

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

TEMA: “ESTUDIO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EXISTENTES EN EL
ECUADOR, CASO RED SÍSMICA DEL AUSTRO Y SU INCIDENCIA EN EL
ANÁLISIS ESTRUCTURAL, VULNERABILIDAD Y DESEMPEÑO SÍSMICO
DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA”

AUTORA: PAOLA NATHALY LAGOS SALTOS

TUTOR: PATRICIO M. VASCO L., ING. CIVIL

AMBATO – ECUADOR

2015

CERTIFICACIÓN

Certifico que la presente tesis de grado realizada por la Señorita Paola Nathaly Lagos Saltos egresada de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, es un trabajo personal e inédito que se desarrolló bajo mi tutoría; con el tema: **“ESTUDIO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EXISTENTES EN EL ECUADOR, CASO RED SÍSMICA DEL AUSTRO Y SU INCIDENCIA EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL, VULNERABILIDAD Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA”**, acogiéndose a la modalidad de trabajo estructurado de manera independiente.

Es todo en cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Patricio M. Vasco L, Ing. Civil
TUTOR DE TESIS

AUTORÍA

La responsabilidad del contenido presentado en la tesis de grado: **“ESTUDIO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EXISTENTES EN EL ECUADOR, CASO RED SÍSMICA DEL AUSTRO Y SU INCIDENCIA EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL, VULNERABILIDAD Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA”**, nos corresponde exclusivamente a mi Paola Nathaly Lagos Saltos autora del trabajo, y al Ing. Patricio M. Vasco L. tutor de tesis.

Paola Nathaly Lagos Saltos

AUTORA

Patricio M. Vasco L, Ing. Civil

TUTOR DE TESIS

DEDICATORIA

El presente trabajo, es una manifestación de profunda gratitud a mis padres, ejemplo de fe, amor y sacrificio incomparable que con vasta paciencia me han inculcado el espíritu de grandeza, llegando a ser la fuente de inspiración que me alienta a trabajar con entusiasmo para lograr cada anhelo.

A mi querida FICM que me acogió en sus aulas, brindándome todo el conocimiento adquirido y la satisfacción de poder servir a mi país siendo una profesional de prestigio.

Finalmente a mis amigos y compañeros, por los momentos de alegría vividos durante largas jornadas de trabajo.

Paola Lagos S.

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme la salud durante toda mi vida estudiantil, por ser mi guía y fortaleza espiritual en esta investigación, ya que sin su ayuda y bendición nada de esto hubiera sido posible.

En especial a mis padres y hermano que en el transcurso de la carrera me han apoyado de manera incondicional y siempre me han alentado a continuar ante cualquier obstáculo.

A Carlitos por ofrecerme su amor, respaldo y ayuda; por animarme a confiar en mis capacidades y con ello salir airosa de las dificultades en todo momento.

Al maestro y mentor Ing. Patricio Vasco por cada segundo de sabiduría, experiencia compartida y paciente enseñanza, que aportó a la elaboración de esta tesis con gran esmero.

A la Red Sísmica del Austro y al Ing. Henry Bermeo que hace parte de tan importante Institución, por abrirme sus puertas sin egoísmos y compartir la información para el desarrollo de nuevas investigaciones.

A los amigos sinceros cuya compañía y afecto han sido combustible de inspiración y dedicación para levantar mi ánimo en momentos complicados.

A ustedes mi Infinita Gratitude.

Paola Lagos S.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA.....	1
1.1. TEMA.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1. Contextualización	1
1.2.2. Análisis Crítico.....	3
1.2.3. Prognosis	4
1.2.4. Formulación del problema	5
1.2.5. Interrogantes.....	5
1.2.6. Delimitación del Objeto de Investigación	5
1.2.6.1 Delimitación de Contenido	5
1.2.6.2 Delimitación Temporal.....	6
1.2.6.3 Delimitación Espacial	6
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	6
1.4. OBJETIVOS.....	7
1.4.1. Objetivo General.....	7
1.4.2. Objetivos Específicos.....	7

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO	8
2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	8
2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	9
2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	10
2.4. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	11
2.4.1. Superordinación de Variables	11
2.4.2. DEFINICIONES.....	12
2.4.2.1. SISMISIDAD EN EL ECUADOR.....	12

2.4.2.1.1.	Terremotos mayores	12
2.4.2.1.1.1.	Sismicidad en la Región Interandina.....	14
2.4.2.1.1.2.	Sismicidad en la Región litoral.....	15
2.4.2.1.1.3.	Sismicidad en la Región oriental.....	17
2.4.2.1.1.4.	Sismicidad en la Región insular	19
2.4.2.2.	REGISTROS SÍSMICOS.....	19
2.4.2.2.1.	Acelerogramas Sísmicos	19
2.4.2.2.2.	ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS.....	22
2.4.2.2.2.1.	Factor de Escala.....	23
2.4.2.3.	MAGNITUD SÍSMICA.....	26
2.4.2.3.1.	Ondas Sísmicas	26
2.4.2.4.	LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS SUELOS	28
2.4.2.4.1.	LEYES DE ATENUACIÓN	30
2.4.2.4.1.1.	Filosofía de las leyes de atenuación	30
2.4.2.4.1.2.	Relación entre Intensidad y Aceleración	31
2.4.2.4.1.3.	Leyes de atenuación de la aceleración.....	32
2.5.	HIPÓTESIS.....	34
2.6.	SEÑALAMIENTO DE VARIABLES	34
2.6.1.	Variable independiente.....	34
2.6.2.	Variable dependiente.....	34
CAPÍTULO III		
	METODOLOGÍA.....	35
3.1.	ENFOQUE.....	35
3.2.	MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	35
3.3.	NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN.....	36
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	37
3.4.1.	Población	37
3.5.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	38
3.5.1.	Variable Independiente:.....	38

3.5.2. Variable Dependiente:.....	39
3.6. PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	40
3.7. PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	41
CAPÍTULO IV	
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	42
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	42
4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS.....	51
4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	52
CAPÍTULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	53
5.1. CONCLUSIONES.....	53
5.2. RECOMENDACIONES	54
CAPÍTULO VI	
PROPUESTA.....	55
6.1. DATOS INFORMATIVOS.....	55
6.2. ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA.....	56
6.2.1. Registros sísmicos en Sudamérica.....	56
6.2.1.1. Acelerogramas del Terremoto de Chile 2010	56
6.2.1.2. Registros Sísmicos en el País.....	57
6.2.1.2.1. Red Sísmica del Austro.....	57
6.3. JUSTIFICACIÓN.....	61
6.4. OBJETIVOS.....	62

6.4.1.	OBJETIVO GENERAL	62
6.4.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	62
6.5.	ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD.....	62
6.6.	FUNDAMENTACIÓN.....	63
6.6.1.	ACCIONES DINÁMICAS.....	63
6.6.1.1.	Análisis estático frente a análisis dinámico	64
6.6.1.2.	Planteamiento del problema dinámico	65
6.6.1.2.1.	Principio de los trabajos virtuales.....	65
6.6.1.2.2.	Principio de Hamilton	66
6.6.1.2.3.	Principio de d’Alembert	66
6.6.1.3.	Cálculo de Frecuencias y Modos de Vibración.....	68
6.6.1.4.	Análisis Mediante Vectores de Ritz.....	69
6.6.1.5.	Análisis por Espectros de Respuesta.....	69
6.6.1.6.	Integración directa de la ecuación dinámica	70
6.6.1.7.	Otros Criterios del Análisis dinámico	71
6.6.1.7.1.	Análisis Modal Espectral.....	71
6.6.1.7.1.1.	Espectros de respuesta.....	72
6.6.1.7.1.2.	Espectros de diseño	74
6.6.1.7.1.3.	Espectro Inelástico	76
6.6.1.7.2.	Análisis Dinámico Tiempo – Historia	77
6.6.2.	REGISTRO Y TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS.....	77
6.6.2.1.	Correcciones sobre los acelerogramas	80
6.6.2.2.	Filtrado del ruido	80
6.6.2.3.	Integración de acelerogramas.....	83
6.6.3.	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	85
6.6.3.1.	Nivel de desempeño.....	86
6.6.3.1.1.	Propuesta VISION 2000.....	87
6.6.3.1.2.	Propuesta ATC-40.....	88
6.6.3.1.3.	Desempeño esperado de la edificación	93
6.6.3.1.4.	Propuesta VISION 2000.....	95
6.6.3.1.5.	Propuesta del ATC-40.....	96
6.6.4.	EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD.....	98
6.6.4.1.	Métodos simplificados de análisis estático no lineal	101
6.6.4.2.	Método del Espectro Capacidad-Demanda.....	102

6.6.4.2.1. Fundamentos del método.....	102
6.6.4.2.2. Espectro de Capacidad.....	104
6.6.4.2.3. Espectro de demanda	106
6.6.4.2.4. Estimación de la respuesta sísmica máxima	108
6.7. METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO	111
6.7.1. MODELO ARQUITECTÓNICO.....	111
6.7.2. DATOS DE MATERIALES.....	117
6.7.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS	117
6.7.4. CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PESOS.....	118
6.7.4.1. CARGAS.....	120
6.7.4.1.1. Carga Viva.....	120
6.7.4.1.2. Carga muerta de pared.....	121
6.7.4.2. CARGA SÍSMICA REACTIVA.....	123
6.7.4.3. Fuerzas Sísmicas Estáticas:.....	126
6.7.4.4. Distribución de Fuerzas laterales.....	127
6.7.5. TRATADO DE SEÑALES SÍSMICAS.....	134
6.7.5.1. Transformación de formatos .EVT a .TXT (data).....	134
6.7.5.2. Análisis de las señales y creación de espectros de respuesta en SeismoSignal.....	140
6.7.5.3. Ajuste para la Curva del espectro.....	164
6.7.6. MODELACIÓN EN EL SOFTWARE DE CÁLCULO	179
6.7.6.1. Análisis Estático	179
6.7.6.1.1. Control de Derivas de piso del análisis Estático	187
6.7.6.2. Análisis Dinámico Espectral.....	189
6.7.6.2.1. Análisis de Resultados del Análisis Dinámico Espectral.....	193
6.7.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	196
6.7.7.1. Curva De Capacidad (Corte Basal Vs. Desplazamiento)	208
6.7.7.2. Punto de desempeño.....	210
6.7.7.3. Punto de Fluencia Efectiva (Dy , Vy).....	212
6.7.7.4. Sectorización de la Curva de Capacidad Según Visión 2000	214
Desempeño según Visión 2000	221
6.7.8. ESTADOS DE DAÑO DEFINIDOS POR HAZUS/ RISK-UE.....	225
6.7.8.1. Metodo LM2	227
6.7.8.1.1. Descripción Del Procedimiento	228
6.7.9. EVALUACIÓN DEL FACTOR R.....	230

