

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

fa=	0.16	N/mm2
fb=	0.10	N/mm2
Fa=	1.89	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2
0.1		CUMPLE

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

M=	8623500	N.mm
c=	2750	mm
I=	2.34667E+11	mm4
P=	690050	N
A=	4400000	mm2
ft=	-0.06	
Ft=	8	N/mm2
CUMPLE		

3. Esbeltez:

$$Pu \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

Em=	6.37E+11	N/mm2
In=	2.34667E+11	mm4
h=	7540	mm
e=	400	mm
r=	230.94	mm
P=	690.05	KN
Pe=	5798.40	KN
Pe/4=	1449.60	KN
CUMPLE		

MURO 3

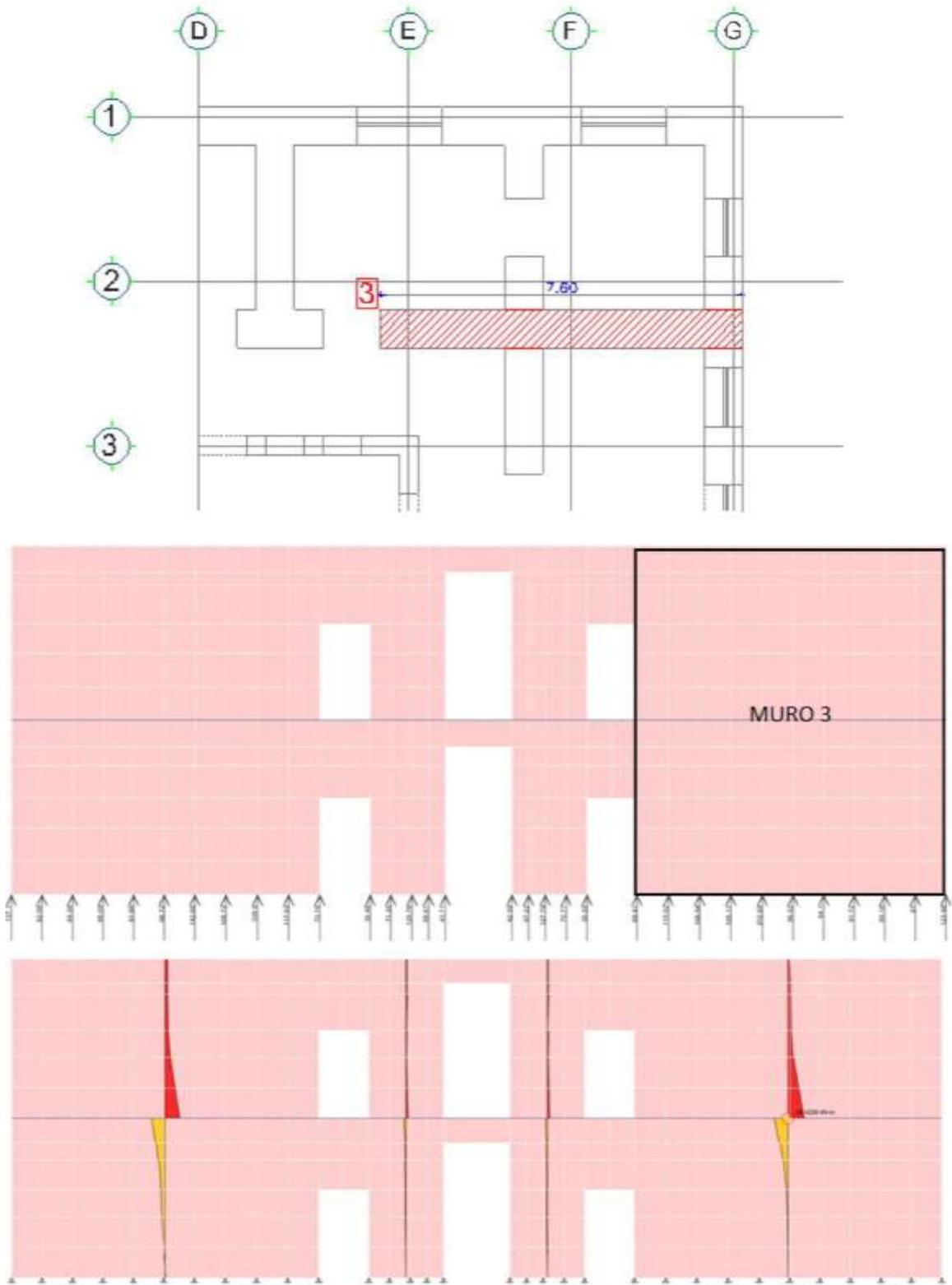


Figura 97: Resultados de diseño Muro 3

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

fa=	0.16	N/mm2
fb=	0.10	N/mm2
Fa=	1.89	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2
0.1		CUMPLE

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

M=	38423600	N.mm
c=	3800	mm
I=	3.24267E+11	mm4
P=	1182760	N
A=	6080000	mm2
ft=	0.26	
Ft=	8	N/mm2
CUMPLE		

3. Esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

Em=	6.37E+11	N/mm2
In=	3.24267E+11	mm4
h=	7540	mm
e=	400	mm
r=	230.94	mm
P=	1182.76	KN
Pe=	8012.34	KN
Pe/4=	2003.08	KN
CUMPLE		

MURO 4

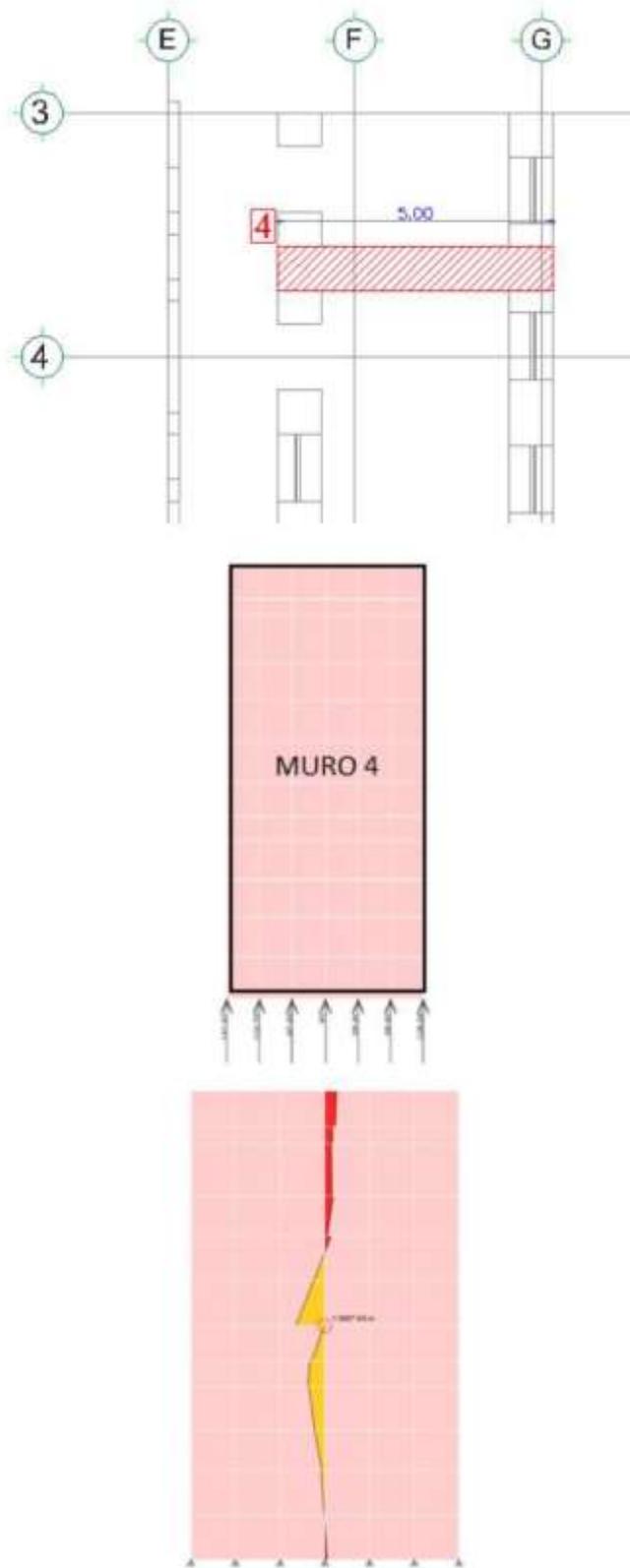


Figura 98: Resultados de diseño Muro 4

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

fa=	0.16	N/mm2
fb=	0.10	N/mm2
Fa=	1.89	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2
0.1		CUMPLE

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

M=	1589700	N.mm
c=	2500	mm
I=	2.13333E+11	mm4
P=	609900	N
A=	4000000	mm2
ft=	-0.13	
Ft=	8	N/mm2
CUMPLE		

3. Esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

Em=	6.37E+11	N/mm2
In=	2.13333E+11	mm4
h=	7540	mm
e=	400	mm
r=	230.94	mm
P=	609.9	KN
Pe=	5271.27	KN
Pe/4=	1317.82	KN
CUMPLE		

MURO 5

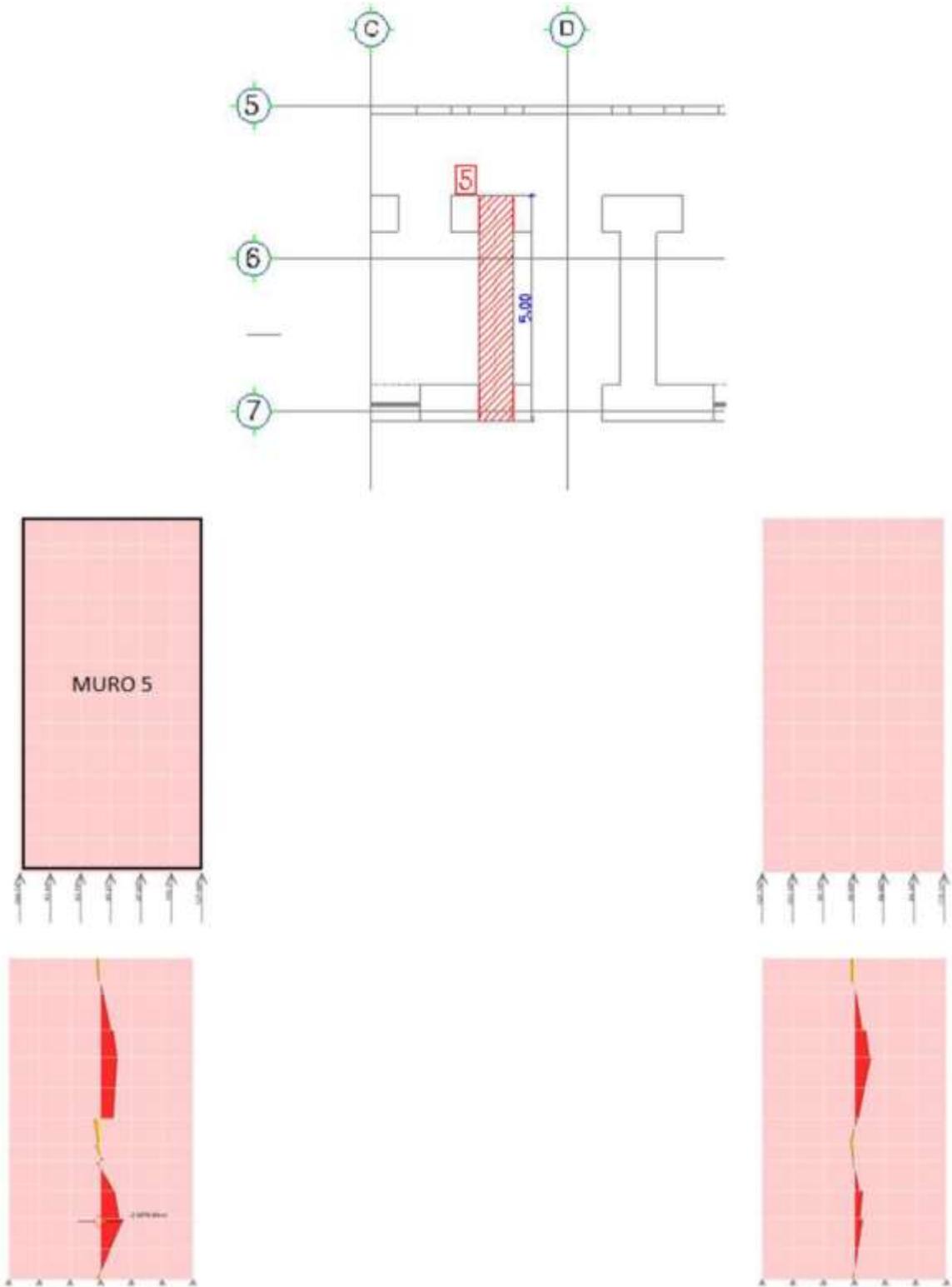


Figura 99: Resultados de diseño Muro 5

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

fa=	0.16	N/mm2
fb=	0.10	N/mm2
Fa=	1.89	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2
0.1		CUMPLE

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

M=	2487800	N.mm
c=	2500	mm
I=	2.13333E+11	mm4
P=	775040	N
A=	4000000	mm2
ft=	-0.16	
Ft=	8	N/mm2
CUMPLE		

3. Esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

Em=	6.37E+11	N/mm2
In=	2.13333E+11	mm4
h=	7540	mm
e=	400	mm
r=	230.94	mm
P=	775.04	KN
Pe=	5271.27	KN
Pe/4=	1317.82	KN
CUMPLE		