6.7.9.1. Componentes Del Factor R.....	231
6.7.10. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO PROBABLE DEL EDIFICIO MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA “PACT”	236
6.7.10.1. MODELO ANALÍTICO DEL EDIFICIO.....	238
6.7.10.1.1. Análisis de Respuesta no Lineal en el tiempo.....	238
6.7.10.1.2. Análisis Simplificado.....	238
6.7.10.1.3. Direccionalidad de la demanda	239
6.7.10.2. EVALUACIÓN BASADA EN INTENSIDADES.....	239
6.7.10.2.1. Definir amenaza sísmica.....	240
6.7.10.2.2. Analizar Respuesta del edificio.....	241
6.7.10.2.3. Introducir la respuesta y calcular el desempeño.....	242
6.7.11. CONCLUSIONES.....	250
6.7.12. RECOMENDACIONES	252
6.8. ADMINISTRACIÓN.....	252
6.8.1. Recursos Económicos	252
6.8.2. Recursos Técnicos	253
6.8.3. Recursos Administrativos.....	253
6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN	253
BIBLIOGRAFÍA	254

INDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Tabla 1. Terremotos del Ecuador Con Intensidades > VIII.....	14
Figura 1. Mapa de Isosistas Terremoto de Riobamba (Egred, 1999b).....	15
Figura 2.- Mapa de Isosistas Terremoto de Esmeraldas (Egred, 1999b).....	17
Figura 3. Mapa de Isosistas Terremoto de Macas (Egred, 1999b).....	18
Figura 4. Componentes principales de un acelerograma.....	21
Figura 5. Acelerograma obtenido en roca, a una corta distancia hipocentral.	21
Figura 6. Acelerograma obtenido en suelo blando (S3), a una larga distancia hipocentral (248 km).	22
Tabla 2. Características de los sismos.....	24
Figura 7. Espectros de pseudoaceleración de 14 movimientos registrados.....	25
Figura 8. Ondas P.....	27
Tabla 3. Valores de s y g.....	32
Tabla 4. Leyes de atenuación de la aceleración máxima de suelo.....	33
Tabla 5. Población y muestra.....	37
Tabla 6. Resultados de la encuesta- Pregunta 1.....	42
Figura 9. Resultados de la encuesta- Pregunta 1.....	43
Tabla 7. Resultados de la encuesta- Pregunta 2.....	43
Figura 10. Resultados de la encuesta- Pregunta 2.....	44
Tabla 8. Resultados de la encuesta- Pregunta 3.....	44
Figura 11. Resultados de la encuesta- Pregunta 3.....	45
Tabla 9. Resultados de la encuesta- Pregunta 4.....	45
Figura 12. Resultados de la encuesta- Pregunta 4.....	46
Tabla 10. Resultados de la encuesta- Pregunta 5.....	46
Figura 13. Resultados de la encuesta- Pregunta 5.....	47
Tabla 11. Resultados de la encuesta- Pregunta 6.....	47
Figura 14. Resultados de la encuesta- Pregunta 6.....	48
Tabla 12. Resultados de la encuesta- Pregunta 7.....	48
Figura 15. Resultados de la encuesta- Pregunta 7.....	49
Tabla 13. Resultados de la encuesta- Pregunta 8.....	49
Figura 16. Resultados de la encuesta- Pregunta 8.....	50
Tabla 14. Resultados de la encuesta- Pregunta 9.....	50
Figura 17. Resultados de la encuesta- Pregunta 9.....	51
Figura 18. Instalaciones de la Red Sísmica Del Austro.....	58

Figura 19. Instalaciones de la Red Sísmica Del Austro.....	58
Tabla 15. Registros de Sismos para el análisis.....	59
Figura 20. Ubicación de Acelerógrafos de la RSA.....	59
Figura 21. Ubicación de la estación.....	60
Figura 22. Cubículo donde se ubica el equipo de recepción de la señal.....	60
Figura 23. Ubicación del equipo dentro el Cubículo.....	61
Figura 24. Acelerógrafo de la estación Chanlud.....	61
Fuente: Red Sísmica del Austro.....	61
Figura 25 . Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta.....	72
Figura 26. Esquema de obtención de un espectro de diseño.....	74
Figura 27. Espectros: frecuente, ocasional, raro y muy raro para un perfil S4.	76
Figura 28 Estructura sometida a una fuerza lateral.....	78
Figura 29. Acelerograma del terremoto de Ventas de Huelma (GR) (24/02/97) con mb = 4.3 en el acelerógrafo de Agrón (GR). Arriba componente N-S, centro: Componente Vertical y Abajo: Componente E-W.....	79
Figura 30. Izqda: Efecto del ruido de alta frecuencia; Dcha: Efecto del ruido de baja frecuencia.....	81
Figura 31. Aceleración, velocidad y desplazamiento, obtenidos a partir del acelerograma registrado en Agrón (24/02/97), mb = 4.3.	84
Tabla 16. Estados de daño y niveles de desempeño.....	88
Tabla 17. Niveles de desempeño de la edificación.....	92
Tabla 18. Niveles de movimiento sísmico.....	95
Tabla 19. Niveles recomendados de desempeños esperados.....	95
Tabla 20. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.....	97
Figura 32. Espectro de Capacidad.....	105
Figura 33. Espectro de Demanda Sísmica.....	107
Tabla 21. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al., 1984).....	107
Tabla 22. Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 1996).....	108
Figura 34. Espectro de Capacidad-Demanda (ATC-40, 1996).	109
Figura 35. Diseño arquitectónico del Edificio.....	111
Figura 36. Planta -3 Nivel +3.50.....	112
Figura 37. Planta -2 Nivel +6.30.....	113
Figura 38. Planta -1 Nivel +9.10.....	114
Figura 39. Planta 0. Nivel +11.90.....	115
Figura 40. Planta 1. Nivel +14.70.....	116

Figura 41. Tablero más crítico	118
Tabla 23. Pesos de Losa	119
Tabla 24. Pesos Adicionales de carga muerta edificio.....	119
Tabla 25. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y Concentradas.....	120
Tabla 26. Transformación de Unidades de Cargas Vivas.....	121
Tabla 27. Carga Viva por Piso	121
Figura 42. Paramentos verticales simples.....	122
Tabla 28. Parámetros verticales simples.....	122
Tabla 29. Fuerzas Laterales	128
Tabla 30. Parámetros sísmicos considerados para la edificación.....	129
Tabla 31. Espectro Elástico.....	131
Tabla 32. Espectro Inelástico	133
Figura 43. Espectro Elástico e Inelástico de la NEC	133
Tabla 33. Nombres de los registros de la RSA.....	134
Figura 44. Entorno de QUICK LOOK.....	135
Figura 45. Uso del Programa QUICK LOOK.....	136
Figura 46. Archivo de texto generado por el Programa QUICK LOOK.....	137
Figura 47. Archivo de texto generado por el Programa QUICK LOOK.....	137
Figura 48. Modo de ejecutar el programa KW2ASC.....	138
Figura 49. Archivos generados por el programa KW2ASC	139
Figura 50. Apertura de archivos en SeismoSignal.....	140
Figura 51. Ventana de Ingreso de datos de entrada en SeismoSignal.....	141
Figura 52. Entorno del Programa SEISMO SIGNAL.....	142
Figura 53. Corrección por línea base.	142
Figura 54. Nuevas gráficas después de la Corrección por línea base.	143
Figura 55. Factor de Sensibilidad en el archivo .TXT generado por QUICKLOOK.....	143
Figura 56. Factor de escala por corrección de sensibilidad	144
Tabla 34. Valores de Aceleraciones máximas del registro.	144
Figura 57. Verificación del valor máximo de aceleración.....	145
Figura 58. Generación del Espectro de respuesta.....	146
Figura 59. Valores del espectro de Respuesta generado por el programa	146
Figura 60. Espectros de las 5 componentes X.....	148
Figura 61. Espectros de las 5 componentes Y.....	149
Figura 62. Espectros de las 5 componentes Z.....	150
Tabla 35. Espectro promedio de las coordenadas X.....	153

Figura 63. Creación del espectro promedio de las 5 componentes X.....	154
Tabla 36. Espectro promedio de las coordenadas Y.....	157
Figura 64 .Creación del espectro promedio de las 5 componentes Y.....	158
Tabla 37. Espectro promedio de las coordenadas Z.....	161
Figura 65. Creación del espectro promedio de las 5 componentes Z.....	162
Figura 66. Espectro promedio "x" frente al de la NEC.....	163
Figura 67. Espectro promedio "y" frente al de la NEC.....	163
Figura 68. Espectro promedio "y" frente al de la NEC.....	164
Figura 69. Pantalla de inicio Programa LAB FIT.....	165
Figura 70. Entorno del Programa LAB FIT.....	165
Figura 71.- Programa LAB FIT.....	166
Figura 72. Ingreso de datos en LAB FIT.....	166
Figura 73. Mensaje para guardar datos	167
Figura 74. Guardar el archivo	167
Figura 75. Gráfica en LAB FIT.....	168
Figura 76. Opciones de ajuste del programa.....	168
Figura 77. Librería de Ecuaciones para ajuste	169
Figura 78. Ecuación seleccionada para el ajuste	169
Figura 79. Valores adoptados para las constantes de la Ecuación.....	170
Figura 80. Parámetros de la Ecuación.....	170
Figura 81. Parámetros y opciones de la Ecuación	171
Figura 82. Ajustes para generar tabla de datos.....	171
Figura 83. Tabla de datos de la Curva de Ajuste generada.....	172
Figura 84. Opciones para la gráfica.....	172
Figura 85. Ventana con los parámetros que aparecerán de la Curva de Ajuste	173
Figura 86. Curva de Ajuste para espectro de las señales en X.....	173
Figura 87. Curva de Ajuste para espectro de las señales en Y.....	174
Figura 88. Curva de Ajuste para espectro de las señales en Y.....	174
Figura 89. Comparación de Diferentes Espectros para la señal en x.....	176
Figura 90. Comparación de Diferentes Espectros para la señal en y.....	177
Figura 91. Comparación de Diferentes Espectros para la señal en z.....	178
Figura 92. Grilla para definir la geometría del edificio.....	179
Figura 93. Datos del material para la estructura.....	180
Figura 94. Sección de Columnas	181
Figura 95. Sección de Columnas	181

Figura 96. Sección de Vigas	182
Figura 97. Sección de Vigas	182
Figura 98. Sección de losa	183
Figura 99. Modelo asignado las secciones respectivas	184
Figura 100. Propiedad de nudo rígido	184
Figura 101. Asignación de Diafragmas	185
Figura 102. Creación de Diafragmas	185
Figura 103. Creación de Diafragmas	186
Figura 104. Patrones de carga.....	186
Figura 105. Definición de la Masa.....	187
Tabla 38. Desplazamientos del Centro de masas calculados por el programa.....	188
Tabla 39. Control de derivas de Piso	188
Tabla 40. Tabla de apoyo para calcular período por el método 2.....	188
Figura 106. Cálculo de Momentos de Inercia Polar.....	189
Tabla 41. Coordenadas del Centro de masas	190
Tabla 42. Momentos de Inercia Polar	190
Figura 107. Asignación de masa y momentos de inercia polares.....	191
Figura 108. Asignación de masa y momentos de inercia polares.....	191
Figura 109. Definición de Espectro Elástico NEC	192
Figura 110. Casos de Análisis	192
Figura 111. Deformada por Carga Permanente (Muerta).....	193
Figura 112. Deformada por Carga Transitoria (Viva)	193
Figura 113. Deformada por Carga Sísmica en sentido X.....	194
Tabla 43. Control de derivas de Piso	195
Tabla 44. Control de Efectos P-Delta	195
Tabla 45. Control de Efectos P-Delta	195
Tabla 46. Áreas de acero de Columnas	196
Tabla 47. Áreas de acero de vigas	197
Figura 115. Creación de Secciones de Columnas.....	197
Figura 116. Creación de Secciones de Columnas.....	198
Figura 118. Asignación de secciones.....	199
Figura 119. Nudo de Control	199
Figura 120. Ingreso de Casos de carga.....	200
Figura 121. Caso de Cargas Gravitacionales	201
Figura 122. Caso de Cargas laterales	202

Figura 123. Secuencia para caso de Cargas laterales.....	202
Figura 124. Secuencia para caso de Cargas laterales.....	203
Figura 125. Secuencia para caso de Cargas laterales.....	203
Figura 126. Secuencia para asignar rótulas plásticas.....	204
Figura 127. Secuencia para asignar rótulas plásticas.....	204
Figura 128. Secuencia para asignar rótulas plásticas a columnas	205
Figura 129. Secuencia para asignar rótulas plásticas a columnas	205
Figura 130. Secuencia para asignar rótulas plásticas a vigas.....	206
Figura 131. Secuencia para asignar rótulas plásticas a vigas.....	206
Figura 132. Discretización de Rótulas	207
Figura 133. Selección de Casos de Análisis	207
Figura 134. Reporte de análisis completo.....	208
Figura 135. Secuencia para visualizar curva Pushover.....	208
Figura 136. Secuencia para visualizar curva de capacidad sísmica resistente.....	209
Figura 137. Tabla de la curva de capacidad sísmica resistente.....	210
Figura 138. Espectro de Capacidad ATC-40.....	211
Figura 139. Configuración de Parámetros para obtener punto de desempeño.....	211
Figura 140. Fluencia Efectiva	213
Figura 141. Datos calculados con el método de coeficientes de FEMA 356.....	214
Figura 142. Niveles de desempeño de Visión 2000.....	215
Figura 143. Sectorización de la Curva de Capacidad Según Visión 2000	216
Figura 144. Curvas de peligro sísmico, Cuenca.....	217
Tabla 48. Tasa anual de excedencia para cada sismo de diseño.....	217
Figura 145. Espectros de Diferentes niveles de Sismos	218
Figura 146. Ubicación del ajuste propuesto para las coordenadas horizontales del sismo entre los diferentes niveles de Sismo de Visión 2000.....	219
Tabla 49. Derivas para un sismo Frecuente.....	220
Tabla 50. Derivas para un sismo Ocasional.....	220
Tabla 51. Derivas para un sismo Raro	221
Tabla 52. Derivas para un sismo Muy Raro.....	221
Tabla 53. Derivas de Piso recomendadas.....	221
Tabla 54. Desempeño de la edificación.....	222
Tabla 55. Factores para obtener espectros de diferentes niveles de sismo a partir del espectro del Sismo Raro.....	223

Tabla 56. Factores para obtener espectros de diferentes niveles de sismo a partir del espectro del Sismo Muy Raro	223
Figura 147. Comprobación de la relación lineal de los espectros de los diferentes niveles de sismos aplicando un factor.	224
Tabla 57. Ejemplo de Estados de Daño - Luz-Frame de Edificios de madera (WI).....	226
Tabla 58. Parámetros de las curvas de fragilidad para edificios de concreto reforzado, especificaciones altas del código.	229
Figura 148. Límites de desplazamiento.....	230
Figura 149. Curva de capacidad sísmica y factores R_{μ} y R_{Ω} . Mwafy y Elnashai (2002)	232
Figura 150. Curva de capacidad para el cálculo del factor R.....	236
.....	237
Figura 151. Procedimiento de evaluación de rendimiento que muestra las etapas previstas en esta investigación (cuadro remarcado).....	237
Figura 152. Ejemplo espectros para el conjunto reducido de 5 movimientos.....	240
Tabla 59. Descripciones y valores predeterminados para β_c	241
Tabla 60.Descripciones y valores predeterminados para β_q	242
Figura 153. Entorno del Programa PACT	243
Figura 154. Ventana para ingresar los datos de la Edificación	243
Figura 155. Ingreso de datos de la geometría del edificio.....	244
Figura 156. Determinación de la ocupación del Edificio	244
Figura 157. Deriva residual.....	245
Figura 158. Curva de Riesgo según las ocho intensidades dadas inicialmente por FEMA P-58.....	245
Figura 159. Proceso para evaluar comportamiento.....	246
Figura 160. Secuencia para correr el programa.....	246
Figura 161. Proceso para examinar resultados.....	247
Figura 162. Ventana de Resultados de costos de reparación	248
Figura 163. Ventana de Resultados de tiempos de reparación.....	248
Figura 164. Ventana de Resultados de realizaciones de costos de reparación.	249
Fuente: PACT- FEMA.....	249
Figura 165. Utilidades de PACT	249
Tabla 61. Aceleraciones máximas de los espectros de la Figura 89, Figura 90 y Figura 91	250

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

RESUMEN EJECUTIVO

El presente proyecto de Tesis tiene como propósito principal analizar las señales sísmicas de cinco eventos registrados en una misma estación de la Red Sísmica del Austro, con los que es posible obtener los respectivos espectros de respuesta.

Las señales obtenidas de la Red Sísmica del Austro han sido procesadas de tal forma que a través de un promedio y ajuste a los espectros obtenidos mediante softwares especializados se ha logrado establecer un punto de comparación con los de las normas de construcción vigentes en el Ecuador.

Se ha escogido una edificación de mediana altura para analizarla de acuerdo a los parámetros de sitio de donde se obtuvieron los acelerogramas; con ello evaluar la estructura en el rango no lineal y establecer su nivel de desempeño frente a sismos de distintos niveles de período de retorno, tal como el encontrado con los acelerogramas procedentes de la Red Sísmica del Austro así como con el sismo de Diseño propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

INTRODUCCIÓN

La investigación de este proyecto tiene como principal fin estudiar los acelerogramas de eventos sísmicos registrados en la Red Sísmica del Austro y su aplicación en el análisis, diseño, desempeño y vulnerabilidad de una edificación de mediana altura.

En el Capítulo 1 se plantea el problema, es cual está ligado a la realidad del Ecuador, puesto que al estar ubicado en el cinturón de fuego, los eventos sísmicos son un tema de amplia importancia para nuestro país.

En el Capítulo 2 consta toda la información que fundamente el tema, así como investigaciones previas similares que sirvan como referencia, los fundamentos legales y todas las definiciones que clarifiquen los conceptos que se manejarán en la investigación propuesta.

En el Capítulo 3 Metodología, hace referencia a los procesos que se seguirán para iniciar la investigación, tales como el enfoque, la modalidad básica, el nivel y tipo de investigación que se utiliza, la determinación de la población y muestra, la operacionalización de variables y el plan de recolección y procesamiento de la información recolectada en una encuesta como instrumento de investigación.

El Capítulo 4 contiene los resultados tabulados y graficados de las encuestas aplicadas a estudiantes de Décimo semestre la Carrera de Ingeniería Civil de la UTA con preguntas sobre el tema a tratar, para evaluar su grado de conocimiento.

En el Capítulo 5 se establecen las conclusiones y recomendaciones de los resultados, aciertos y dificultades obtenidas hasta el capítulo 4.

El Capítulo 6 describe en sí la propuesta realizada con detalle; se incluyen los conceptos que se usa en dicha propuesta, así como el proceso efectuado para realizar el Estudio de los Registros Sísmicos de la Red Sísmica del Austro hasta

generar los respectivos espectros que sean material de comparación frente a las normas vigentes en el País. Además de utilizar dichos espectros para evaluar la estructura y determinar su vulnerabilidad y desempeño. Posterior a ello se establecen las respectivas conclusiones y recomendaciones extraídas de la propuesta. Finalmente se resume como ha sido manejada la administración del proyecto y los recursos usados.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. TEMA

“Estudio de los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro y su incidencia en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura”

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. Contextualización

“Alrededor del mundo gran parte de las estructuras construidas están sometidas a distintos tipos de acciones dinámicas como las derivadas de las actividades humanas, los motores de maquinarias, el tránsito de vehículos, el viento, el oleaje, los sismos, los choques o impactos, las explosiones, etc. Estas acciones, cuya magnitud, posición, dirección y sentido pueden ser variables en el tiempo, provocan una respuesta de la estructura también variable en el tiempo y que puede ocasionar efectos de distinta importancia: desde vibraciones no perceptibles por los sentidos hasta grandes desplazamientos, fisuras, ruidos molestos, daños parciales o el colapso total de la estructura.

La respuesta sísmica probabilista de estructuras con comportamiento no lineal sujetas a sismos entre moderados y muy intensos puede estimarse usando diferentes métodos de análisis, entre ellos el método dinámico paso a paso en el

tiempo. En este caso, las estructuras se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos asociados con ciertos periodos de recurrencia, y a partir de estos análisis se obtienen los parámetros estadísticos de la respuesta que interesa por ejemplo distorsiones máximas de entrepiso, desplazamiento máximo de azotea, ductilidades máximas globales o locales, energía disipada normalizada, entre otros”.

Fuente: Análisis Dinámico De Estructuras en el Dominio De La Frecuencia (TEJADA Alejandro, 2011), Universidad Politécnica De Madrid

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 hace referencia al análisis dinámico y los parámetros a considerar en dicho análisis, con un tema de la descripción de los procedimientos de análisis dinámico.

En nuestro país en los últimos años, profesionales del área de estructuras ya vienen manejando de manera efectiva estos métodos dinámicos como una alternativa para dar seguridad a los ocupantes realizando un diseño mucho más riguroso.