MURO 6

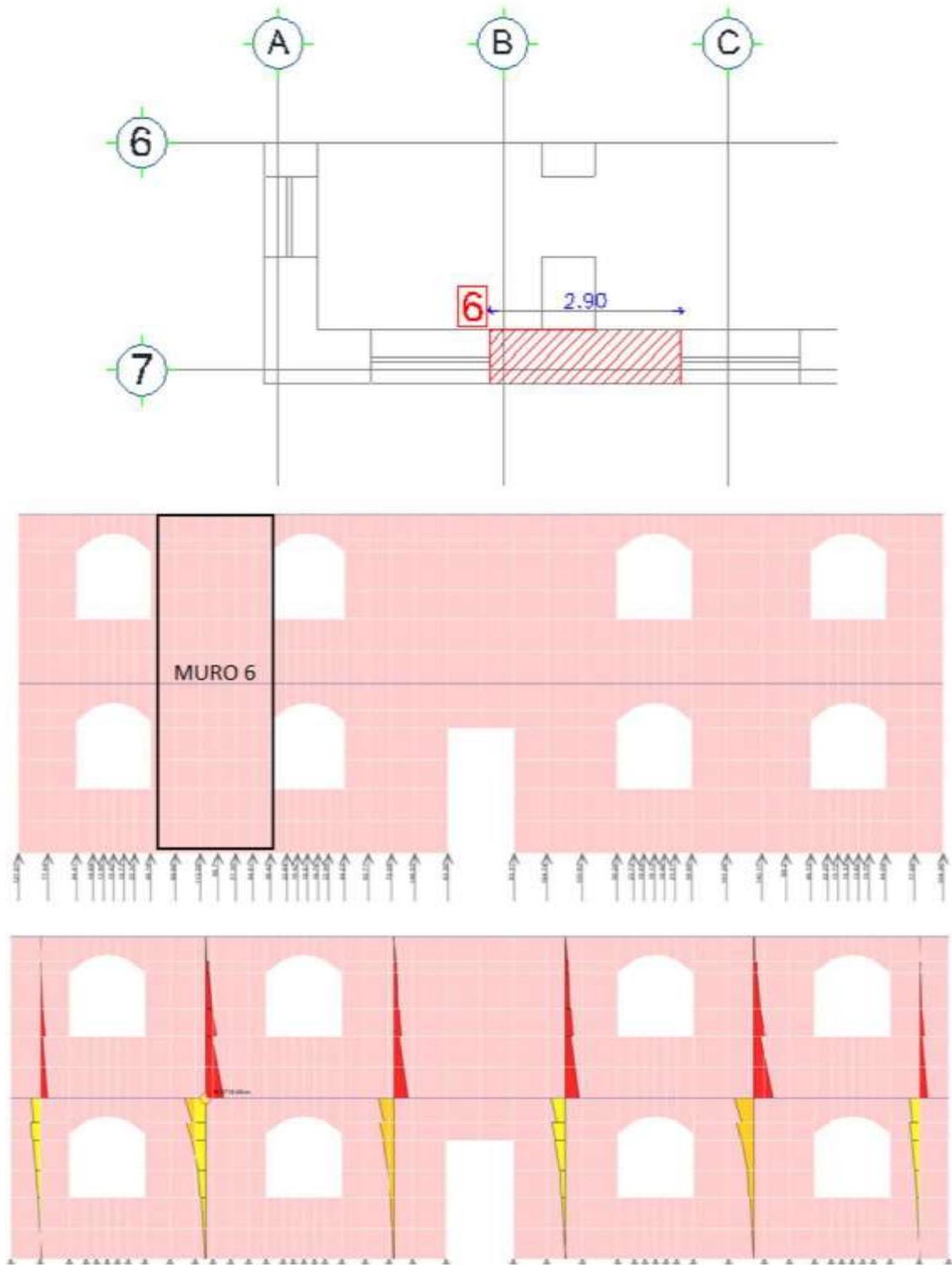


Figura 100: Resultados de diseño Muro 6

1. Ecuación Unitaria:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

fa=	0.19	N/mm2
fb=	0.03	N/mm2
Fa=	1.89	N/mm2
Fb=	2.67	N/mm2
0.1		CUMPLE

2. Esfuerzos de tracción:

$$f_t = \frac{M * c}{I} - \frac{P}{A} \leq F_t$$

M=	2487800	N.mm
c=	2500	mm
I=	2.13333E+11	mm4
P=	775040	N
A=	4000000	mm2
ft=	-0.16	
Ft=	8	N/mm2
CUMPLE		

3. Esbeltez:

$$P_u \leq \left(\frac{1}{4}\right) P_e$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I_n}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r}\right)^3$$

Em=	6.37E+11	N/mm2
In=	2.13333E+11	mm4
h=	7540	mm
e=	400	mm
r=	230.94	mm
P=	775.04	KN
Pe=	5271.27	KN
Pe/4=	1317.82	KN
CUMPLE		

5 Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes. Pre-evento

5.1 Introducción

La evaluación visual rápida de peligro sísmico para edificaciones, está basada en FEMA 154, el cual fue desarrollado para que profesionales de la construcción evalúen a las construcciones existentes y las clasifiquen en tres categorías: edificios con baja vulnerabilidad en cuanto a daños y seguridad de los ocupantes frente a un sismo, los que presentan una vulnerabilidad media, que estarían dentro de los parámetros aceptables y los que tienen una vulnerabilidad alta, los cuales necesitan un estudio más detallado, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural.

Como se puede apreciar en la Figura 101, la mayor parte del territorio ecuatoriano está ubicado en zonas de alto peligro sísmico, es por esto que las edificaciones de la mayoría de ciudades tienen grandes posibilidades de sufrir daños frente a un evento sísmico. Es importante tener en cuenta que en estas zonas existen edificaciones llamadas esenciales que no podrán parar sus actividades luego de un terremoto.

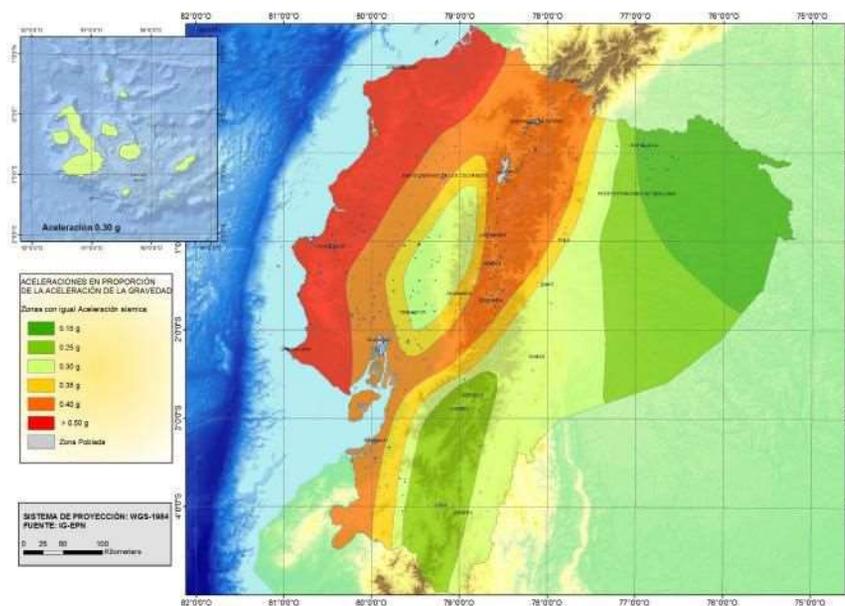


Figura 101: Zonas sísmicas de Ecuador para propósitos de diseño

A lo largo de la historia, el Ecuador ha tenido una actividad sísmica considerable. En los últimos 460 años, diferentes sismos han provocado la destrucción de ciudades enteras con la muerte de miles de personas. Escenarios sísmicos probables realizados en Quito y Guayaquil, revelan la necesidad de emprender acciones para disminuir el riesgo de las edificaciones.

Como su nombre lo indica, esta es una evaluación rápida, en la cual el profesional que lo realiza únicamente necesita realizar una visita a la edificación y llenar un formulario que se detallará más adelante. Mediante parámetros analizados, el edificio tendrá una calificación la cual se le ubicara en las tres categorías antes mencionadas.

Este procedimiento no requiere ningún análisis estructural y la inspección requerirá únicamente, identificar el sistema estructural de la edificación y recopilar datos que constan en el formulario. La visita durará entre 15 a 30 minutos por edificación y si se logra llegar al interior de esta entre 30 y 60 minutos.

El objetivo principal de esta evaluación es identificar las edificaciones más vulnerables frente a eventos sísmicos, que requieren otro tipo de estudio más detallado. El resultado de esto también podrá servir para: implementar programas de mitigación de riesgos para una región delimitada, inventario de edificaciones según su uso, etc.

Este manual para el uso del formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones se centra en tres actividades principales: planificación, recopilación de datos (formulario) e interpretación. A continuación se detallará estas tres actividades importantes para entender este manual.

5.2 Planificación

Una vez que se decida que se va a implementar este proceso de evaluación, se debe tener un pleno conocimiento tanto autoridades, profesionales y dueños de edificaciones a cerca del propósito de esto y cómo se llevará a cabo.

La planificación de una evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica incluye los siguientes factores:

1. Desarrollar un presupuesto en el que se incluya una posible extensión del proyecto y para posterior utilización de los resultados obtenidos. Además se debe tener en cuenta los costos de capacitación del personal que va a realizar las evaluaciones.



Figura 102: **Planificación: desarrollar un presupuesto**

2. Realizar un reconocimiento al sitio donde se va a implementar esta evaluación; esto incluye identificar los tipos de construcciones, una compilación de mapas de riesgo sísmico, tipo de suelo del sitio, mapas de deslizamiento de tierra, mapa de fallas, etc. Los sitios que tendrán mayor prioridad son los más antiguos o donde se conozca que tengan un alto riesgo frente a un posible sismo.

Otro aspecto importante es la interacción con profesionales (arquitectos o ingenieros civiles) del sitio, donde se podrá discutir el tipo, diseño, edad de las edificaciones, etc. También se puede visitar a los diferentes municipios donde se realice el estudio en busca de información complementaria.

Si el presupuesto del estudio no alcanza para una vista previa, se puede usar las diferentes aplicaciones de navegación. De igual manera, se puede usar artículos científicos que puedan brindar información importante (tipo de suelo donde se encuentra la edificación por ejemplo) para realizar el trabajo.

Parte de la planificación es decidir cómo se va a identificar a cada uno de las edificaciones. Fema 154 sugiere identificarles por la dirección (nombre de calle principal) o mucho mejor con el número de la edificación si tuviese.



Figura 103: **Planificación: Reconocimiento de sitio**

3. Se necesita un pleno conocimiento del formulario que se utiliza para realizar esta evaluación. El formulario proporciona espacio para registrar: la información de identificación del edificio, un boceto en planta y altura de la edificación, una fotografía, tipología del sistema estructural, tipo de suelo donde esta cimentado, etc.

Mediante lo explicado y otros parámetros adicionales que se mencionarán más adelante, se obtiene un puntaje final de la estructura, donde se muestra si esta necesita un estudio más detallado o no. Las edificaciones con mayores puntajes serán menos vulnerables frente a un evento sísmico.

EVALUACION TIPOLOGIA SISTEMA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES	
DATOS DE LA EDIFICACION	
Nombre: _____	
Dirección: _____	
Municipio: _____	
Código Postal: _____	
DATOS DEL PROFESIONAL	
Nombre: _____	
Código Profesional: _____	
Firma: _____	
Fecha: _____	
<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 100px; margin: 0 auto; text-align: center; vertical-align: middle;"> PLANTA </div>	
DESCRIPCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	
Material de Arco: _____	Tipología: _____
Material de Columna: _____	Tipología: _____
Material de Vigas: _____	Tipología: _____
Material de Cimentación: _____	Tipología: _____
CONDICIONES DE USO, OCUPACIONES Y PUNAJE FINAL	
Uso: _____	
Ocupación: _____	
Puntaje Final: _____	
RECOMENDACIONES	

Figura 104: **Planificación: Conocimiento del formulario**

4. Se seleccionará y preparará al personal que sea el encargado de realizar esta evaluación, mediante charlas y/o cursos que puedan asegurar un conocimiento y calidad en los datos recogidos mediante las visitas.

Esta capacitación por lo menos debe contar con los siguientes temas: Tipos de sistemas estructurales usados en el país, tipos de suelos, comportamiento de estructuras frente a sismos, Conocimiento de formulario, datos que se debe buscar en las visitas, y tratamiento de incertidumbres que pueda causar esta evaluación y ejemplos.



Figura 105: **Planificación: Selección y capacitación de evaluadores**

5. Mientras sea posible, antes de la visita, se puede pedir un plano arquitectónico y/o estructural de la o las edificaciones a evaluar, lo cual facilitará la inspección de campo, verificando la información prevista con anterioridad que puede ser edad, tamaño, tipo de sistema estructural e irregularidades.



Figura 106: **Planificación: Revisión de planos disponibles**

6. El siguiente paso es la visita de campo donde se tendrá que realizar por lo menos lo siguiente:
- Verificar la información de los planos de la edificación (si fue posible conseguirlos)
 - Caminar, rodeando el edificio, recopilando detalles para realizar un boceto de la edificación de planta y elevación si es posible.
 - Determinar el tipo de ocupación, edad del edificio, área construida, edad de remodelación y el tipo del suelo si no se ha determinado en los trabajos previos de planificación.
 - Identificar el sistema estructural, esto se facilitara ingresando a la edificación (a los subsuelos si es el caso de un edificio).

- Mientras se visita el edificio se llena el formulario, para evitar olvidar algunos datos de este.
- Por último, verificando que todos, o la mayoría de los datos del formulario estén completos se toma una fotografía exterior (acceso principal) de la edificación y se prosigue con la siguiente. La calificación de la estructura se recomienda realizarlo después, en oficina.

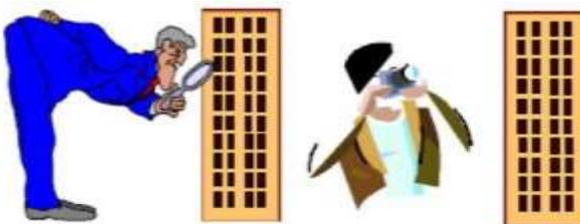


Figura 107: **Planificación: Visita de campo**

5.3 Recopilación de datos (formulario)

Esta sección muestra cómo llenar el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones. Cabe mencionar que se usará un formulario para cada edificación

Como se explicó en la parte de planificación, el formulario se lo llena mientras se hace la visita de campo. Como se podrá ver más adelante, el formulario se ha diseñado para ser que se llene de una manera progresiva y con un mínimo de escritura y se lo puede observar en la siguiente figura.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES																	
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION DE LA EDIFICACION		DATOS DE LA EDIFICACION:															
		Dirección:															
		Nombre de la edificación:															
		Sitio de referencia:															
		Tipo de uso:						Fecha de evaluación:									
		Año de construcción:						Año de remodelación:									
		Área Construida (m ²):						Número pisos:									
FOTOGRAFIA		DATOS DEL PROFESIONAL															
		Nombre del evaluador:															
		C. I.															
		Registro SBNECYT															
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																	
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado					C1					Pórtico Acero Laminado					S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales					C2					Pórtico Acero Laminado con diagonales					S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo					C3					Pórtico Acero Doblado en frío					S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX											Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado					S4
		H. Armado prefabricado					PC					Pórtico Acero con paredes mampostería					S5
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S																	
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5				
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.3	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2				
ALTURA DE LA EDIFICACION																	
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	0.4			
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	0.8			
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION																	
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1				
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5				
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCION																	
Pre-código (construido antes del 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2				
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1				
TIPO DE SUELO																	
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4				
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4				
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8				
PUNTAJE FINAL, S																	
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA																	
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial																
2.0<S<2.5	Medio vulnerabilidad																
S>2.5	Baja vulnerabilidad																
														Firma responsable de evaluación			
OBSERVACIONES:																	

Figura 108: Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones

A continuación se presenta las instrucciones detalladas para llenar el formulario:

5.3.1 Datos de la edificación:

En la parte superior derecha del formulario, se presenta un espacio para documentar la información de la edificación que este en estudio, como muestra la Figura 109.