“La sismicidad histórica del país ha sido poco vinculada en el contexto de peligro sísmico; es importante la actualización de este tema en base al análisis de intensidades máximas registradas, estimación de aceleraciones máximas probables y energía sísmica liberada, resultados obtenidos permiten observar la relación que existe entre un evento sísmico y el tipo de material donde tiene lugar, además el posible fenómeno al cual se encontraría asociado en un contexto tectónico regional, lo cual consecuentemente permite evaluar zonas generales de peligro sísmico”.

Fuente: Sismicidad Histórica Del Ecuador. Cálculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico (CORREA Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAIPE Mercedes, 2003) Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Con la finalidad de poder registrar el movimiento del terreno ocasionado por eventos sísmicos existen varios acelerógrafos en las diversas ciudades importantes del país, los cuales han sido colocados por la Red Sísmica del Austro y el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, esto permite que, de manera constante, se registren los diferentes eventos sísmicos que ocurren en nuestro país.

1.2.2. Análisis Crítico

Ante los requerimientos del sismo de diseño actual es común que para los Ingenieros estructurales les lleve tiempo diseñar las estructuras para responder en el rango inelástico, por lo que en muchas ocasiones lo consideran innecesario conformándose únicamente con un análisis estático.

En algunos puntos del planeta existen zonas de alta sismicidad donde la respuesta elástica puede implicar aceleraciones de magnitud similar a la de la gravedad, en lo que diseñar para estas fuerzas y aceleraciones producidas conlleva un trabajo más minucioso y por ende ello implica mayor inversión para proveer de estabilidad a la estructura.

Por esto en la práctica, en el caso de estructuras de comportamiento lineal, se procede a un análisis estático, considerando las sollicitaciones de fuerzas, desplazamiento de vínculos y temperatura aplicados en forma estática y separadamente a un análisis dinámico con las cargas dinámicas para finalmente superponer ambas soluciones. La complejidad de los cálculos hace imprescindible la aplicación de la computadora en el análisis dinámico o estático no lineal aún para la resolución de estructuras de pocos grados de libertad.

“A pesar de los notables avances tecnológicos en el área de las computadoras, las limitaciones que estos presentan a la hora de efectuar procedimientos de cálculo complejo, han permitido que hasta nuestros días se continúe aplicando el análisis elástico de las estructuras. El análisis sísmico es un tipo particular de análisis, en

el que se aplican conjuntamente las cargas de gravedad y las cargas inducidas por los terremotos, pero bajo comportamiento elástico.”

Fuente: Dimensionado Sísmico De Estructuras Porticadas De Hormigón Armado Con Base En La Respuesta No Lineal. (VIELMA J.C¹., BARBATA.H²., y OLLER S²., 2011) ¹Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, ²Universidad Politécnica de Cataluña

El Análisis sísmico es un subconjunto del análisis estructural y es el cálculo de la respuesta de la estructura del edificio frente a terremotos, siendo un factor determinante en el proceso de diseño en zonas donde los terremotos tienen un período de retorno muy corto y más aún cuando se trata de un país como Ecuador ubicado en el cinturón de fuego del pacífico.

1.2.3. Prognosis

Considerando los devastadores sismos producidos en la última década en diferentes lugares del planeta como Haití, Indonesia, Chile y Japón, los cuales cobraron la vida de miles de personas por ser zonas altamente pobladas, se ha hecho notoria la redefinición de los parámetros para diseñar las estructuras en dichos países, puesto que estos fenómenos han sido el factor determinante para además cambiar los métodos de analizar las estructuras. Realidad que de alguna forma hubiese podido ser menos fatal si las estructuras afectadas eran diseñadas con un previo análisis que observe su comportamiento en el rango inelástico donde se consideraran eventos sísmicos con gran relevancia.

Ecuador, al estar ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, es indispensable que cada edificación este diseñada para soportar las fuerzas sísmicas, ya que si no se realiza un diseño acorde a las nuevas técnicas para el análisis estructural, no se logrará dar la seguridad a sus ocupantes frente a un evento sísmico en el que con los nuevos criterios de diseño acorde a códigos

internacionales la edificación debería quedar sin daño de elementos tanto estructurales como no estructurales.

1.2.4. Formulación del problema

¿Cómo incide en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura el estudio de los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro?

1.2.5. Interrogantes

¿Qué resultados generan los registros sísmicos?

¿Cuál es el criterio de los estudiantes de Ingeniería Civil sobre el análisis con registros sísmicos existentes en el País?

¿Qué combinaciones y estados de carga se tienen que cuantificar?

¿Cómo modelar la edificación?

¿Qué consideraciones toma en cuenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción?

1.2.6. Delimitación del Objeto de Investigación

1.2.6.1 Delimitación de Contenido

La investigación a efectuarse en el presente trabajo se la realizará en el campo de la Ingeniería Civil, en el área de la ingeniería estructural sismo-resistente aplicada a edificios de mediana altura.

1.2.6.2 Delimitación Temporal

El presente trabajo está previsto realizarlo en los meses de Enero a Marzo del año 2015.

1.2.6.3 Delimitación Espacial

Todas las tareas a desarrollarse en el presente trabajo se las realizará analizando edificaciones de mediana altura.

1.3. JUSTIFICACIÓN

El presente estudio justifica su relevancia por realizarse el análisis de edificaciones de mediana altura utilizando registros existentes en el Ecuador, lo cual no es muy común en el medio Ingenieril, pues no se cuenta con una amplia colección de registros, sino más bien con información limitada e incluso no accesible para los profesionales de nuestro país.

Los terremotos más importantes son los tectónicos, pues son los que traen consecuencias más desastrosas en las estructuras a las que afectan, debido a esto, son los sismos que se tienen en cuenta en la creación de normas para analizar y diseñar estructuras sismoresistentes. Por ello con los registros existentes se pueden realizar algunos estudios de valiosa importancia para conocer el verdadero comportamiento de edificaciones de mediana altura.

“Cuando se suscita un sismo la información registrada conocida como acelerograma, es muy útil en la ingeniería sísmica ya que permite determinar la amplificación sísmica del suelo, información que luego es introducida en las normas de diseño sismoresistente debido a que los acelerogramas permiten analizar de manera cuantitativa los daños en edificaciones luego de ocurrido un fuerte movimiento y en algunos casos se hace necesario a más de tener una

aceleración del suelo saber su velocidad y desplazamiento de ahí la importancia del presente estudio”.

Fuente: Cálculo de Velocigramas y Desplacigramas por medio del Registro de un Acelerograma.(VASCO L., Patricio M, 2003) Universidad Técnica de Ambato.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Examinar los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro y su incidencia en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Comparar los resultados del Análisis dinámico espectral de acuerdo a la NEC con los resultados generados por los registros sísmicos existentes.
- Establecer el criterio de estudiantes de Ingeniería Civil sobre el análisis de estructuras mediante registros sísmicos.
- Cuantificar las combinaciones y estados de carga que actuarán en la edificación
- Plantear un modelo matemático que se ajuste al diseño arquitectónico propuesto.
- Analizar el edificio tomando en cuenta las consideraciones propuestas por la NEC.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

El presente proyecto se sustenta tomando como referencia algunos antecedentes investigativos, ya que en nuestro país se han realizado algunas investigaciones y análisis para estructuras; en particular de la Universidad Técnica de Ambato entre las que se enuncian a continuación:

- La tesis de Grado cuyo autor es el Ing. Angel Fernando Yancha Quinapanta, realizada en el 2005, con el tema: “Análisis y Diseño Dinámico de un Edificio Aplicando el Programa Etabs”

De la cual se tomó las siguientes conclusiones:

-Por lo general los edificios altos responden con mayor fuerza a los movimientos del sismo de largo período (baja frecuencia) y los edificios pequeños responden más fuertemente a movimientos de terreno de períodos cortos (alta frecuencia)

-Mientras más alto es el edificio, más susceptible será a los efectos de los modos de vibración superiores, lo cual es aditivo a los efectos de los modos inferiores de vibración.

- La tesis titulada “Las cargas sísmicas y su incidencia en la Estabilidad estructural del sub-centro de salud “la Vicentina”, cantón Ambato, provincia del Tungurahua”, realizada en el año 2011, cuyo autor es el Ing. Ángel Abel

López Rivera, misma que está analizando una estructura esencial y las cargas sísmicas que en ella inciden. De lo cual se extrajeron las siguientes conclusiones:

- Los usuarios de las viviendas del sector ‘La Vicentina’, necesitan que la estructura del Sub-centro de salud debe ser sismo resistente y seguro para atenderse en dicho lugar según sus necesidades.
- Mediante las encuestas realizadas, las viviendas no se han diseñado estructuralmente para resistir sismos, esto indica que hay que ser más meticulosos en los diseños de los mismos.
- Es necesario ser precavidos al momento de diseñar estructuras sismos resistentes, para que la estructura no presente síntomas de falla ante la acción sísmica.
- Las estructuras del sector ‘La Vicentina’, no han presentado una respuesta óptima de diseño estructural porque han presentado problemas a corto tiempo.
- Con un buen diseño sismo resistente estructural, los posibles usuarios del Subcentro de salud ‘La Vicentina’, tendrán mayor seguridad al momento de un movimiento sísmico y se salvaguardarán la vida de los mismos.

2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El presente proyecto de investigación se enfoca en el paradigma Neopositivista en el que la realidad existe y se conduce de acuerdo con leyes naturales y mecanismos inmutables. El conocimiento de estas entidades, leyes y mecanismos, es formalmente comprobable y generalizable.

Además se caracteriza por ser una investigación cuantitativa, ya que se determina mediante cálculos, modelos y esquemas matemáticos el análisis de los registros sísmicos y de la estructura.

2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL

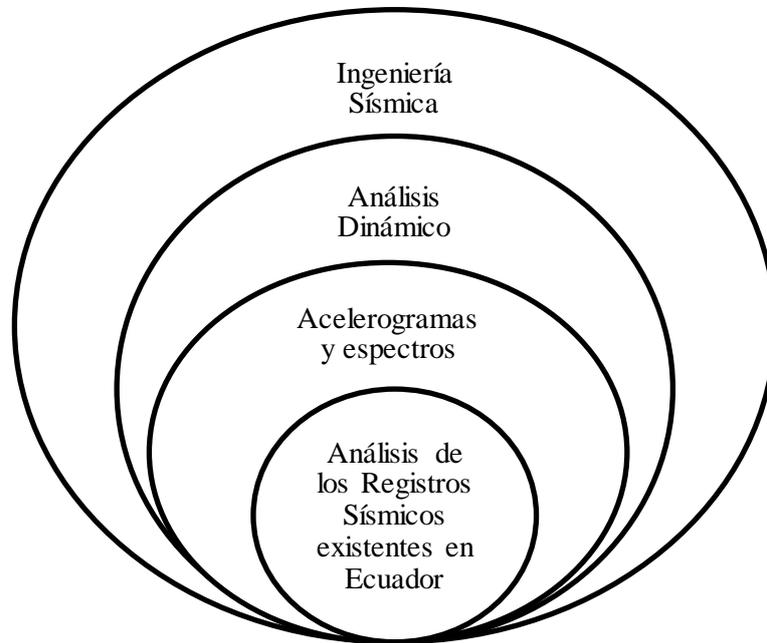
Los fundamentos legales del análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios además de los análisis tanto espectral como tiempo-historia, se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2011, además todas las consideraciones para la parte de fuerzas sísmicas y espectros de diseño que se utilizarán.