Figura 109: **Recopilación de datos: Datos de la edificación**

Dirección: es importante localizar de la manera más exacta posible a la edificación en estudio. Por lo menos se indica, la Calle principal, y calle secundaria. Si es posible se tomará: número de la edificación, coordenadas (latitud y longitud) y código postal del sector.

Nombre de la edificación: es muy común en el país que edificios tengan un nombre el cual irá registrado en este campo. En construcciones pequeñas como viviendas, que no tienen un nombre definido, se colocará el nombre del dueño de la edificación si se lo conoce, o simplemente este campo no se llenará.

Sitio de referencia: Si es posible y existe algún sitio que sea representativo del sector o que la mayoría de personas conozcan (parques, iglesias, estadios, hospitales, farmacias etc.) se registra en el formulario. Este sitio de referencia podría ayudar a localizar la edificación con mayor facilidad.

Tipo de uso: por lo general, el uso que se da a una edificación no tiene relación directa con la probabilidad de sufrir daños estructurales frente a un sismo, pero es importante determinar su uso u ocupación a la hora de dar prioridades para un posible programa de mitigación de riesgos.

Existirán edificaciones con más de un tipo de uso, las cuales serán registradas en esta parte del formulario, escribiendo primero el uso principal de esta. Si el profesional responsable de la evaluación verifica que la edificación no entra en alguno de los nueve tipos de uso que se explicarán a continuación, indicará su uso en la parte inferior del formulario (observaciones)

Se presenta nueve tipos de uso, fáciles de reconocer, que se da en una edificación:

Asamblea: son lugares públicos de reunión, donde se reúnan personas en una sola habitación, por ejemplo: teatros, auditorios, centros comunitarios, iglesias, salas de espectáculo.

Comercial: este tipo de uso se refiere a: Empresas de cualquier tipo que no entren en otras categorías, instituciones financieras, restaurants, centros comerciales, edificios de estacionamiento.

Servicios de emergencia: Este tipo de uso hace referencia a las edificaciones que prestan sus servicios ante un evento sísmico, por ejemplo: Estaciones de policía, bomberos, hospitales, casas de salud, centros de comunicaciones.

Gobierno: este tipo comprende todas las edificaciones estatales, que no sean consideradas como servicios de emergencia.

Histórico: este tipo de edificaciones son las consideradas patrimoniales.

Industrial: se incluye todo tipo de industria, como fábricas, plantas de ensamblaje, grandes almacenes, bodegas y la industria pesada.

Oficina: Este tipo de uso incluye a los típicos edificios de oficina, casas de oficina y sitios de gestiones.

Residencial: se refiere a: edificios residenciales, casas, hoteles, moteles, hostales, conjuntos residenciales, hogares para ancianos y discapacitados.

Educativo: se refiere a todas las instituciones educativas, públicas y privadas: escuelas, colegios, institutos, universidades.

Fecha de evaluación: se indicará la fecha en la que se visitó la edificación (año-mes-día)

Año de construcción: este parámetro es muy importante, ya que la edad del edificio está ligado directamente a las prácticas de diseño y construcción, y afectará o favorecerá en los resultados finales. Por lo general esta información se lo puede encontrar en los trabajos de planificación, pero si no es así, se lo debe obtener en la visita de campo.

Se debe tener cuidado con la interpretación de este parámetro, ya que la edificación pudo haber sido diseñada mucho antes de la fecha de construcción o pudo tener remodelaciones. Por lo cual podría estar diseñada con algún código antiguo que no presentaba especificaciones sismo-resistentes.

Si por algún motivo, el año de construcción no se puede obtener, se hará una estimación, basándose en el estilo, tipo de construcción y uso de la edificación. Eso se expondrá en la parte inferior del formulario (Observaciones).

Año de remodelación: Es importante tomar en cuenta el año en el que una edificación sufrió modificaciones, aumentos etc. de su diseño original. Eso podría influenciar en las prácticas constructivas que presenta dicha remodelación. Esto se lo mencionará en la parte inferior del formulario (observaciones).

Área construida: es de toda la edificación, y no solo de un piso, si la evaluación se estaría realizando a un edificio. Si se dispone de planos se obtendrá fácilmente este parámetro. Si no se tiene planos se deberá tomar medidas de la edificación en la visita de campo; esto también servirá para el dibujo en planta que también se elabora en el formulario y que se indicará más adelante. Las unidades en las que se registrará el área construida será metros cuadrados (m²).

Número de pisos: El número de pisos puede ser un buen indicador de la altura de la edificación. La

gravedad y cantidad de daño de una estructura, frente a un sismo, se relaciona con su altura y más si está cimentada sobre un suelo tipo C, D, E o F que presenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

En algunas ocasiones, el número de pisos no es sencillo contabilizar, como en edificios aterrizados. Una manera de registrarlos puede ser en el ascensor (fijándose en el número de pisos) si se tiene acceso. Si no se tiene acceso, se ensayará el conteo desde la parte más baja hasta la parte más alta, tomando en cuenta el número más alto que se contabilizó.

5.3.2 Datos del profesional:

En la parte superior derecha del formulario, bajo los datos de la edificación, se presenta un espacio para registrar la información del profesional a cargo de la evaluación como se puede apreciar en la Figura 110.

The image shows a technical form with a red box highlighting the 'DATOS DEL PROFESIONAL' section. An arrow points from this box to a larger, detailed view of the 'DATOS DEL PROFESIONAL' form on the right. The detailed view includes the following fields:

- DATOS DEL PROFESIONAL**
- Nombre del evaluador:
- C.I.
- Registro SENESCYT

Figura 110: **Recopilación de datos: Datos del Profesional**

En esta parte constará el nombre completo del profesional, su cédula de identidad y el registro del SENESCYT que lo califica.

5.3.3 Esquema estructural en planta y elevación en la edificación:

Esquema estructural en planta y elevación en la edificación

Figura 111: **Recopilación de datos: Esquema estructural en planta y elevación de la edificación**

Como se puede ver en la Figura 111, en la parte superior izquierda del formulario, se deberá realizar al menos un esquema de la planta y si es posible un esquema en elevación del edificio. En el esquema en planta se deberá indicar la ubicación, lo más exacta posible del ducto o ductos de gradas y ascensores (este último, en el caso de edificios).

Estos esquemas serán de gran ayuda ya que se podrá determinar posibles irregularidades. Al realizar este esquema, el evaluador podrá identificar muchos aspectos que tenga la construcción.

Las mínimas dimensiones que deberán estar indicadas en el esquema en planta son longitud y ancho y si se puede realizar un esquema en altura de la estructura, se deberá colocar la altura de entrepiso.

5.3.4 Fotografía:

Figura 112: **Recopilación de datos: Fotografía**

La fotografía será de la parte frontal de la edificación (acceso principal), procurando que en esta se la pueda observar en su totalidad.

5.3.5 Identificación del sistema estructural:

Esta evaluación visual rápida de vulnerabilidad frente a un evento sísmico, supone que el profesional a cargo será capaz de determinar el sistema estructural de la edificación en estudio.

Lo más probable es que la tipología estructural no se pueda determinar en la etapa de planificación, antes de la visita de campo. Los subsuelos, en el caso de edificios, son los mejores sitios para reconocer un sistema estructural

Si por algún motivo, no se puede determinar la tipología de la estructura, y el acceso a la edificación es imposible, el evaluador deberá eliminar aquellos sistemas estructurales que sean imposibles para la estructura en estudio y calificar las posibles opciones que quedan. El resultado final, S, que se considere será el de menor valor.

Los tipos de estructuras que se presentan en la mayoría del territorio ecuatoriano se los ha dividido en 13 grupos para este sistema de evaluación y se los presenta a continuación con sus respectivos códigos.

Tabla 11: **Tipología del sistema estructural implementados para la evaluación**

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico Acero Laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico Acero Doblado en frío	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

Para cada uno de estos 13 tipos de construcción, se ha calculado un índice de peligro estructural (puntaje básico) que refleja la probabilidad de daño y pérdida de una edificación, basándose en FEMA 154 y 155 y se los puede observar a continuación en la Tabla 12.

Tabla 12: **Puntaje básico de cada sistema estructural.**

Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2

A continuación se detallará los 13 sistemas estructurales que se especifica en este manual para evaluar la vulnerabilidad de una estructura frente a un sismo.

Madera (W1): cuando todos los elementos estructurales: vigas, columnas, bastidores, celosías, armaduras son de madera natural o laminada.

Estas estructuras son de 1 o dos pisos máximo y de peso ligero. La falla más común de estas estructuras se da en las uniones de elementos estructurales.



Figura 113: Tipo de sistema estructural: Madera (W1).

Mampostería sin refuerzo (URM): Muros de paredes portantes de ladrillo, bloque, adobe, bahareque, sin refuerzo de varillas de acero.



Figura 114: Tipo de sistema estructural: Mampostería sin refuerzo (URM).

Mampostería reforzada (RM): Muros de paredes portantes de bloque o ladrillo con varillas de acero de refuerzo horizontal y vertical.

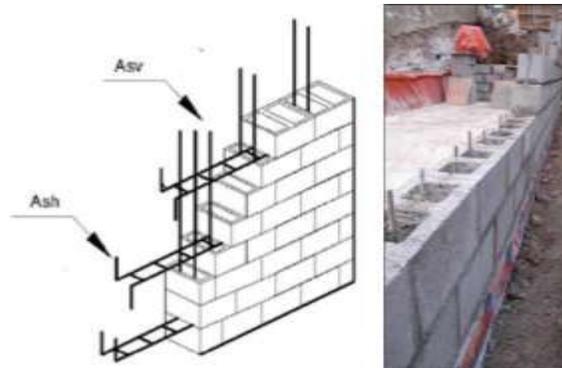


Figura 115: Tipo de sistema estructural: Mampostería reforzada (RM).

Mixta acero-hormigón o mixta madera hormigón (MX): Combinación de elementos estructurales, vigas y columnas de diferentes materiales.



Figura 116: **Tipo de sistema estructural: Mixta acero-hormigón o mixta madera hormigón (MX).**

Pórticos de hormigón armado (C1): Elementos estructurales vigas y columnas de hormigón armado.



Figura 117: **Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado (C1).**

Pórticos de Hormigón Armado con muros estructurales (C2): Elementos estructurales vigas, columnas y muros estructurales de hormigón armado a todo lo alto de la edificación.



Figura 118: **Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado con muros estructurales (C2).**

Pórticos de hormigón armado con mampostería confinada sin refuerzo (C3): Elementos estructurales vigas y columnas de hormigón armado y muros portantes de mampostería sin varillas de acero.



Figura 119: Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado con mampostería confinada sin refuerzo (C3).

Hormigón armado prefabricado (PC): Paneles portantes de hormigón armado prefabricado o elementos estructurales vigas y columnas de hormigón armado, prefabricadas y ensambladas en obra.

Las conexiones mal diseñadas en este sistema pueden fallar.



Figura 120: Tipo de sistema estructural: Hormigón armado prefabricado (PC).

Pórtico acero laminado (S1): Elementos vigas y columnas conformadas por perfiles estructurales laminados en caliente o secciones armadas de placas laminadas en caliente.

Las fallas más comunes frente a un sismo se producen en sus conexiones.

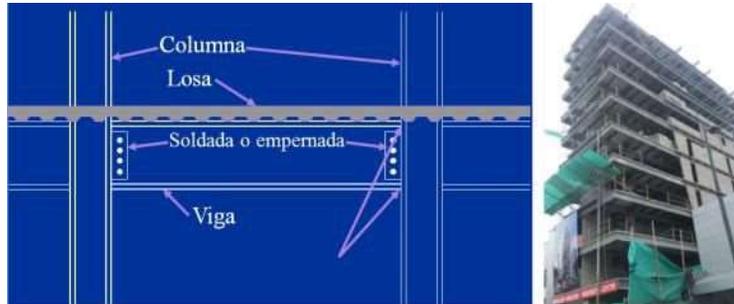


Figura 121: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero laminado (S1).

Pórtico de acero laminado con diagonales (S2): Pórtico de acero laminado en caliente y diagonales rigidizadoras de acero a todo lo alto de la edificación.

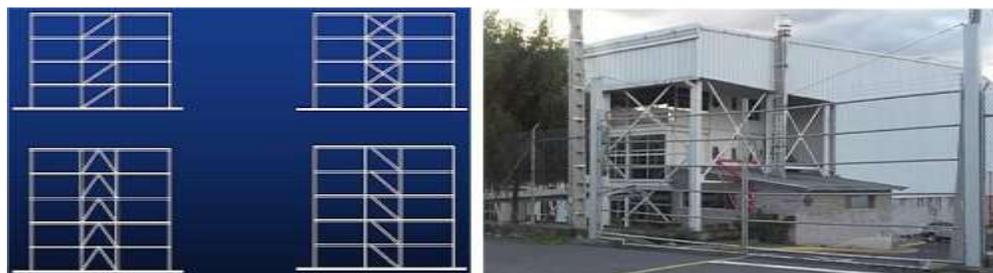


Figura 122: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero laminado con diagonales (S2).

Pórtico de acero doblado en frío (S3): Elementos vigas y columnas conformadas por secciones de acero de lámina delgada doblada en frío.



Figura 123: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero doblado en frío (S3).

Pórtico de acero laminado con muros estructurales de hormigón armado (S4): Pórticos de acero laminado en caliente con muros estructurales de hormigón armado a todo lo alto de la edificación.

Las cargas laterales son resistidas por los muros que por lo general, se ubican en el cajón de ascensores y gradas.



Figura 124: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero doblado en frío (S3).