Se puede mencionar que la NEC si bien es una norma creada tomando como referencia a códigos internacionales, está adaptada para las condiciones geográficas del Ecuador. También se utilizará como apoyo el Código ACI 318-08 para el diseño de hormigón armado. El Código FEMA y ATC para evaluar el desempeño de la edificación.

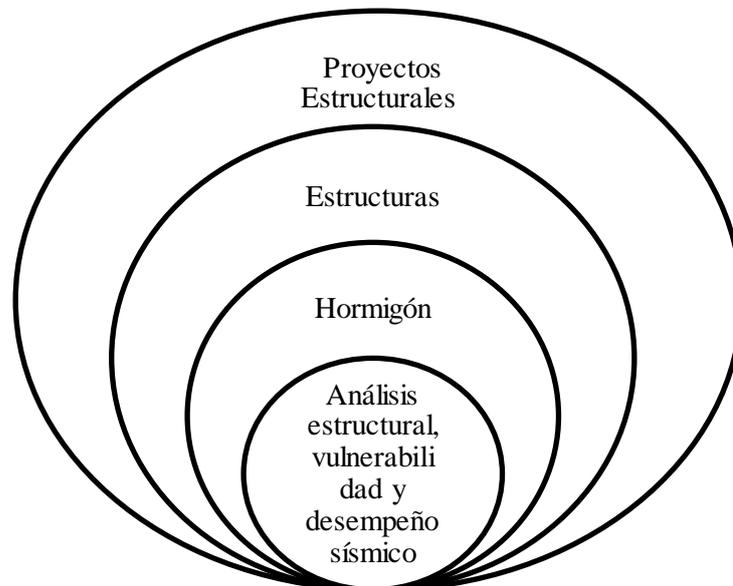
Los registros sísmicos utilizados en la presente investigación fueron facilitados del archivo institucional de la Red Sísmica del Austro.

2.4. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1. Superordinación de Variables



VARIABLE INDEPENDIENTE



VARIABLE DEPENDIENTE

2.4.2. DEFINICIONES

2.4.2.1. SISMISIDAD EN EL ECUADOR

“Según el Catálogo Sísmico del Ecuador (Egred, 1999a), en los últimos 80 años se han registrado terremotos cuyo impacto ha sido notorio, destacándose:

- El terremoto de Abril de 1541 cuyo epicentro aproximado es 0.14° S y 78.27° O con una magnitud de 7;
- El 16 de agosto de 1868 de magnitud 7.7 ocurrió a 0.31° N y 78.18° O;
- El 23 de junio de 1925 se registra otro gran terremoto cuya magnitud se estima en 6.8 y una profundidad de 180 Km. localizado en 0.0° y 77° O;
- El terremoto con magnitud 8.8 ocurrió el 31 de enero de 1906;

También se han registrado eventos importantes que incluyen un terremoto de magnitud 7.9 el 14 de mayo de 1942 y el 19 de enero de 1958 con magnitud estimada 7.8 y el ocurrido el 5 de marzo de 1987 con magnitud 6.9 (magnitudes citadas corresponden a escala Richter).

La sismicidad que presenta el Ecuador y en general el bloque norandino de Sudamérica está relacionada al proceso de subducción de la placa Nazca y la placa Sudamericana, de aquí se desprende el hecho que existan eventos interplaca (cercaos o sobre la zona de subducción) y eventos intraplaca. Esta interacción de placas dan las características fisiográficas de los Andes.

2.4.2.1.1. Terremotos mayores

Egred (1999b) recopila la información existente acerca de los principales efectos de los terremotos en las ciudades del Ecuador, significativa ocurrencia de los más grandes eventos en el área interandina, en contraste con un gran número de eventos que no han causado daños en la región oriental.

Nº	FECHA	EPICENTRO		PROF.	INT.	PROVINCIA DE REFERENCIA
		Lat	Long			
1	1541 04 00	-0.10	-77.80		VIII	Napo
2	1587 08 31	0.00	-78.40		VIII	Pichincha
3	1645 03 15	-1.68	-78.55		IX	Chimborazo, Tungurahua
4	1674 08 29	-1.70	-79.00		IX	Chimborazo, Bolívar
5	1687 11 22	-1.10	-78.25		VIII	Tungurahua
6	1698 06 20	-1.45	-78.30		X	Tungurahua, Chimborazo
7	1736 12 06	-0.78	-78.80		VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	1749 01 20	-4.00	-79.20		VIII	Loja
9	1755 04 28	-0.21	-78.48		VIII	Pichincha
10	1757 02 22	-0.93	-78.61		IX	Cotopaxi, Tungurahua
11	1834 01 20	1.30	-76.90		XI	Carchi, Nariño*
12	1786 05 10	-1.70	-78.80		VIII	Chimborazo
13	1797 02 04	-1.43	-78.55		XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, y parte de Bolívar y Pichincha.
14	1859 03 22	0.40	-78.40		VIII	Pichincha, Imbabura, Cotopaxi
15	1868 08 15	0.60	-78.00		VIII	Carchi
16	1868 08 16	0.31	-78.18		X	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	1896 05 03	-0.51	-80.45		IX	Manabí
18	1906 01 31	1.00	-81.30	25	IX	Esmeraldas, Nariño (Colombia)
19	1911 09 23	-1.70	-78.90		VIII	Chimborazo, Bolívar
20	1913 02 23	-4.00	-79.40		VIII	Loja, Azuay
21	1914 05 31	-0.50	-78.48		VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	1923 02 05	-0.50	-78.50		VIII	Pichincha
23	1923 12 16	0.90	-77.80		VIII	Carchi, Nariño (Colombia)
24	1926 12 18	0.80	-77.90		VIII	Carchi
25	1929 07 25	-0.40	-78.55		VIII	Pichincha
26	1938 08 10	-0.30	-78.40		VIII	Pichincha
27	1942 05 14	0.01	-80.12	20	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	1949 08 05	-1.25	-78.37	60	X	Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi
29	1953 12 12	-3.40	-80.60		VIII	Loja, norte del Perú
30	1955 07 20	0.20	-78.40		VIII	Pichincha, Imbabura
31	1958 01 19	1.22	-79.37	40	VIII	Esmeraldas
32	1961 04 08	-2.20	-78.90	24	VIII	Chimborazo
33	1964 05 19	0.84	-80.29	34	VIII	Manabí
34	1970 12 10	-3.79	-80.66	42	IX	Loja, El Oro, Azuay, norte del Perú
35	1987 03 06	-0.87	-77.14	12	IX	Napo, Sucumbíos, Imbabura

36	1995 10 02	-2.79 -77.97	24	VIII	Morona Santiago
37	1998 08 04	-0.55 -80.53	39	VIII	Provincia de Manabí.
RESUMEN			* Intensidad máxima en Nariño, Colombia.		
Número total de terremotos destructivos: 37			XI		
Período de años (1541-1999): 458			Lat. = Latitud: + = Norte, - = Sur. Long.=		
Promedio sismos/años: 12.4			Longitud: - = Oeste		
			Prof. = Profundidad focal en kilómetros		
			Int. = Intensidad máxima		

Tabla 1. Terremotos del Ecuador Con Intensidades > VIII

Fuente: Sismicidad Histórica Del Ecuador. Cálculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico (CORREA Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAIPE Mercedes, 2003) Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador

2.4.2.1.1.1. Sismicidad en la Región Interandina

En esta región se destacan, en número de ocurrencia respecto a otras regiones, la mayoría de eventos sísmicos más destructivos ocurridos en el país, tales como: El terremoto de Riobamba ocurrido en abril de 1797 de intensidad máxima de XI; por sus efectos, el mayor terremoto ocurrido en territorio ecuatoriano desde tiempos históricos hasta la actualidad, daños considerables sufrieron también las actuales provincias de Tungurahua, Cotopaxi, Bolívar e incluso Pichincha.

En 1698 un terremoto de intensidad máxima X afectó considerablemente a las provincias de Tungurahua y Chimborazo. En Imbabura el terremoto de agosto de 1868 de intensidad máxima X afectó a varias provincias, también ha sido seriamente afectada por terremotos de epicentro en las provincias de Esmeraldas y Napo.

El terremoto de Pelileo en la provincia de Tungurahua ocurrido en agosto de 1949 de intensidad máxima X con efectos que se extendieron a Cotopaxi, Chimborazo, parte de Bolívar, Pichincha y Pastaza. En la provincia de Loja también se han registrado sismos de intensidad VIII, además de la incidencia de terremotos con

epicentros en el norte del Perú como el de diciembre de 1970 de intensidad máxima en el país de IX. Las provincias de Azuay, Cañar, Carchi no registran epicentros de eventos importantes, sin embargo han sido también afectadas por los grandes terremotos. (Intensidades citadas corresponden a escala MSK).

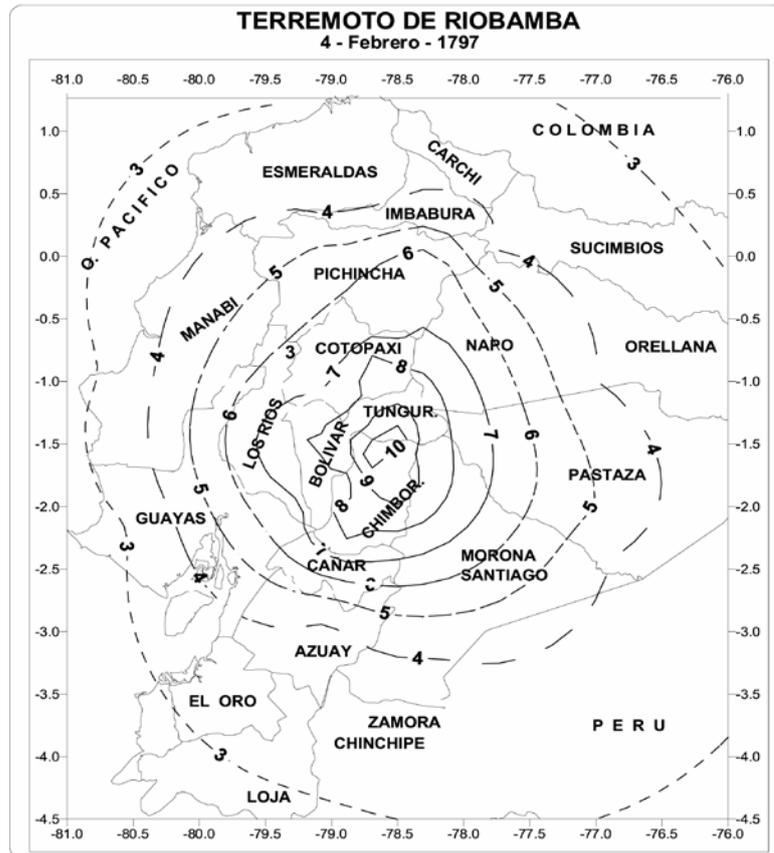


Figura 1. Mapa de Isosistas Terremoto de Riobamba (Egred, 1999b)

Fuente: Sismicidad Histórica Del Ecuador. Cálculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico (CORREA Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAÍPE Mercedes, 2003) Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

2.4.2.1.1.2. Sismicidad en la Región litoral

Pocos terremotos destructivos de intensidad igual o mayor que VIII ha soportado esta región, a más de otros menores. La provincia de Esmeraldas ha sido la más afectada. El terremoto del 31 de enero de 1906, uno de los dos sismos de

máxima magnitud ha a nivel mundial (8.9 Richter), desde que se puede calcular la magnitud con la existencia de los sismógrafos (aproximadamente en 1900); el epicentro se ubicó frente a las costas de la provincia de Esmeraldas; los efectos del sismo no fueron excepcionales, ya que el epicentro tuvo lugar lejos de la costa y, porque en aquella época la zona macrosísmica se encontraba escasamente poblada; este terremoto generó el mayor tsunami registrado en nuestras costas. Además en esta provincia se registran daños ocurridos por sismos con epicentros en el Sur de Colombia.

En la provincia de Manabí se destaca el evento de mayo de 1942 con intensidad máxima IX y el sismo del 04 de agosto de 1998 de intensidad máxima VIII que afectaron seriamente a la ciudad de Bahía de Caráquez, y sentidos en casi toda la región. La provincia del Guayas, si bien ha sufrido efectos de los terremotos, los daños no han sido comparables con las otras provincias costeras. En esta región la provincia menos afectada por terremotos es El Oro y si esto ha ocurrido, los sismos tuvieron epicentros fuera de la misma. (Intensidades citadas corresponden a escala MSK).

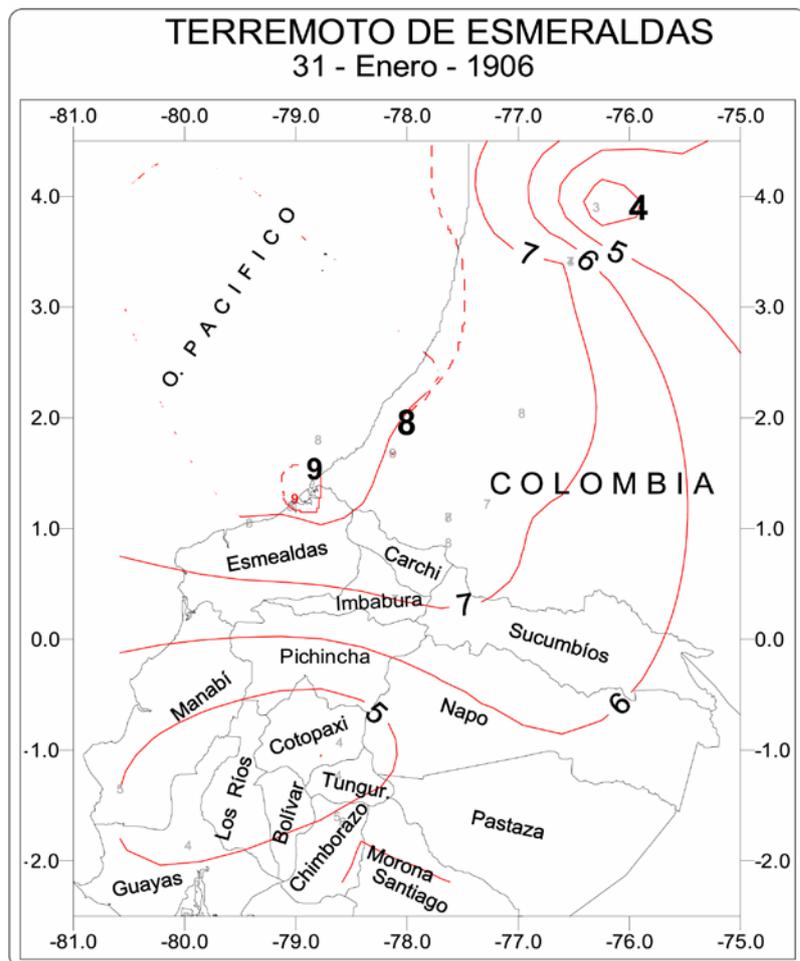


Figura 2.- Mapa de Isosistas Terremoto de Esmeraldas (Egred, 1999b)

Fuente: Sismicidad Histórica Del Ecuador. Calculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico (CORREA Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAIPE Mercedes, 2003) Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador

2.4.2.1.1.3. Sismicidad en la Región oriental

Se producen una gran cantidad de sismos, la mayoría son de profundidad media o mayor y con magnitudes que al no ser considerables, se atenúan y no causan daños; tomando en cuenta que no existe mayor información histórica por la escasa densidad de población en la región; además los eventos disminuyen considerablemente hacia el este.

La excepción de esta tendencia constituye el gran terremoto de Napo, del 5 agosto de 1987 con intensidad máxima de IX y el de Morona Santiago del 02 de octubre de 1995 con intensidad máxima de VIII.

Se destaca también el terremoto de abril de 1541 con epicentro en las estribaciones orientales de la Cordillera Real, por ser el primer sismo conocido en nuestro territorio, debió ser de gran intensidad, pues destruyó una población indígena, en una zona que a esa fecha era casi despoblada. (Intensidades citadas corresponden a escala MSK).

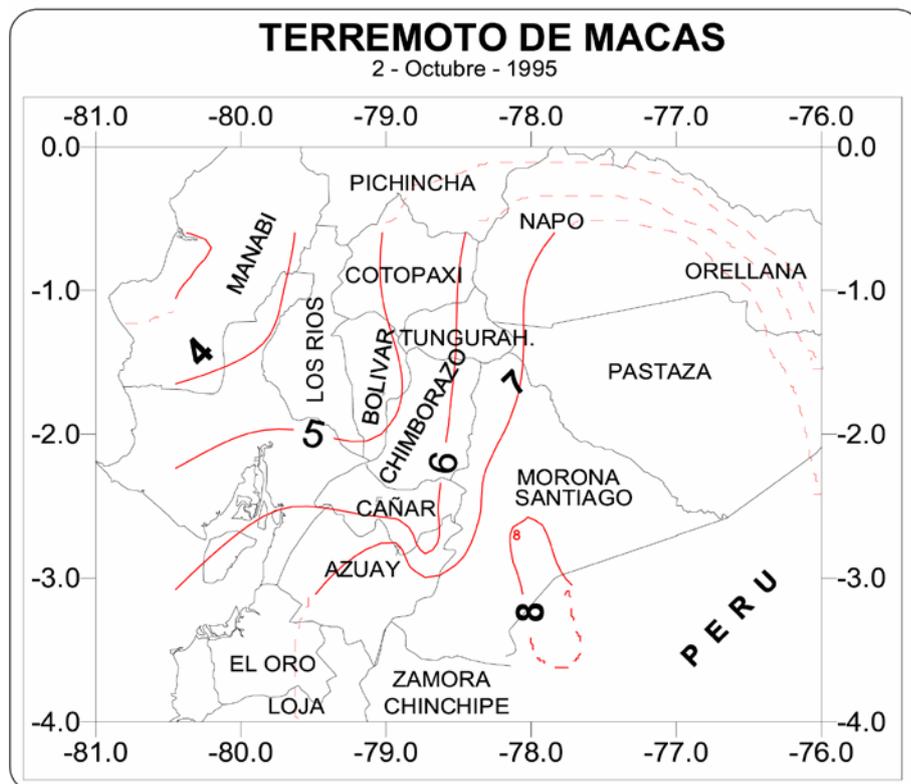


Figura 3. Mapa de Isosistas Terremoto de Macas (Egred, 1999b)

Fuente: Sismicidad Histórica Del Ecuador. Cálculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico (CORREA Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAIPE Mercedes, 2003) Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador

2.4.2.1.1.4. Sismicidad en la Región insular

Por ser producto de un punto caliente, la región de Galápagos es altamente sísmica y volcánica, pero los sismos de esa zona se caracterizan por ser de magnitudes moderadas y consecuentemente nunca se ha presentado un terremoto destructor.”

Fuente: Sismicidad Histórica Del Ecuador. Cálculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico (CORREA Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAIPE Mercedes, 2003) Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador

2.4.2.2. REGISTROS SÍSMICOS

2.4.2.2.1. Acelerogramas Sísmicos

“El acelerograma es el registro de la aceleración en función del tiempo, en un sitio determinado, como el suelo o las estructuras. Es registrado por acelerógrafos. Comúnmente, la historia de las aceleraciones se registra en tres componentes: dos en el plano horizontal (llamadas longitudinal y transversal) y otra en sentido vertical. Muchas veces el instrumento se orienta de manera que la componente longitudinal coincida con la dirección Norte-Sur (Sauter, 1989).

La Figura 4 muestra un acelerograma registrado por la red del LIS (Laboratorio De Ingeniería Sísmica) de la Universidad de Costa Rica , en el que se aprecian sus diferentes componentes básicos: escala de tiempo, escala de aceleración, PGA o aceleración pico del terreno, así como la duración de la fase fuerte. Al ser un valor de aceleración, el PGA suele darse en valor absoluto, con unidades como: gals (1 gal = 1 cm/s²), m/s², g (fracción de la aceleración de la gravedad), o en g•100.

Debido a que los sismos son eventos aleatorios en el tiempo y en el espacio, los acelerogramas resultan ser una superposición de ondas sumamente compleja que depende del proceso de ruptura en el hipocentro, de su propagación y atenuación, así como de los efectos de sitio debidos a la geología y a las condiciones geotécnicas que existan en el lugar donde se ubique el instrumento de registro. Considerando lo anterior, la forma de los acelerogramas es siempre distinta, por lo que cada registro es único e irrepetible, de ahí la importancia de contar con instrumentos que permitan su obtención. Las Figuras 4 y 5 muestran dos acelerogramas con características distintas.