Pórticos de acero con paredes de mampostería (S5): Pórticos de acero laminado en caliente con paredes divisorias de mampostería de bloque de hormigón.



Figura 125: Tipo de sistema estructural: Pórtico de acero con paredes de mampostería (S5).

5.3.6 Modificadores:

Se llaman modificadores a los principales factores que afectan significativamente el rendimiento de la edificación en estudio. Cada uno de estos modificadores tienen un valor y dependen del tipo de estructura, como se puede observar en la Figura 126.

Si un modificador no aplica a un determinado tipo de sistema estructural, el valor se representa con N/A que indica no aplicable.

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8

Figura 126: Modificadores

A continuación se presenta las descripciones de cada uno de los modificadores que se usará en la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

5.3.6.1 Altura de la edificación:

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN

Baja altura (menor a 4 pisos)

Mediana altura (4 a 7 pisos)

Gran altura (mayor a 7 pisos)

Figura 127: Modificadores: Altura de la edificación

Baja altura (menor a 4 pisos): No se considera que las edificaciones de 1 a 3 pisos generen grandes riesgos frente a un sismo leve. Es por esto que el valor es cero en todos los tipos de sistema estructural.

Mediana altura (4 a 7 pisos): si la edificación tiene de 4 a 7 pisos se considera de mediana altura. Se marcará con un círculo al valor de este modificador.

Gran altura (mayor a 7 pisos): si la edificación tiene 8 pisos o más se considera de gran altura. Se marcará con un círculo al valor de este modificador.

5.3.6.2 Irregularidad de la edificación:



Figura 128: Modificadores: Irregularidades de la edificación

Irregularidad vertical:

A continuación se presentan irregularidades en elevación que se deben marcar en el formulario.

Irregularidad geométrica: la edificación es irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, excepto en el caso de los altillos de un solo piso ($a > 1.3b$)

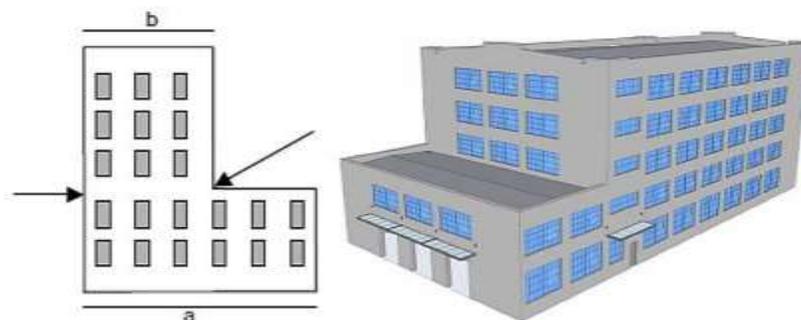


Figura 129: Irregularidad vertical: Irregularidad geométrica

Irregularidad por ubicación: si la edificación se encuentra en una colina empinada, tal que a lo largo de la pendiente exista al menos un piso de altura.

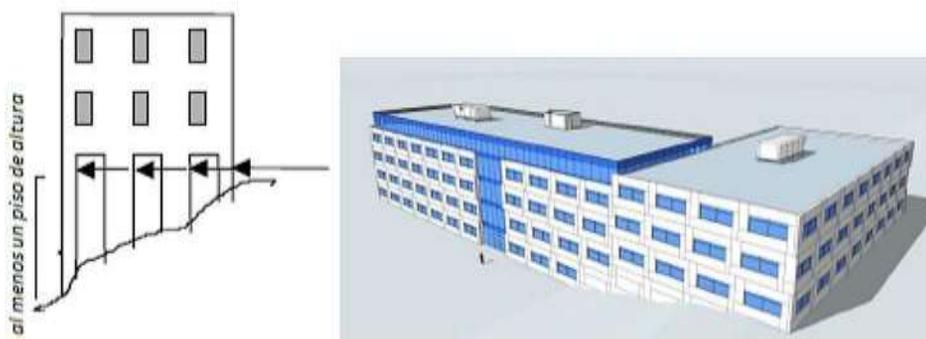


Figura 130: **Irregularidad vertical: Irregularidad por ubicación**

Piso débil: si la rigidez de un piso es drásticamente menor que la mayoría de los demás pisos. Disminución en mampostería portante o muros estructurales.

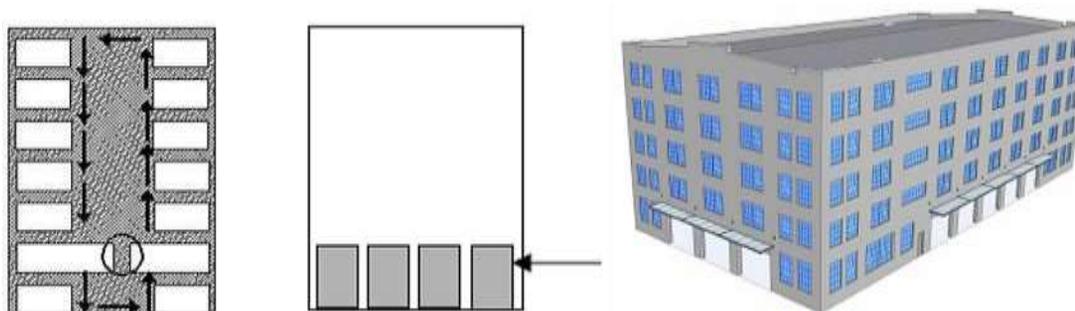


Figura 131: **Irregularidad vertical: Piso débil**

Columna corta o larga: si la edificación presenta columnas cortas o demasiado largas (comúnmente en mazzanines).

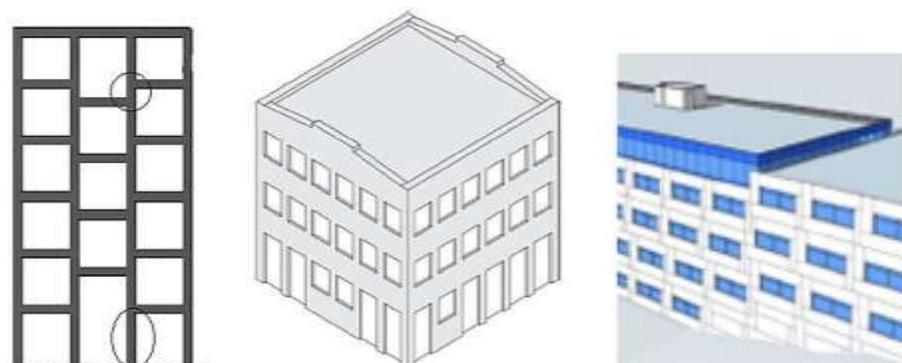


Figura 132: **Irregularidad vertical: Columna corta o larga**

Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas: la estructura de la edificación es irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales y estos desplazamientos son más grandes que la dimensión horizontal del elemento.

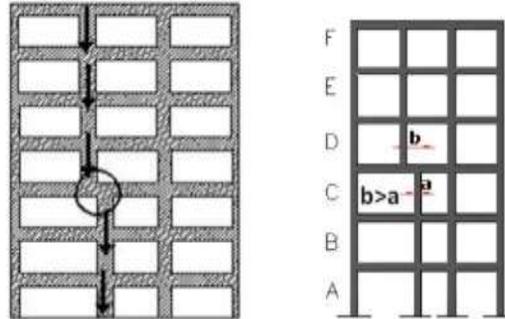


Figura 133: Irregularidad vertical: ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas

Distribución de masa: la estructura de la edificación es irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

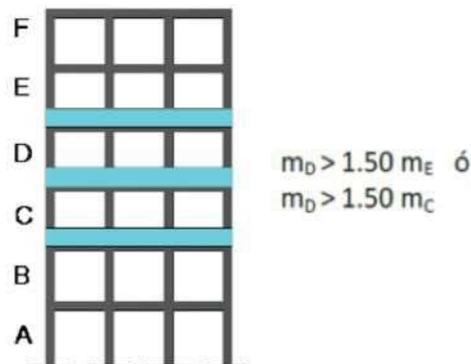


Figura 134: Irregularidad vertical: distribución de masa

Piso flexible: la estructura de la edificación es irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menos que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores

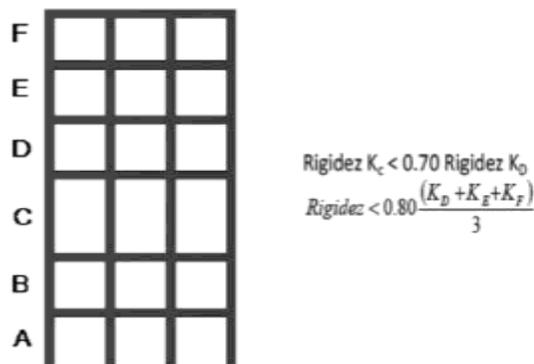


Figura 135: Irregularidad vertical: piso flexible

Adiciones: la estructura de la edificación es irregular cuando existen adiciones, fuera del diseño original, de un piso o más.



Figura 136: **Irregularidad vertical: adiciones**

Irregularidad en planta:

A continuación se presentan irregularidades en planta que se deben marcar en el formulario.

Forma: la estructura de la edificación es irregular cuando su configuración en planta presenta las formas L, T, I, U E, o forma de cruz, sin juntas de construcción.

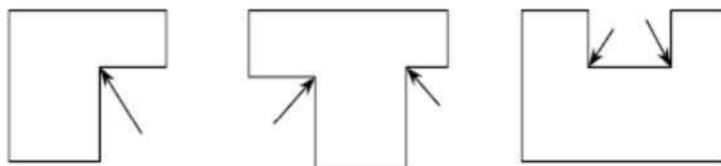


Figura 137: **Irregularidad en planta: configuración en planta**

Discontinuidades en el sistema de piso: la estructura de la edificación es irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, causadas por aberturas, entrantes o huecos con áreas mayores al 50% del área total del piso.

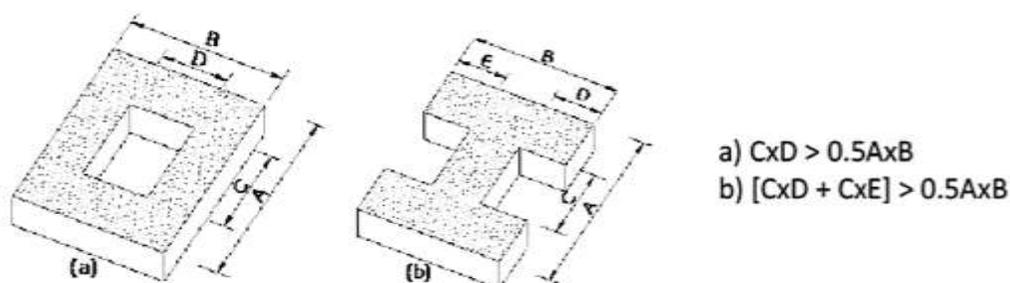




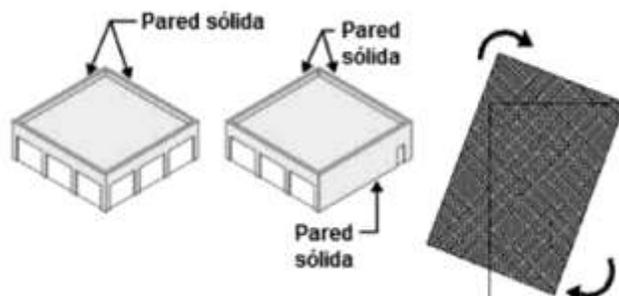
Figura 138: Irregularidad en planta: Discontinuidades en el sistema de piso

Ejes estructurales no paralelos: la estructura de la edificación es irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Figura 139: Irregularidad en planta: ejes estructurales no paralelos

Torsional: la estructura de la edificación es irregular cuando presenta buena resistencia lateral en una dirección pero en la otra no o si existe rigidez excéntrica en planta; o cuando su centro de rigidez no coincide con su centro de masa



El primer código de construcción ecuatoriano que describe un proceso de estimación de fuerzas laterales y requisitos de diseño sísmico, se estableció en 1977, después de la publicación del Código Americano UBC 1974.

Años más tarde, después de colapsos y daños en las edificaciones, sufridos a causa del terremoto de magnitud 7.1 ocurrido en Bahía de Caráquez, en la costa norte de Ecuador, se introdujo en el año 2001, el primer mapa de zonificación sísmica de Ecuador en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2001), después de aplicar los principios sismológicos adecuados y conocimientos de ingeniería sísmica disponibles en ese momento en todo el mundo.

La versión del código del año 2001 incluye una serie de requisitos de diseño y modelado, similares al código americano UBC 1997. Por lo tanto, 2001 podría ser considerado como año de referencia del diseño sísmico en Ecuador.

Hoy en día, se encuentra aprobado la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, a la cual se considera como un código mejorado, con respecto al diseño sismo-resistente de estructuras.

Por lo tanto, es razonable considerar que los edificios construidos antes de 1977 tendrán una resistencia sísmica inaceptable. Por el contrario, todos los edificios construidos después de 2001, se podrían considerar que tienen un diseño sismo-resistente adecuado.

Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción: se utilizará este modificador cuando una edificación haya sido construida antes de 1977 (primer código ecuatoriano), o cuando la edificación muestre señales que se la construyó sin un profesional a cargo.

Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001): se utilizará este modificador cuando una edificación haya sido construida entre los años de 1977 y 2001.

Post código moderno (construido a partir de 2001): se utilizará este modificador cuando una edificación haya sido construida después del 2001, año de referencia del diseño sísmico en Ecuador

5.3.6.4 Tipo de suelo:

TIPO DE SUELO	MODIFICADOR
Tipo de suelo C	0.8
Tipo de suelo D	0.5
Tipo de suelo E	0.3

El formulario de datos sísmicos muestra una sección titulada 'TIPO DE SUELO' con un campo de texto que contiene el valor 'C'. Una flecha roja apunta desde este campo hacia el cuadro de la tabla de modificadores de tipo de suelo.

Figura 143: **Modificadores: Tipo de suelo**

El modificador tipo de suelo del formulario presenta tres tipos de suelo para calificar a una estructura (C, D y E), a pesar que la NEC 2015 especifica 6 tipos de suelo.

Las edificaciones cimentadas en suelos tipo A y B, no se consideran que puedan ser afectadas significativamente frente a un sismo.