La Figura 5 corresponde a un registro muy cercano a la fuente, con una distancia hipocentral corta y obtenido en roca. Este tipo de formas de onda se caracterizan por su corta duración y su contenido de altas frecuencias. Por otro lado, la Figura 6 presenta un ejemplo de un acelerograma registrado a una larga distancia hipocentral y en un sitio considerado como suelo blando. En este caso, el registro es de larga duración y predominan frecuencias más bajas (o bien, periodos largos), debido al filtrado de altas frecuencias que sufre la señal a lo largo de su propagación, hasta llegar a la superficie”.

Fuente: Caracterización de los Registros Acelerográficos obtenidos en el Laboratorio De Ingeniería Sísmica De La Universidad De Costa Rica (SCHMIDT DÍAZ Víctor y QUIRÓS SERRANO Christopher, 2007) Universidad de Costa Rica

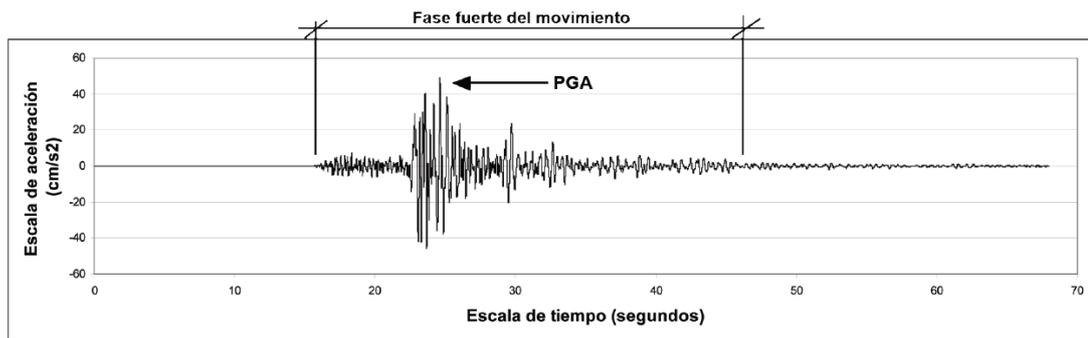


Figura 4. Componentes principales de un acelerograma.

Fuente: Caracterización de los Registros Acelerográficos obtenidos en el Laboratorio De Ingeniería Sísmica De La Universidad De Costa Rica (SCHMIDT DÍAZ Víctor y QUIRÓS SERRANO Christopher, 2007) Universidad de Costa Rica

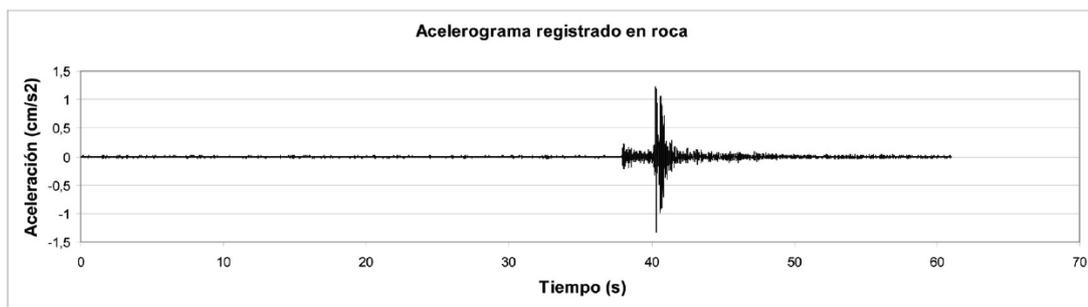


Figura 5. Acelerograma obtenido en roca, a una corta distancia hipocentral.

Fuente: Caracterización de los Registros Acelerográficos obtenidos en el Laboratorio De Ingeniería Sísmica De La Universidad De Costa Rica (SCHMIDT DÍAZ Víctor y QUIRÓS SERRANO Christopher, 2007) Universidad de Costa Rica

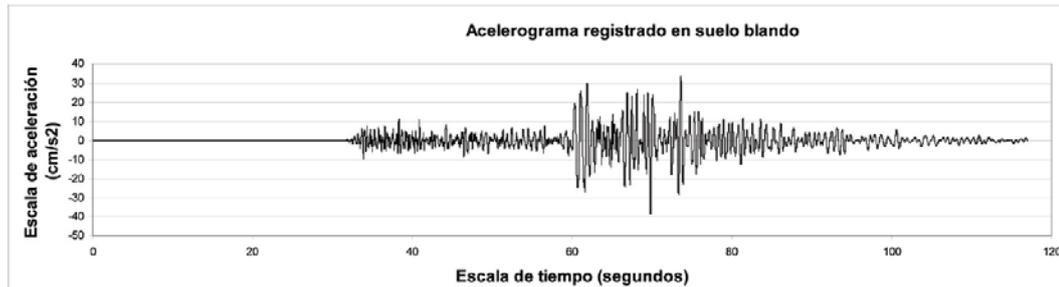


Figura 6. Acelerograma obtenido en suelo blando (S3), a una larga distancia hipocentral (248 km).

Fuente: Caracterización de los Registros Acelerográficos obtenidos en el Laboratorio De Ingeniería Sísmica De La Universidad De Costa Rica (SCHMIDT DÍAZ Víctor y QUIRÓS SERRANO Christopher, 2007) Universidad de Costa Rica

2.4.2.2.2. ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

‘La respuesta sísmica probabilista de estructuras con comportamiento no lineal sujetas a sismos entre moderados y muy intensos puede estimarse usando diferentes métodos de análisis, entre ellos el método dinámico paso a paso en el tiempo. En este caso, las estructuras se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos asociados con ciertos periodos de recurrencia, y a partir de estos análisis se obtienen los parámetros estadísticos de la respuesta que interesa, por ejemplo: distorsiones máximas de entrepiso, desplazamiento máximo de azotea, ductilidades máximas globales o locales, energía disipada normalizada, u otros. Los parámetros estadísticos que normalmente interesa conocer son la mediana y la desviación estándar de la respuesta.

De lo anterior, surge la pregunta ¿cuántos acelerogramas se deben utilizar en el análisis de manera que el estimador seleccionado tenga cierto intervalo de confianza? Otras preguntas son ¿cómo seleccionar dichos movimientos? y ¿cómo escalarlos?

Las respuestas a estas preguntas han sido discutidas por varios autores (*Matsumura, 1992; Shome et al., 1998; Shome y Cornell, 1999*) quienes han sentado bases para el estudio de este tema. Las conclusiones a las que ha llegado del grupo del Prof. Cornell se basan en la respuesta probabilista de marcos de acero resistentes a flexión, sujetos a movimientos sísmicos de banda ancha registrados en terreno duro en California, EUA.

Existen distintos criterios de escalamiento en el número mínimo de movimientos sísmicos que se requieren para garantizar que el estimador tenga un intervalo de confianza dado. Cuanto más pequeño es el número de acelerogramas requerido, más ahorro se tiene en tiempo de procesamiento de datos en computadora, pero por otro lado también es menor la banda de confianza del estimador.

En el procedimiento se identifica el método de escalamiento que da lugar al menor número de registros sísmicos requeridos para que el estimador tenga cierto nivel de confianza. Además, para cada estructura se obtiene la curva de peligro de demanda estructural y su correspondiente función de probabilidad de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso para un intervalo de 50 años.

2.4.2.2.2.1. Factor de Escala

Para excitar las estructuras con diferentes niveles de intensidad sísmica es necesario modificar las amplitudes de los movimientos sísmicos registrados por un factor de escala. Este es un valor numérico que multiplica a la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar tenga una intensidad especificada.

Dicha intensidad se asocia a cierto periodo de retorno. Este se obtiene a partir de una curva de peligro sísmico, según el nivel de desempeño que se trate. El procedimiento para calcular el factor de escala es como sigue:

- a) Se obtiene el periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura en estudio.
- b) Se proponen los periodos de retorno de los sismos (TR) para los cuales se revisará la estructura.
- c) Con el periodo de retorno propuesto en el paso (b) se encuentra la intensidad correspondiente.
- d) Se calcula el valor del espectro de resistencia por unidad de masa de cada registro en estudio, correspondiente al período T_0 , para la misma demanda de ductilidad y amortiguamiento crítico considerado en la curva de peligro sísmico.
- e) El factor de escala correspondiente al registro en cuestión se calcula como el cociente de la intensidad obtenida de la curva de peligro sísmico, y la obtenida a partir del espectro de respuesta.

Para el estudio se requiere que los acelerogramas sean previamente cortados y filtrados para corregir su línea base (Villa y Ruiz, 2001). Por ejemplo se tienen catorce registros en la siguiente tabla:

Número de sismo	Fecha	Magnitud (M)	Distancia epicentral (km)	Periodo dominante (s)	Coordenadas del epicentro	
					Latitud N	Long.W
1	19-sep-85 EW	8.1	441.69	2.03	18.081	102.942
2	19-sep-85 NS	8.1	441.69	2.05	18.081	102.942
3	25-abr-89 EW	6.9	308.16	2.07	16.603	99.400
4	25-abr-89 NS	6.9	308.16	2.19	16.603	99.400
5	24-oct-93 EW	6.6	314.37	1.83	16.540	98.980
6	24-oct-93 NS	6.6	314.37	1.73	16.540	98.980
7	10-dic-94 EW	6.3	305.39	1.87	18.020	101.560
8	10-dic-94 NS	6.3	305.39	2.02	18.020	101.560
9	22-may-97 EW	6.0	312.25	1.90	18.410	101.810
10	22-may-97 NS	6.0	312.25	1.50	18.410	101.810
11	31-may-90 EW	5.9	316.60	1.98	17.106	100.893
12	31-may-90 NS	5.9	316.60	1.50	17.106	100.893
13	23-may-94 EW	5.6	216.75	1.60	18.030	100.570
14	23-may-94 NS	5.6	216.75	1.65	18.030	100.570

Tabla 2. Características de los sismos

Fuente: Escalamiento de Acelerogramas y Número Mínimo De Registros Requeridos Para El Análisis De Estructuras (CHAN DORADO Selma M. ¹, RUIZ GÓMEZ Sonia E. ² y Montiel Ortega Marco A. ², 2005) Revista de Ingeniería Sísmica No. 72 1-24. ¹Universidad Politécnica de Cataluña, c/Jordi Girona 1-3, Módulo D-2, 08034, Barcelona, España, ²Instituto de Ingeniería, UNAM