Como se puede observar, no hay ningún modificador para tipo de suelo F, ya que las edificaciones cimentadas en este tipo de suelo, no puede ser evaluadas eficazmente por este procedimiento de evaluación visual rápida. Se requerirá de un ingeniero geotécnico para verificar este tipo de suelo F y un ingeniero con experiencia en evaluación de construcciones mediante este proceso.

Es importante mencionar que si la edificación tiene un sistema de pilotaje en su cimentación, la edificación podrá ser calificada con un tipo de suelo “mejorado”. Por ejemplo, si la estructura está construida sobre un tipo de suelo E, según los mapas de caracterización de suelos, y tiene pilotes como cimentación, se podrá calificar en el formulario de evaluación como suelo tipo D.

A continuación se mencionarán las características de cada tipo de suelo que se presenta como modificador en el formulario, y que se encuentran en la NEC 2015.

Tipo de suelo C: perfiles de suelos muy densos o roca blanda, con velocidad de onda cortante de suelo entre 360 y 760 m/s ($360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$) ó con suelos que cumplan con cualquiera de estos dos criterios: número medio de golpes del ensayo de penetración estándar mayor o igual a 50 ($N \geq 50$) y la resistencia al corte no drenado sea mayor o igual a 100 kPa ($S_u \geq 100$).

Tipo de suelo D: perfiles de suelos rígidos, con velocidad de onda cortante de suelo mayores o iguales que 180 m/s pero menores que 360 m/s ($360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$) ó con suelos que cumplan con cualquiera de estas dos condiciones: número medio de golpes del ensayo de penetración estándar mayores o iguales a 15 pero menores que 50 ($50 > N \geq 15$) y la resistencia al corte no drenado sea mayor o igual a 50 kPa pero menor a 100 kPa ($100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$).

Tipo de suelo E: perfiles con velocidad de onda cortante de suelo menores a 180 m/s ($V_s < 180 \text{ m/s}$) ó perfiles que contienen un espesor total H mayor a 3 metros de arcillas blandas con: índice de plasticidad mayor a 20 ($IP > 20$), contenido de agua mayor o igual al 40% ($w \geq 40\%$) y resistencia al corte no drenado menor a 50 kPa ($S_u < 50 \text{ kPa}$).

5.3.7 Puntaje final, S y Grado de vulnerabilidad sísmica:

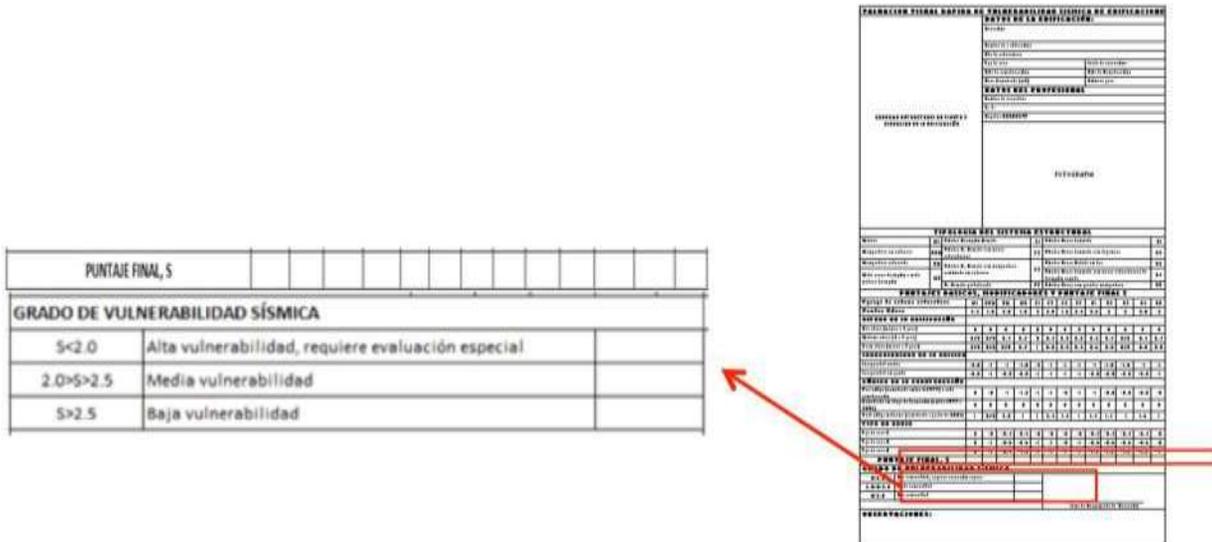


Figura 144: Puntaje final, S y Grado de vulnerabilidad sísmica

El puntaje estructural final, S, para una edificación, se determina mediante la suma y/o resta de los valores de los modificadores antes explicados. Una vez obtenido el puntaje final S, el evaluador deberá marcar con una X o visto el grado de vulnerabilidad de la estructura. Si S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si resultado S esta entre 2 y 2.5 se considera una edificación de vulnerabilidad media y si el puntaje final S es menor a 2, entonces será una estructura de alta vulnerabilidad y requerirá una evaluación especial, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural.

Fundamentalmente, el puntaje final S, es una estimación o probabilidad de que la edificación colapsará si se produce un evento sísmico. Esta estimación se basa en los modificadores antes mencionados y en la habilidad del profesional a cargo de la evaluación para tomar los datos correctos; por lo tanto es una calificación de vulnerabilidad frente a eventos sísmicos aproximada.

Por ejemplo, una puntaje $S = 2$ implica que hay una probabilidad de 1 en , 1 en 100 de que la edificación se derrumbe.

Además, como se indicó anteriormente, si por algún motivo, no se puede determinar la tipología de la estructura, y el acceso a la edificación es imposible, el evaluador deberá eliminar aquellos sistemas estructurales que sean imposibles para la estructura en estudio y calificar las posibles opciones que quedan. El resultado final, S, que se considere será el de menor valor y se marcará el grado de vulnerabilidad de la estructura.

5.3.8 Observaciones:

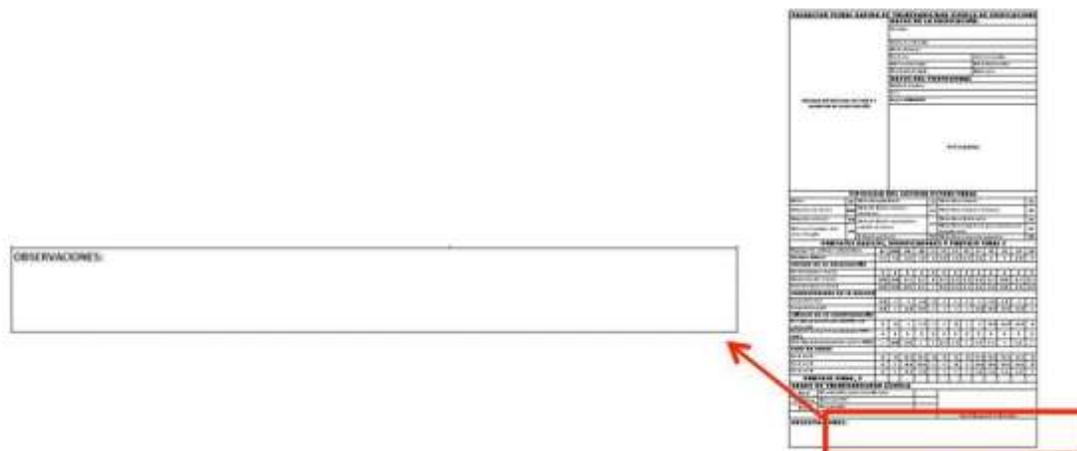


Figura 145: **Observaciones.**

Esta última parte del formulario es para registrar observaciones que el evaluador desee hacer con respecto a la construcción, uso, condición, circunstancias inusuales que presente la edificación o algún detalle importante que se crea necesario mencionar.

Este procedimiento de evaluación visual rápida que se presenta en esta guía, es una detección preliminar de muchas fases que puede tener el identificar a los edificios que son vulnerables frente a un sismo.

Las edificaciones identificadas como vulnerables mediante este proceso de evaluación, deberán ser analizadas con mayor detalle por un ingeniero especialista en diseño sísmico.

Además de identificar potencialmente a las edificaciones sísmicamente vulnerables, los resultados de este proceso de evaluación también podrían servir para otros fines como: diseño de programas de mitigación de riesgos sísmicos para un barrio, ciudad etc., inventarios de edificaciones para posibles rehabilitaciones, planes de emergencia durante y después de un evento sísmico etc.

5.4 Ejemplos de evaluaciones sísmicas simplificadas de estructuras existentes

A continuación se presentan dos ejemplos de edificaciones analizadas por este proceso de evaluación visual rápida, una en la ciudad de Quito y otra en la ciudad de Guayaquil.

Ejemplo 1: Edificio Mykonos, PH

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES													
					DATOS DE LA EDIFICACIÓN: Dirección: República del Salvador N35-167 y Suecia, Quito Nombre de la edificación: Edificio Mykonos, PH Sitio de referencia: Cerca del Hotel Sheraton Tipo de uso: Residencial. Fecha de evaluación: 2013-06-14 Año de construcción: 1996. Año de remodelación: N/A Área Construida (m ²): 5061.84 m ² . Número pisos: 12 DATOS DEL PROFESIONAL: Nombre del evaluador: Dr. Fabricio Yopez, Ph.D. C. I. 1717171717 Registro SENESCYT 1010-10-1010101								
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado			C1	Pórtico Acero Laminado						S1	
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales			C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales						S2	
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo			C3	Pórtico Acero Doblado en frío						S3	
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado			PC	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado						S4	
						Pórtico Acero con paredes mampostería						S5	
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJEFINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S						3.00							
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2.0<S<2.5	Media vulnerabilidad												
S>2.5	Baja vulnerabilidad												
						X FY Firma responsable de evaluación							
OBSERVACIONES:													
El edificio tiene 2 subsuelos utilizados como estacionamientos y bodegas. Muros estructurales no están simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, en ambas direcciones. No existe riesgo de elementos no estructurales en caso de sismo. El edificio no necesita una revisión especial.													

Figura 146: Evaluación pre-evento de edificio ubicado en la ciudad de Quito

Este primer ejemplo, muestra una evaluación visual rápida del Edificio Mykonos (Penthouse), ubicado en la ciudad de Quito. Los datos de la edificación y del evaluador se pueden ver con más claridad en la Figura 147.

DATOS DE LA EDIFICACIÓN:	
Dirección: República del Salvador N35-167 y Suecia, Quito	
Nombre de la edificación: Edificio Mykonos, PH	
Sitio de referencia: Cerca del Hotel Sheraton	
Tipo de uso: Residencial.	Fecha de evaluación: 2013-06-14
Año de construcción: 1996	Año de Remodelación: N/A
Área Construida (m2) 5061.84 m2	Número pisos 12
DATOS DEL PROFESIONAL	
Nombre del evaluador: Dr. Fabricio Yepez, Ph.D.	
C. I. 17171717	
Registro SENESCYT 1010-10-1010101	

Figura 147: **Ejemplo 1: Datos de la edificación y profesional.**

Como se puede observar en la Figura 146, la fotografía del edificio es de la parte frontal (entrada principal) y el esquema de la edificación en planta cuenta con las dimensiones que permiten obtener el área de la edificación.

Tipología del sistema estructural.

Seguidamente, se identificó el tipo sistema estructural, para esto, se pudo ingresar a los subsuelos donde se constató que se trataba de pórticos de hormigón armado con muros estructurales (C2) tomando un puntaje básico de 2.8.



Figura 148: **Ejemplo 1: Tipología del sistema estructural.**

Luego se procedió a señalar, mediante una circunferencia, los valores de cada uno de los modificadores que intervienen en este edificio:

Altura del edificio:

En la Figura 148 se puede observar que la edificación tiene 12 pisos por lo que se considera de gran altura (mayor a 7 pisos), entonces se señala el valor 0.8.

Código de construcción:

Mediante una recopilación de datos, realizados en la visita de campo, se pudo constatar que el año

en el que se terminó de construir el edificio fue en 1996, entonces se construyó en una etapa de transición (entre 1977 y 2001) por lo que toma un valor de 0.

Tipo de suelo:

La Figura 149 muestra una caracterización de los suelos en la ciudad de Quito con extensas zonas de tipo de suelo duro y medio.

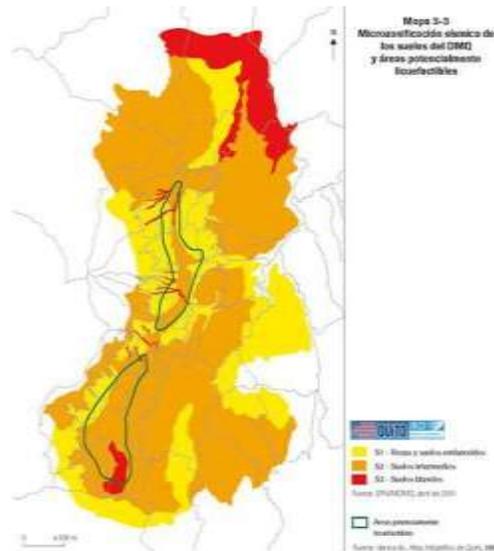


Figura 149: **Ejemplo 1: Caracterización de los suelos en Quito.**

Mediante el programa SISQuito 1.2, el cual genera espectros de respuesta para una ubicación específica (dadas sus coordenadas), se obtuvo el espectro de respuesta de aceleración del sitio donde está construido el edificio Mykonos y se lo comparó con los espectros que presenta la NEC 2015; la Figura 150 muestra esta comparación.

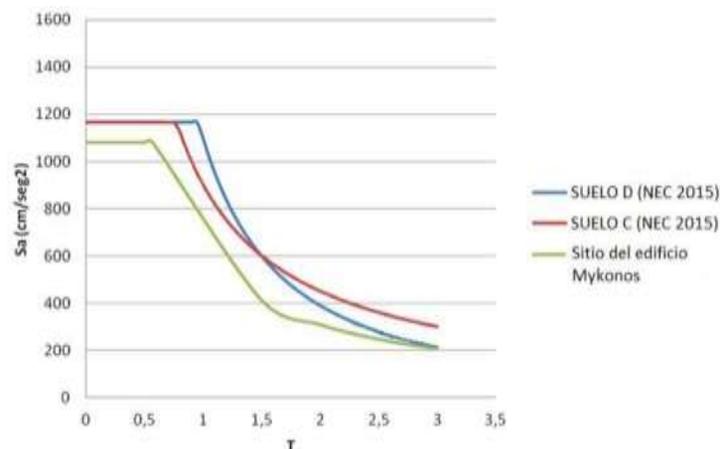


Figura 150: **Ejemplo 1: Espectros generados en SISQuito 1.2 vs. Espectros NEC 2015**

Tras el análisis, la aplicación de conocimientos y experiencia en la construcción en el área se determina el tipo de suelo D para el lugar donde el Edificio Mykonos está cimentado, tomando un valor de -0.6.

Puntaje final y grado de vulnerabilidad sísmica

Como muestra la Figura 146, el puntaje final de la edificación fue 3, el cual nos indica que la edificación tiene un grado de vulnerabilidad bajo frente a un evento sísmico.

Ejemplo 2: Edificio Agripac, piso 5

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
				DATOS DE LA EDIFICACIÓN: Dirección: Avenida Vicente Rocafuerte y Orellana, Guayaquil Nombre de la edificación: Edificio Agripac, piso 5. Sitio de referencia: Tipo de uso: Oficina. Fecha de evaluación: 2013-06-17 Año de construcción: 1955. Año de Remodelación: N/A Área Construida (m2): 1060.90 m2. Número pisos: 5 DATOS DEL PROFESIONAL Nombre del evaluador: Dr. Fabricio Yepez, Ph.D. C.I.: 1712171217 Registro SENESCYT: 1010-10-1010101										
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado			C1	Pórtico Acero Laminado			S1					
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales			C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales			S2					
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo			C3	Pórtico Acero Doblado en frío			S3					
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX									Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado			S4	
		H. Armado prefabricado			PC	Pórtico Acero con paredes mampostería			S5					
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	0.4	0
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.5	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	0.8	0
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	
Irregularidad en planta	-0.3	-0.5	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S	0.50													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial			X										
2.0<S<2.5	Media vulnerabilidad													
S>2.5	Baja vulnerabilidad													
_____ FY Firma responsable de evaluación														
OBSERVACIONES: El edificio esta situado en suelo tipo F (suelo con condiciones especiales), pero debido a su sistema de cimentación (pilotes), se eligió el tipo de suelo E No existe riesgo de elementos no estructurales en caso de sismo. El edificio necesita una revisión especial.														

Figura 151: Evaluación pre-evento de edificio ubicado en la ciudad de Guayaquil

Este segundo ejemplo, muestra una evaluación visual rápida del Edificio Agripac (piso 5), ubicado en la ciudad de Guayaquil. Los datos de la edificación y del evaluador se pueden ver con más claridad en la Figura 152.

DATOS DE LA EDIFICACIÓN:	
Dirección: Avenida Vicente Rocafuerte y Orellana, Guayaquil	
Nombre de la edificación: Edificio Agripac, piso 5.	
Sitio de referencia:	
Tipo de uso: Oficina.	Fecha de evaluación: 2013-06-17
Año de construcción: 1955	Año de Remodelación: N/A
Área Construida (m ²) 1060.90 m ²	Número pisos 5
DATOS DEL PROFESIONAL	
Nombre del evaluador: Dr. Fabricio Yopez, Ph.D.	
C. I. 1717171717	
Registro SENESCYT 1010-10-1010101	

Figura 152: **Ejemplo 2: Datos de la edificación y profesional.**

Como se puede observar en la Figura 151, la fotografía del edificio es de la parte frontal (entrada principal) y el esquema de la edificación en planta cuenta con las dimensiones que permiten obtener el área de la edificación.

Tipología del sistema estructural.

Seguidamente, se identificó el tipo sistema estructural, para esto, se pudo ingresar a la edificación donde se constató que se trataba de un sistema de pórticos de hormigón armado (C1) tomando un puntaje básico de 2.5.



Figura 153: **Ejemplo 2: Tipología del sistema estructural**

Luego se procedió a señalar, mediante una circunferencia, los valores de cada uno de los modificadores que intervienen en este edificio:

Altura del edificio:

En la Figura 153 se puede observar que la edificación tiene 5 pisos por lo que se considera de mediana altura (4 a 7 pisos), entonces se señala el valor de 0.4.

Código de construcción:

Mediante una recopilación de datos, realizados en la visita de campo, se pudo constatar que el año en el que se terminó de construir el edificio fue en 1955, entonces se construyó antes de 1977 (pre-código) por lo que toma un valor de -1.2.

Tipo de suelo:

Las condiciones de suelo que presenta Guayaquil son más bajas que en Quito. La Figura 154 muestra los tipos de suelo de Guayaquil, definidos en un proyecto de microzonificación sísmica (Vera et. Al., 2006).

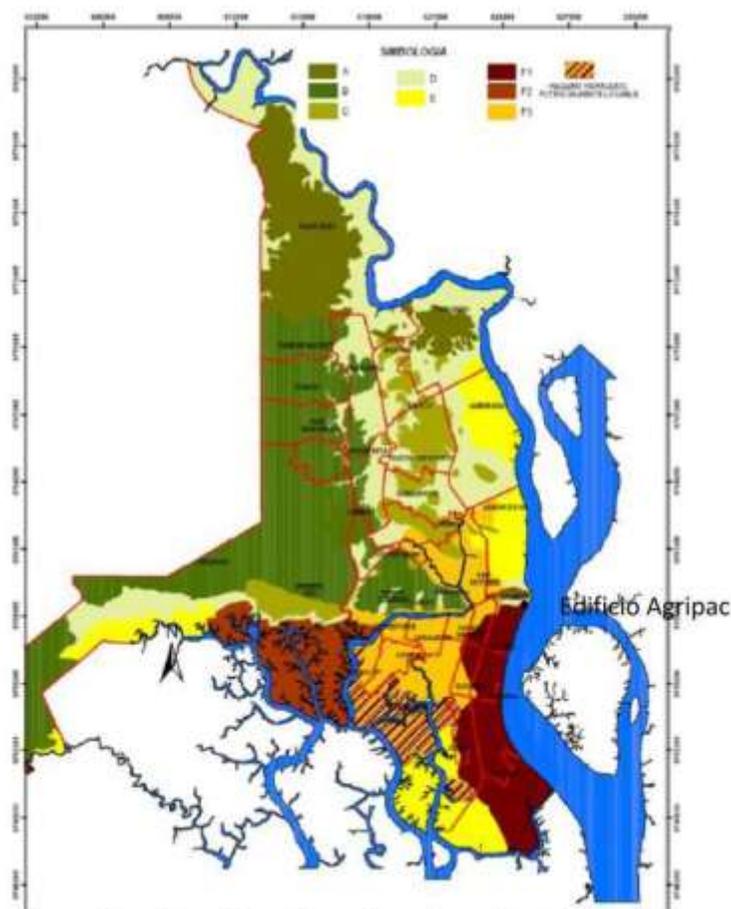


Figura 154: **Ejemplo 2: Tipos de suelo de Guayaquil** (Vera et. al., 2006).

En esta Figura 154 también se puede observar la posición del edificio Agripac (suelo tipo F), pero debido a la utilización de pilotes en su sistema de cimentación se escogió el tipo de suelo E, tomando un valor de -1.2.

Puntaje final y grado de vulnerabilidad sísmica

Como muestra la Figura 151, el puntaje final de la edificación fue 0.5, el cual nos indica que la edificación tiene un alto grado de vulnerabilidad frente a un evento sísmico y necesita un estudio más detallado con un ingeniero experto en diseño sísmico.

5.5 Inspección y Evaluación Rápida de Estructuras Post-Evento

5.5.1 Importancia

Un sismo puede causar afectaciones severas en edificaciones de todo tipo. Éstas pueden presentar daños en elementos estructurales y/o arquitectónicos como: mamposterías, revestimientos de vidrio, cubiertas, etc., los cuales incluso pueden llegar a desprenderse y caer. Por lo tanto, si no se verifica rápidamente la usabilidad de las estructuras luego del evento, se puede comprometer la integridad de los habitantes de las edificaciones afectadas que continúan en uso. Por esta razón, con el objeto de evitar daños mayores, se considera necesario que, inmediatamente después del sismo, se realice una evaluación rápida del nivel de riesgo de todas las edificaciones que han sufrido algún daño. Incluso, después de la ocurrencia de un evento sísmico de moderada o gran magnitud, es muy probable que se produzcan réplicas, cuestión que puede incrementar el nivel de daño de las construcciones. Por lo tanto, verificar el estado de las edificaciones afectadas y categorizarlas en función de su nivel de riesgo, es imprescindible.

La planificación y organización básica para la inspección y evaluación rápida de estructuras post-evento debe llevarse a cabo como parte del plan de contingencias de cada localidad. Las entidades y autoridades gubernamentales deben garantizar que dicha inspección forme parte de su plan emergente y se lleve a cabo en el menor tiempo posible luego de que se presente un evento sísmico de gran magnitud.

5.5.2 Objetivos y alcance

El objetivo de la evaluación rápida es inspeccionar en un corto tiempo y de manera sencilla y eficiente las edificaciones afectadas en el área de impacto de un sismo, de tal manera que se pueda definir las condiciones de daño de las edificaciones y la seguridad de las mismas después del evento. Los principales elementos de la metodología y procedimiento de evaluación post-evento son la clasificación de los daños y la definición de las posibilidades de uso de las edificaciones que sufrieron daños.

Con la aplicación de esta guía, los inspectores estarán en la capacidad de emitir un criterio rápido en cuanto a la seguridad de las edificaciones. Adicionalmente, junto con el ordenamiento y registro de esta información, las entidades gubernamentales podrán identificar aquellas edificaciones que pueden tener un uso normal, las que son obviamente inseguras y las que deben tener un uso restringido por la presencia de elementos arquitectónicos o estructurales que amenacen la vida de los ocupantes en algún sector de las edificaciones.

De este modo, los equipos de rescate, Policía Nacional, Cuerpo de Bomberos, entre otras entidades, podrán dirigir los recursos de ayuda y prevención hacia las zonas y edificaciones que requieran prioridad.

5.5.3 Requerimientos del personal para inspección y evaluación rápida de estructuras post-evento

El personal designado para la inspección debe estar capacitado para el manejo del formulario de evaluación rápida que se presenta más adelante, tener en claro los criterios de evaluación y conocer

los lineamientos básicos de seguridad personal y manejo de riesgos para el momento del procedimiento de inspección. De esta forma, los potenciales evaluadores estarán plenamente preparados para el momento que ocurra un evento sísmico. El objetivo de este tipo de preparación es que el personal no capacitado en áreas de ingeniería o arquitectura pueda realizar una inspección con eficacia y establecer de manera rápida el tipo de señalización que requiere cada estructura evaluada.

A pesar de que las personas más idóneas para realizar la labor de inspección son profesionales con título de ingeniero civil o arquitecto, que tengan experiencia en diseño estructural o construcción, como se mencionó con anterioridad, en el momento de un terremoto suele existir una cantidad limitada de profesionales con esta formación. Dado que el número de edificaciones afectadas podrían contarse por cientos, existe la posibilidad de requerir personal que ejecute labores de inspección y que no necesariamente tenga experiencia en las ramas profesionales mencionadas.

Para llevar a cabo las operaciones de evaluación, es necesario contar con la mayor cantidad de información disponible sobre la edificación a inspeccionarse. Se asume que la distribución del material necesario para la inspección como formularios, pancartas de inspección, y demás elementos, va a ser provisto por los coordinadores o supervisores de la localidad, establecidos en el plan de contingencia correspondiente.

Los materiales y elementos necesarios para llevar a cabo la evaluación son los siguientes:

- Guía para inspección y evaluación rápida de estructuras post-evento
- Planos de la zona a evaluar
- Formularios de inspección
- Pancartas de inspección
- Cinta “Peligro” para restringir el acceso a áreas potencialmente peligrosas
- Libreta de notas
- Bolígrafos
- Linterna y baterías
- Flexómetro y nivel
- Cámara fotográfica
- Teléfono móvil
- Contactos del personal de gestión de riesgos y desastres naturales

Artículos de uso personal

- Identificación personal
- Identificación de inspección
- Casco de seguridad
- Botas
- Gafas de protección

5.5.4 Procedimiento de Inspección

Debido a que el método de evaluación rápida fue diseñado para encontrar en corto tiempo los daños severos en una estructura y para aprovechar el poco personal capacitado disponible después de un evento sísmico, las evaluaciones son generalmente **limitadas** y **breves**. Los inspectores calificados tienen la obligación de observar y determinar las posibles fallas estructurales, fallas de suelo (deslizamientos, asentamientos) y cualquier tipo de condición que amenace la integridad de la estructura y la vida de sus ocupantes.

Los pasos de inspección se encuentran resumidos en la Tabla 13, seguido de ejemplos de su implementación.

Tabla 13: Procesos de Inspección para Evaluación Rápida	
PASOS	PROCEDIMIENTO
1	Examinar toda la parte exterior de la estructura. Identificar cualquier peligro potencial que pueda comprometer la salud y la vida de los ocupantes e inspectores de estructuras post-evento.
2	Examinar el suelo y pavimento en búsqueda de fisuras, asentamientos o cualquier señal de movimiento de tierra alrededor del área de la estructura.
3	Entrar a la edificación solamente cuando la estructura no pueda ser visualizada totalmente desde el exterior y/o cuando existen sospechas de problemas no estructurales (Ej. Techos o paredes dañadas). Ver más abajo la sección “Guías para Entrar en Edificaciones”. Nunca entrar directamente a estructuras afectadas.
4	Evaluar la estructura utilizando los seis criterios descritos en la Tabla 14. Completar la Evaluación Rápida detallada en la Figura 158. Asegurar que las salidas de emergencia puedan ser usadas y se encuentran libres. Si tiene dudas es preferible esperar y realizar una Evaluación Detallada. Detallar todas las restricciones que se deben aplicar a la estructura en el formato de la Evaluación Rápida.
5	Señalizar la estructura acorde a los resultados de la evaluación. Utilizar una de las tres señales de pancarta (INSPECCIONADA, USO RESTRINGIDO o INSEGURO), mostradas en la Figura 192. Detallar en la pancarta de señalización si la inspección es “exterior” o “exterior e interior” poniendo un visto en el espacio correspondiente. Señalar todas las entradas clasificadas como USO RESTRINGIDO o INSEGURO (excepto edificaciones unifamiliares).
6	Si es posible, se recomienda explicar a los inquilinos/habitantes el significado de las señales de pancarta de USO RESTRINGIDO o INSEGURO. Es necesario comentarles que deben salir y alejarse inmediatamente de las estructuras inseguras, y que no es necesario crear pánico. Las áreas restringidas también deben ser evacuadas.

5.5.4.1 Paso 1: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:

En este paso se debe examinar toda la parte exterior de la estructura de modo que se pueda identificar todos los peligros potenciales para los ocupantes e inspectores de estructuras post-evento. Para este ejemplo, considere la siguiente imagen:



Figura 155: Vista externa de una estructura. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.

De acuerdo a la Figura 155 El inspector y evaluador de estructuras post-evento deberían identificar los siguientes elementos que pueden poner en riesgo al personal.

- Parte de la mampostería de hormigón en la fachada podría llegar a caer en cualquier momento.
- En la segunda planta existe una ventana en el piso con vidrios rotos.
- Pedazos de hormigón colgando sobre la segunda planta.
- En la cubierta existen barandas que por acción del viento podrían llegar a caer.

El inspector debe identificar y tener en cuenta estos peligros para precautelar su integridad y realizar una evaluación segura.

5.5.4.2 Paso 2: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:

En este paso se debe examinar el suelo y el pavimento en búsqueda de fisuras, asentamientos o cualquier señal de movimiento de tierra alrededor del área de la estructura. Se deben identificar todos los peligros potenciales para los ocupantes e inspectores de estructuras post-evento. Para este ejemplo, considere la siguiente imagen:



a) Hundimiento de columna



b) Grietas en el suelo

Figura 156: Movimientos de suelo y fisuras. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.

De acuerdo a la Figura 156 a). El inspector y evaluador de estructuras post-evento debería identificar los siguientes elementos que pueden poner en riesgo al personal.

- Se observa un movimiento del suelo que provoca que la columna sufra un hundimiento moderado.

De acuerdo a la Figura 156 b):

- Se observa grietas sobre el camino hacia las viviendas, los inspectores deben tener precaución al movilizarse por estas áreas.

Los mencionados constituyen algunos de los peligros que el inspector debe identificar y tener en cuenta para precautelar su integridad y realizar la evaluación segura.

5.5.4.3 Paso 3: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:

En este paso, se acota que el inspector está capacitado a entrar a la edificación solamente en los siguientes casos: la estructura no puede ser visualizada totalmente desde el exterior y/o cuando existen sospechas de problemas no estructurales (Ej. Techos o paredes dañadas). Adicionalmente, el inspector tiene la obligación de respetar los lineamientos del apartado “Guías para Entrar en Edificaciones” desarrollado en las siguientes secciones de este documento. Tenga en cuenta que **nunca debe entrar directamente a estructuras afectadas**, su vida corre peligro, la intención de esta labor es minimizar el número de pérdidas humanas luego de un evento sísmico.

Para este ejemplo, considere la siguiente imagen:



Figura 157: **Vista desde el interior de una edificación. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**

Para la imagen considerada, estos serían algunos de los peligros que el inspector debe identificar y tener en cuenta para precautelar su integridad y realizar la evaluación segura.

- Se observa que el recubrimiento de la mampostería se está desprendiendo.
- Existe una fisura diagonal en la pared.

Nota: El inspector también debe fijarse en los componentes estructurales, sea vigas, columnas, nudos, etc.

5.5.4.4 Paso 4: Instrucciones detalladas y ejemplos gráficos:

En este paso se documentará los criterios que provienen de la inspección en la evaluación rápida de estructuras post-evento. Los evaluadores deben completar el “Formulario de Evaluación Rápida”, detallado en la Figura 158. Adaptación del formulario de ATC-20.

Formulario de Evaluación Rápida

Inspección

Nombre Inspector/ CI: _____ Fecha, Hora y Lugar de la inspección: _____ AM PM
 Afiliación: _____ Áreas Inspeccionadas: Solo Exterior Exterior e Interior

Descripción de la Edificación

Nombre de la edificación: _____

Dirección: _____

Número de contacto celular de la edificación: _____

Número de pisos sobre el suelo: _____ Subsuelos: _____

Área en planta (m2 o ft2): _____

Número de residencias habitadas: _____

Número de residencias no habitadas: _____

Tipo de Construcción

- Estructura de maderas Estructura con muros de hormigón
 Estructura mística Mampostería sin Refuerzo Estructural
 Estructura modular prefabricada Mampostería con Refuerzo Estructural
 Estructura de hormigón Otros _____

Tipo de Ocupación

- Familiar Comercial Gubernamental
 Otro tipo de residencia Oficinas Histórico
 Asamblea Pública Industrial Colegios
 Servicios de emergencia Otros _____

Evaluación

Investigar la edificación y marcar sus condiciones en una de las columnas

Condiciones Observadas:

	Poca/Ninguna	Moderada	Severa
Colapso total, parcial o su cimentación afectada	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Edificación fuera de plomo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Agrietamiento en muros u otro daño estructural	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Daños en el antepecho, chimenea u otro elemento que amenace con caer	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Otro (Especificar)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Condiciones Observadas: _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Comentarios: _____

Marcación

Determinar la marcación de la estructura en base a la evaluación y al juicio del equipo de investigación. Las condiciones severas que amenacen el estado estructural de una edificación son suficientes para clasificarla como Insegura. Condiciones de daños severas y moderadas pueden clasificar a la estructura como Uso Restringido. Marcar a las estructuras con la pancarta INSPECCIONADAS únicamente en la entrada principal. Marcar a las estructuras con la pancarta de USO RESTRINGIDO e INSEGURA en todas las entradas.

INSPECCIONADA (Pancarta verde) USO RESTRINGIDO (Pancarta Amarilla) INSEGURO (Pancarta roja)

Identificar cualquier restricción de uso existente al igual que en la pancarta de marcación:

Futuras Acciones

Poner check en cualquiera de las cajas que se enseñan a continuación en el caso de que sí se necesiten futuras acciones

Uso de barricadas en las siguientes áreas: _____

Recomienda Evaluación Detallada Estructural Geotécnica Otra: _____

Otra recomendación: _____

Comentarios: _____

Figura 158: Formulario de Evaluación Rápida de Estructuras Post-Evento

El formulario de evaluación rápida tiene cinco componentes: inspección, descripción de la edificación, evaluación, marcación y futuras acciones.

En la sección “**Inspección**” el inspector debe llenar información básica como:

- **Nombre y número de cédula del inspector.** Ejemplo CI: 16006042XX
- **Lugar, hora y fecha de inspección.** Ejemplo: 3:30, 11/11/2016, Pedernales. Para la hora de inspección marcar AM o PM.
- Marcar si la inspección fue solo exterior o exterior e interior.

En la sección “**Descripción de la Edificación**” llenar la siguiente información:

- **Nombre de la edificación:** Colocar el nombre de la edificación, en caso de no existir se recomienda escribir el número de lote.
- **Dirección:** Escribir la dirección, confirmar lote con los planos auxiliares de la localidad.
- **Número de contacto celular de la edificación:** Colocar el número de teléfono celular del propietario o inquilinos de la edificación. En caso de no estar habitada dejar en blanco.
- **Número de pisos sobre el suelo:** Escribir la cantidad de plantas sin contabilizar la cubierta.
- **Subsuelos:** Escribir el número de subsuelos de la estructura.
- **Numero de residencias habitadas/no habitadas:** Si la edificación contiene un conjunto de departamentos, escribir la cantidad de residencias habitadas/no habitadas. Respetar los lineamientos “Guías para Entrar en Edificaciones”. Recuerde priorizar su seguridad.
- **Tipo de construcción:** Seleccionar el tipo de estructura de acuerdo a las opciones que dispone el formulario de evaluación rápida.
- **Tipo de ocupación:** Seleccionar el tipo de ocupación de la estructura de acuerdo a las opciones que dispone el formulario de evaluación rápida.

Sección “**Evaluación**”:

Para llenar el formulario de la evaluación rápida, el equipo evaluador deberá determinar el grado del daño (ninguno, moderado, o severo) y establecer el tipo de señalización que corresponda:

- Poco/Ninguna
- Moderada
- Severa

En los siguientes párrafos se establecerán los parámetros que permitirán escoger una de estas tres opciones. En ciertos casos, se deberá apelar al acertado criterio del inspector. El evaluador puede ayudarse con los ejemplos gráficos que se muestran en esta guía.

Para determinar el grado de daño estructural, se evalúa la edificación en base a seis criterios básicos, los mismos que se encuentran detallados en la Tabla 14. Estos criterios son principalmente condiciones observables desde el exterior, que individual o colectivamente, son suficientes para garantizar la decisión de señalar a la estructura como insegura o de usar barricadas para cercar el área. Adicionalmente, en caso de existir salidas de emergencia, el inspector debe asegurarse de que éstas se encuentren libres y puedan ser usadas.

En caso de que no se encuentre ninguna de las condiciones detalladas en la Tabla 14 en la edificación evaluada y si es que no existe otra amenaza/condición que afecte al estado de la estructura, la misma podrá ser señalizada como Inspeccionada.

Tabla 14: **Criterios de Evaluación Rápida**

	CONDICIÓN	ACCIÓN
1	La edificación ha colapsado totalmente, parcialmente o su cimentación se ha visto afectada.	Señalizar Inseguro
2	La edificación se encuentra fuera de aplomo.	Señalizar Inseguro
3	Daños severos en elementos estructurales importantes, grietas grandes en paredes u otros daños considerables.	Señalizar Inseguro
4	Daños en el antepecho, chimenea o cualquier elemento que pueda caer desde la parte superior de la edificación.	Señalizar Uso Restringido y cercar el área
5	Movimientos de suelos, grietas considerables del suelo, deslaves o incluso derrumbes de material presente.	Señalizar Inseguro
6	Otras amenazas existentes (Ej. Derrame de tóxicos, tuberías de gas rotas, torres de luz derrumbadas)	Señalizar Inseguro y/o cercar el área insegura

IMPORTANTE: Para situaciones dudosas, el uso de buen juicio es fundamental. Estructuras con daños moderados pueden ser difíciles de evaluar, especialmente durante la evaluación rápida. Cuando exista incertidumbre acerca de la evaluación/señalización de una estructura, se recomienda señalar a la misma como uso restringido (con las restricciones necesarias indicadas en la pancarta, ver Sección 6.4.5) y **adjuntar un pedido de una evaluación detallada.**

Ejemplos gráficos de las condiciones que ilustran cada uno de los seis criterios que comprende la evaluación rápida están detallados en las siguientes imágenes:

CONDICIÓN 1. Colapso total, parcial, o cimentación afectada (Señalizar con pancarta roja: INSEGURA):



Figura 159: Colapso total de la estructura. Terremoto de Portoviejo, Ecuador 2016.



Figura 160: Colapso total de la estructura. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.



Figura 161: **Colapso total de las estructuras. Jama, Ecuador 2016.**



Figura 162: **Colapso parcial de la estructura. Jama, Ecuador 2016.**



Figura 163: **Colapso total de la estructura. Portoviejo, Ecuador 2016.**



Figura 164: **Colapso total de la estructura. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 165: **Cimentación afectada por problemas geotécnicos. Manta, Ecuador 2016.**



Figura 166: **Hundimiento de cimentación. Muisne, Ecuador 2016.**



Figura 167: **Colapso total de las estructuras. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016. CONDICIÓN 2.**
La edificación se encuentra fuera de aplomo (Señalizar con pancarta roja: INSEGURA):



Figura 168: **Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 169: **Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 170: **Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 171: **Edificación fuera de aplomo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 172: **Edificación fuera de aplomo, se puede observar apuntalamiento por seguridad. Bahía, Ecuador 2016.**

CONDICIÓN 3. Daños severos en elementos estructurales importantes, grietas grandes en paredes u otros daños considerables (Señalizar inseguro, Pancarta roja):



Figura 173: **Daños severos en columna, explosión del hormigón. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 174: **Daños severos en columna interna. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 175: **Daño severo en columnas, grietas grandes en pared de ladrillo. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 176: **Daño severo en columnas, efecto de torsión. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 177: Grietas grandes en paredes u otros daños severos. Señalizar Inseguro. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.



Figura 178: Grietas grandes en paredes u otros daños severos, pared a punto de caer. Señalizar Inseguro. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.

CONDICIÓN 4. Daños en el antepecho, chimenea o cualquier elemento que pueda caer desde la parte superior de la edificación (Señalizar pancarta de uso restringido y cercar el área comprometida)



Figura 179: **Revestimientos y mamposterías amenazan caer. El Carmen, Manabí, Ecuador 2016.**



Figura 180: **Revestimientos y mamposterías amenazan caer. Pedernales, Manabí, Ecuador 2016.**



Figura 181: **Fisuras severas en mampostería, amenaza caer. Bahía, Ecuador 2016.**



Figura 182: **Ventanas corren riesgo de caer. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**

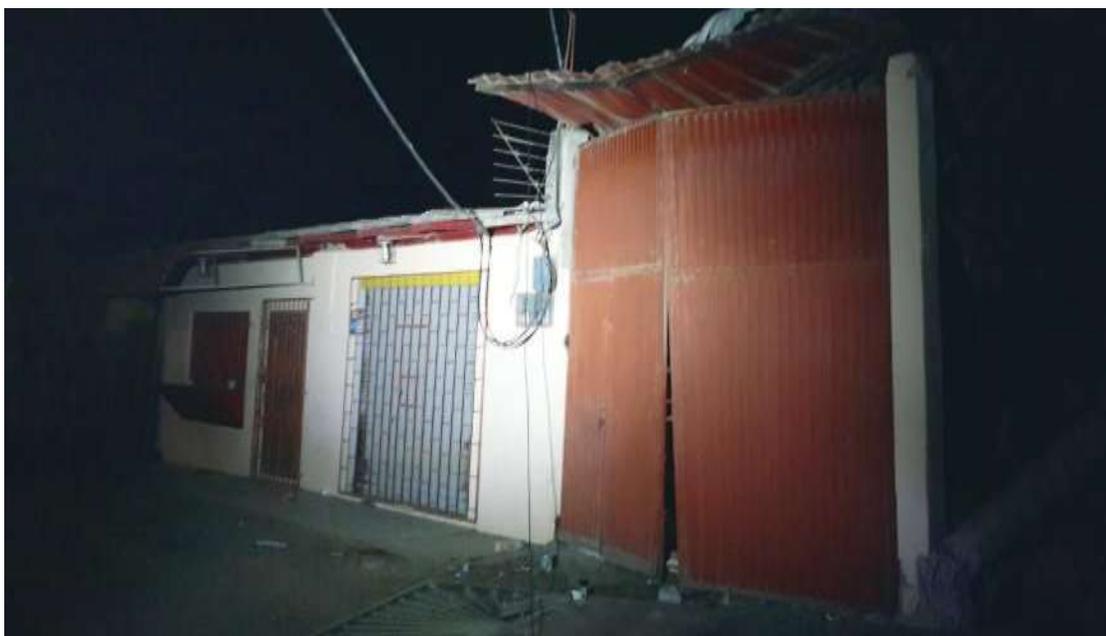


Figura 183: **Cubierta de garaje amenaza caer. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**



Figura 184: **Revestimientos y escombros amenazan caer. Bahía, Manabí, Ecuador 2016.**



Figura 185: **Revestimientos y mamposterías amenazan caer. Terremoto de Pedernales, Ecuador 2016.**

CONDICIÓN 5. Movimientos de suelos, grietas considerables del suelo, deslaves o incluso derrumbes de material presente (Señalizar Inseguro o cercar el área insegura).



Figura 186: **Hundimiento de la calzada producido por movimiento del suelo. Manabí, Ecuador, 2016**



Figura 187: **Movimiento considerable del suelo. Manabí, Ecuador, 2016**



Figura 188: **Separación de la calzada por movimiento de suelos. Manabí, Ecuador, 2016**



Figura 189: Colapso en veredas producto del movimiento del suelo. Manabí, Ecuador, 2016

CONDICIÓN 6. Otras amenazas existentes; ejemplo: derrame de tóxicos, tuberías de gas rotas, torres de luz derrumbadas (Señalizar Inseguro y/o cercar el área insegura):



Figura 190: Tanque de propano fuera de su base. Cercar el área insegura. Canoa, Ecuador 2016.



Figura 191: Transformador eléctrico por caer o postes eléctricos en el suelo. Cercar el área insegura.

5.5.4.5 Paso 5. Instrucciones detalladas:

En este paso, el evaluador debe señalar la estructura acorde a los resultados de la evaluación. Utilizar una de las tres señales de pancarta (INSPECCIONADA, USO RESTRINGIDO o INSEGURO). Detallar en la pancarta de señalización si la inspección es “exterior” o “exterior e interior” poniendo un visto en el espacio correspondiente. Señalar todas las entradas clasificadas como USO RESTRINGIDO o INSEGURO (excepto edificaciones unifamiliares). La Figura 192 muestra los formatos de pancartas que deben colocarse al finalizar una evaluación.

INSPECCIONADO OCUPACIÓN LEGALMENTE PERMITIDA		 ECUADOR LISTO Y SOLIDARIO
La estructura ha sido inspeccionada (como se indica abajo) y no existe aparentes daños estructurales o amenazas. <input type="checkbox"/> Inspección Exterior <input type="checkbox"/> Inspección Exterior e Interior Reportar cualquier condición de inseguridad a la jurisdicción local; puede ser requerida una re inspección. Comentario del inspector:	Fecha: _____ Hora: _____ Precaución: Las réplicas sísmicas pueden aumentar los daños y riesgos Esta instalación fue inspeccionada en condiciones de emergencia por:	
Nombre de la instalación y Dirección:	Jurisdicción CI Inspector / Agencia:	
Prohibido remover, alterar o cubrir esta pancarta sin la debida autorización de las Autoridades Gubernamentales		

USO RESTRINGIDO		 EQUADOR LISTO Y SOLIDARIO
<p>Precaución: Esta edificación ha sido inspeccionada y se ha determinado que existen los siguientes daños:</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>Les siguientes ingresos y/o áreas de ocupación se encuentran legalmente restringidos:</p> <p><input type="checkbox"/> No ingresar a las siguientes áreas: _____</p> <p><input type="checkbox"/> Ciertos ingresos permitidos para obtener acceso a contenidos: _____</p> <p><input type="checkbox"/> Otras restricciones: _____</p> <p>Nombre de la instalación y Dirección:</p> <p>_____</p>	<p>Fecha: _____</p> <p>Hora: _____</p> <p>Precaución: Las réplicas sísmicas pueden aumentar los daños y riesgos.</p> <p>Esta instalación fue inspeccionada en condiciones de emergencia por:</p> <p>_____</p> <p style="text-align: center;">Jurisdicción</p> <p>_____</p> <p>El Inspector / Agencia:</p> <p>_____</p>	
<p>Prohibido remover, alterar o cubrir esta pancarta sin la debida autorización de las Autoridades Gubernamentales</p>		

INSEGURO		 EQUADOR LISTO Y SOLIDARIO
<p>PROHIBIDO EL INGRESO Y OCUPACIÓN (ESTA PANCARTA NO ES UNA ORDEN DE DEMOLICIÓN)</p>		
<p>La estructura se encuentra inspeccionada y se determinaron serios daños y amenazas estructurales. Es insegura su ocupación como se indica:</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>No ingresar a la edificación a menos que exista una autorización escrita por parte de la jurisdicción local. El ingreso a la misma puede provocar lesiones y hasta muerte.</p> <p>Nombre de la instalación y Dirección:</p> <p>_____</p>	<p>Fecha: _____</p> <p>Hora: _____</p> <p>Esta instalación fue inspeccionada en condiciones de emergencia por:</p> <p>_____</p> <p style="text-align: center;">Jurisdicción</p> <p>_____</p> <p>El Inspector / Agencia:</p> <p>_____</p>	
<p>Prohibido remover, alterar o cubrir esta pancarta sin la debida autorización de las Autoridades Gubernamentales</p>		

Figura 192: Pancartas de inspección.

A continuación, se detallan aspectos importantes que deben tomarse en cuenta cuando se esté llenando la pancarta de señalización:

- Seguir las direcciones que brinda la jurisdicción local. Completar y llenar todas las pancartas y formularios que se exija por parte de la misma.
- Las restricciones detalladas en las pancartas de USO RESTRINGIDO deben ser reescritas palabra por palabra en el formulario de evaluación rápida.
- Los formularios deben ser llenados de forma nítida y legible, es recomendable imprimir los formularios para facilitar la lectura.
- Siempre asegurarse que la dirección sea la correcta. No confundir el número de casa o el nú-

mero/nombre de la calle.

- Los formularios completos se deben entregar a la jurisdicción local para tomar las acciones pertinentes.
- El cartel de Uso Restringido se podrá utilizar solo en condiciones en las que realmente se estime necesario.

5.5.4.6 Paso 6. Instrucciones detalladas:

De ser posible, **se recomienda explicar a los inquilinos/habitantes el significado de las señales de pancarta de USO RESTRINGIDO o INSEGURO.** Es necesario comentarles que deben salir y alejarse inmediatamente de las estructuras inseguras, y que no es necesario crear pánico. Las áreas restringidas también deben ser evacuadas.

5.5.5 Guías para Ingresar a una Edificación

Previo al procedimiento de inspección La mayoría de las evaluaciones rápidas son inspecciones exteriores, sin embargo, existen casos específicos en los que los inspectores deberán ingresar a la edificación:

- Cuando exista sospecha de daños internos de la edificación.
- Cuando los daños internos sean visibles desde el exterior.
- Cuando desde el exterior no se pueda visualizar suficientemente el interior de la edificación.
- Para comunicarse con el administrador o los ocupantes de edificaciones grandes.

Cuando se termina el proceso de Evaluación Rápida, la inspección interior es típicamente breve y sencilla. No se debe ingresar a las edificaciones sin permiso del dueño de las mismas, a menos que exista una orden por parte de la jurisdicción local que autorice el ingreso e inspección. **Jamás ingresar a edificaciones con obvias afectaciones estructurales.**

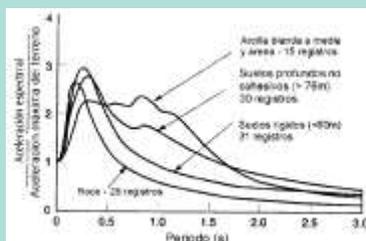
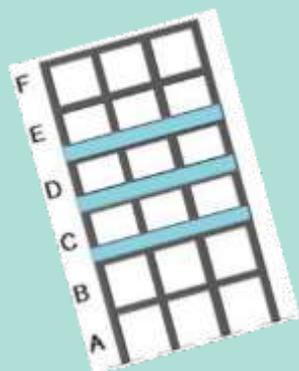
5.5.6 Evaluaciones de Seguridad Conservadoras versus Poco Conservadoras

Es importante que se señalice a las estructuras considerando que una marcación excesivamente conservadora provoca el desplazamiento de personas de sus hogares o negocios. Por otra parte, las personas que viven o trabajan en el sitio inspeccionado no deben ser expuestas a peligros innecesarios. Es fundamental utilizar el buen juicio para diferenciar entre situaciones peligrosas y otras en las que no es necesario tomar medidas extremas. **Cuando existan dudas se debe solicitar una Evaluación Detallada.**

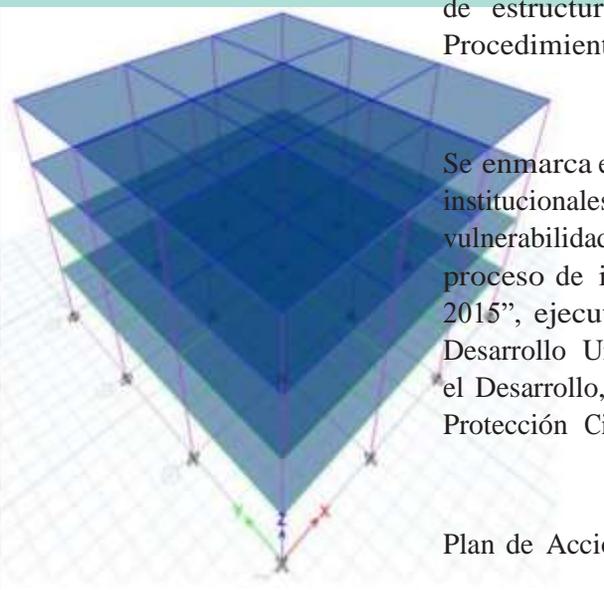
Referencias

1. Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis: Bulletin of the Seismological Society of America, v. 58, p. 1583-1606.
2. Darendeli, M.B. (2001) Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PhD Dissertation, The University of Texas, Austin, 362 pp.
3. FEMA 154 (2002). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards – A Handbook. 2nd edition. FEMA & NEHRP report, ATC, California.
4. Getty Conservation Institute, Tolles E., Kimbro E., Ginell W., 2005, Guías de planeamiento e ingeniería para la estabilización sismorresistente de estructuras históricas, Informes del Programa Científico del Getty Conservation Institute.
5. Hashash, YMA, Groholski, D, Musgrove, M, Park, D, Phillips, C, Tsai, C-C (2011). DEEPSOIL V5.0, manual and tutorial. Urbana, IL: Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign
6. ICOMOS, 2003, Principios para el Análisis, Conservación y Restauración de las estructuras el Patrimonio Arquitectónico, Carta del International Council on Monuments and Sites.
7. Idriss, I. M., and Sun, J. I. (1992). SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis.
8. Kanai, K. (1951). *Relation between the Nature of Surface Layer and the Amplitude of Earthquake Motions, Bulletin, Tokyo Earthquake Research Institute*
9. “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per la costruzioni”. Guia italiana para construcciones patrimoniales.
10. Lizundia, B. (2015). *Third Edition Update of FEMA P-154 and P-155 Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards*. [Power Point]. California
11. Matasovic, N (1993). Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles, CA, 483 pp.
12. McGuire, R.K. (1974) Seismic structural response risk analysis incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance: Massachusetts Institute of Technology Department of Civil Engineering, Research Report R74-51.
13. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). “Riesgo Sísmico”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-AC, Quito, Ecuador.
14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of surface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway Technical Institute*, 30(1), 25-30.
15. Norma Técnica E-080 Construcción con Adobe, Perú. NZS 4297 1998
16. *Ordóñez, G (2006). SHAKE2000 User's Manual.*
17. Organización Panamericana de la Salud. (2004). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Segunda edición. Washington, D. C.
18. PADT-REFORT, 1982, Manual Para el Diseño de Maderas del Grupo Andino, Junta del Acuerdo

- de Cartagena, Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales.
19. Peñaherrera R. (2012). “Estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Quito”, Memorias del 4to Congreso Internacional Construcción de Infraestructura y Vivienda, Cámara de la Construcción de Quito, Quito.
 20. Phillips, C. and Hashash, Y.M.A (2009). *Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 1143-1158.
 21. Romo, M.P, Mendoza, M.J. y García, S (2000). “*Geotechnical factors in seismic design of foundations, state of arte report*”, 12 th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.
 22. Romo, M P y Seed, H B, (1986) “*Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985*”, *Proceedings of the ASCE Specialty International Conference on The Mexico Earthquakes 1985*, pp 148-162, Sept 19, México
 23. Romo, M.P y Jaime, A, (1986) “*Características dinámicas de las arcillas del valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo*”, Proyecto 6504, elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp 65, marzo
 24. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 87 pp.
 25. Seed, H.B. y Sun, J. I, (1989). Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1995 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay area of California, Report No UCB/EERC-89/03, march
 26. Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E., and Bray, J. D, (1997). “Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data.” Proc., Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, A. A. Balkema Publ., Sept. 6-12, pp. 125-134.
 27. Vera Grunauer, X. (2014). Elaboración del Documento de la Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011. Guayaquil.
 28. Vera Graunuer, X. (2010). “Fortalecimiento de capacidades del Municipio de Guayaquil, Proyecto P-ECU-01/04 Informe Final”, PNUD, Guayaquil.
 29. Vera-Grunauer, X., Kayen, R., Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J., and Vera Grunauer, J.G. (2006), Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Estudio Geotécnico Fase I y II: Auspiciado por: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.
 30. Wood, H.O, (1908) “*Distribution of apparent intensity in San Francisco, in the California earthquake of April 18, 1906,*” *Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institute of Washington, Washington, D.C., Vol.1, pp 220 – 245*



La guía práctica que aquí se presenta tiene por objeto apoyar la realización de estudios de diseño sismo-resistente de estructuras de conformidad con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 a partir de la aplicación en casos prácticos. Forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la NEC-15, orientados a la correcta aplicación normativa. Las guías de esta serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación y 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.



Se enmarca en el Proyecto DIPECHO-NEC “Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para reducir la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador, como aporte al proceso de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015”, ejecutado por la Secretaría de Gestión de Riesgos, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, con el financiamiento de la Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea.

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020



Financiado por La
Unión Europea
Ayuda Humanitaria



Ministerio
de Desarrollo
Urbano y Vivienda



Secretaría de
Gestión de Riesgos



Al servicio
de las personas
y las naciones