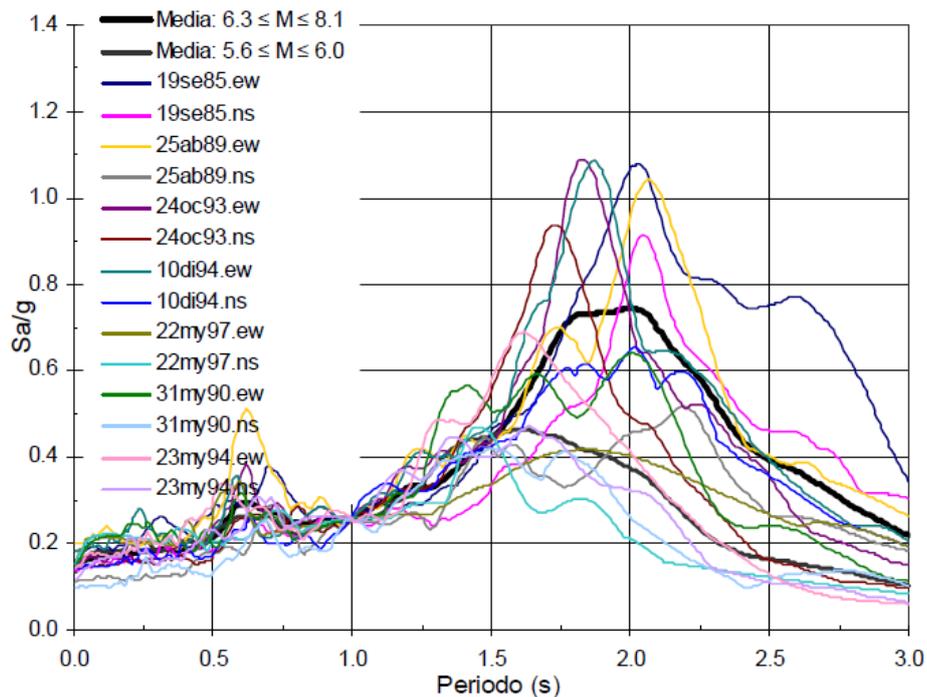


Figura 7. Espectros de pseudoaceleración de 14 movimientos registrados

Fuente: Escalamiento de Acelerogramas y Número Mínimo De Registros

Requeridos Para El Análisis De Estructuras (CHAN DORADO Selma M. ¹, RUIZ GÓMEZ Sonia E. ² y Montiel Ortega Marco A. ², 2005) Revista de Ingeniería Sísmica No. 72 1-24. ¹Universidad Politécnica de Cataluña, c/Jordi Girona 1-3, Módulo D-2, 08034, Barcelona, España, ²Instituto de Ingeniería, UNAM

En la Figura 7 se muestran los espectros de pseudoaceleración de los 14 movimientos sísmicos escalados para un periodo de retorno de 50 años y periodo fundamental de vibración $T_0 = 1s$. En la tabla 2 y la figura 7 se puede ver que los espectros correspondientes a eventos con magnitudes (M) iguales a o menores que 6 (sismos 9 a 14) en general presentan periodos dominantes menores que los de mayor magnitud (sismos 1 a 8). Con el fin de observar esto con mayor claridad en la Figura 7 se presentan (con línea negra gruesa) los promedios correspondientes a los espectros de estos dos grupos de sismos. En la figura se puede observar que los sismos con magnitudes pequeñas dan lugar a movimientos que tienen formas espectrales que son diferentes a los de magnitudes grandes. En este estudio se seleccionaron solamente movimientos correspondientes a sismos con magnitudes grandes (mayores que 5.6), y con periodos dominantes entre 1.5 y 2.2s (fig. 7).

Estos movimientos no son representativos de sismos con intensidades pequeñas; sin embargo, los errores que se cometen al estimar el número de sismos requeridos para el análisis de estructuras ante movimientos con periodos de recurrencia pequeños por ejemplo 10 años, son poco significativos.”

Fuente: Escalamiento de Acelerogramas y Número Mínimo De Registros Requeridos Para El Análisis De Estructuras (CHAN DORADO Selma M. ¹, RUIZ GÓMEZ Sonia E. ² y Montiel Ortega Marco A. ², 2005) Revista de Ingeniería Sísmica No. 72 1-24. ¹Universidad Politécnica de Cataluña, c/Jordi Girona 1-3, Módulo D-2, 08034, Barcelona, España, ²Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, 04510 México, DF.

2.4.2.3. MAGNITUD SÍSMICA

“En forma general se puede decir que durante un sismo se propagan ondas internas, y ondas superficiales. Desde el hipocentro salen dos tipos de ondas internas conocidas con el nombre de ondas S y ondas P, las mismas que son convertidas en la superficie en ondas L y ondas R. La propagación de las ondas L de Love y R de Rayleigh se realiza desde el epicentro”.

Fuente: Análisis Sísmico de Edificios. Segunda parte (AGUIAR, R, 2007) Escuela Politécnica del Ejército, Quito.

<http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/rman/c1b2b.htm>

2.4.2.3.1. Ondas Sísmicas

“Dado que la Tierra o cualquier otro cuerpo planetario puede ser considerado como un objeto elástico es un medio adecuado para la propagación de ondas. Una perturbación como un terremoto en cualquier punto de la Tierra, produce ondas energéticas conocidas como ondas sísmicas.

La corteza de la Tierra como objeto sólido que es, soporta ondas llamadas ondas de cuerpo (o internas), y en la superficie (ondas superficiales). En un material sólido estas ondas pueden ser tanto ondas longitudinales, como ondas transversales. En las ondas sísmicas a través del material, las ondas longitudinales o de compresión se llaman ondas P (de ondas "primarias"), mientras que las ondas transversales se llaman ondas S (ondas "secundarias"). Puesto que cualquier material fluido sólido ó líquido, está sujeto a compresión, las ondas P, pueden viajar a través de cualquier clase de material. Sin embargo, las ondas S dependen de la resistencia a una fuerza transversal o de "corte", que no existen en los medios líquidos o gaseosos, de modo que solamente pueden viajar sobre las partes sólidas de la Tierra

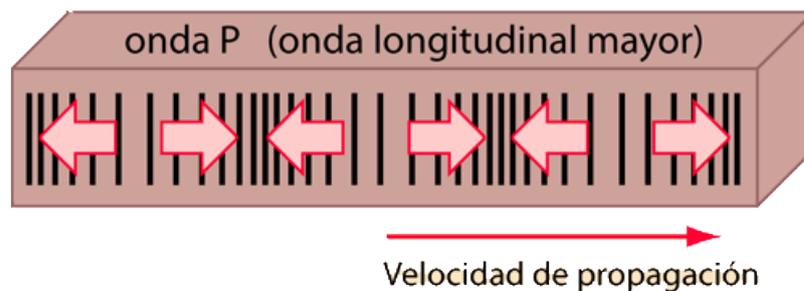


Figura 8. Ondas P

Fuente: <http://hyperphysics.phy-astr.gsu.edu/hbasees/waves/seismic.html>

Las ondas P en el aire son simplemente ondas sonoras y la velocidad del sonido es sobre 340 m/s a temperatura ordinaria. El agua puede soportar ondas P, pero no ondas S. La velocidad de estas ondas P (velocidad del sonido) en agua es unos 1450 m/s. Las ondas P, dependen del módulo de bulk de elasticidad del material, así como de su densidad. La velocidad de onda en un material sólido como el granito, puede ser unos 5000 m/s. Las ondas P de los terremotos llegan primero, pero debido a sus pequeñas amplitudes, no producen tanto daño como las ondas S y las ondas superficiales que le siguen.

Las ondas S son ondas transversales que implican movimiento de tierra perpendicular a la velocidad de propagación. Viajan sólo a través de los sólidos, y

la ausencia de ondas S detectadas a grandes distancias de los terremotos, fue el primer indicio de que la Tierra tiene un núcleo líquido. Las ondas S viajan típicamente al 60% de la velocidad de las ondas P. Suelen ser más perjudiciales que las ondas P, ya que son varias veces superiores en amplitud.

Los terremotos también producen ondas superficiales que pueden causar movimiento perpendicular o paralelo a la superficie. Las ondas que mueven la superficie arriba y abajo se llaman ondas de Rayleigh y se describe a veces como "rodillo de tierra". Las ondas cuya amplitud de movimiento es paralela a la superficie se llaman ondas Love en honor del matemático A.E.H. Love que las modeló sin duda no es un indicio de que alguien sea aficionado a ellas.

Las ondas Rayleigh u ondas de rodillo terrestres, causan el movimiento de la superficie del suelo hacia arriba y hacia abajo. Se propagan a aproximadamente 90% de la velocidad de las ondas S. Las ondas Love implican movimiento de la tierra de lado a lado, perpendicular a la velocidad de propagación. Por lo general, viajan un poco más rápido que las ondas de Rayleigh.”

Fuente: Introduction to seismology. (SHEARER P. M., 1999)Cambridge Univ. Press, s.f

2.4.2.4. LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS SUELOS

“La modificación de la señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un terremoto, se conoce como efecto local. Esta modificación consiste en la amplificación fuerte de la señal así como una mayor duración de la misma y la modificación de su contenido frecuencial.

El análisis de las anomalías de la intensidad sísmica obtenidas a partir de escalas macrosísmicas permitió establecer la evidencia que los terrenos blandos

amplifican los efectos de los terremotos. Se han desarrollado un gran número de escalas macrosísmicas que recogen y clasifican en grados los efectos que provoca el terremoto sobre las edificaciones, las personas y el medio natural.

Las escalas más importantes actualmente en uso son: la escala MSK (Medvedev, Sponhauer, Kärnik, 1963), la escala MM (de Mercalli Modificada), la escala JMA (Japanese Meteorological Agency), la escala EMS98 (European Macroseismic Scale, 1998) y la escala China que equivale a la MM.

Las anomalías de la intensidad sísmica realizadas han permitido realizar correlaciones entre la intensidad y las condiciones geológicas y topográficas específicas de la zona con el objetivo de realizar mapas de zonación que permiten delimitar distintas zonas en función de su capacidad para amplificar el daño sísmico.

Sin embargo, la limitación de los estudios de zonación sísmica radica principalmente en que la intensidad es un parámetro obtenido a partir de un efecto con el que se obtiene el valor con el que definir la propia acción y por lo tanto, no expresan adecuadamente otro tipo de fenómenos, como la interacción suelo-estructura, que se producen cuando las frecuencias de vibración del suelo y de la estructura son próximas. Este fenómeno introduce daños muy superiores a los esperados.

Las roturas de taludes, caídas de rocas, o fenómenos de licuefacción del suelo durante o después de la sacudida sísmica son otros efectos inducidos que deben considerarse porque también provocan mayores daños potenciales en las estructuras.

Por lo tanto, la identificación de las frecuencias predominantes del suelo y la cuantificación de la amplificación de la señal sísmica constituyen uno de los principales intereses en ingeniería sísmica. Para conseguir estas metas se recurre a

métodos empíricos, como la técnica de Nakamura y a la simulación numérica de los efectos sísmicos locales.”

Fuente: Respuesta Sísmica de los Suelos, s.f

<http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3363/7/36067-7.pdf>

2.4.2.4.1. LEYES DE ATENUACIÓN

“La fuente de mayor incertidumbre en los estudios de peligrosidad sísmica es la determinación de la ecuación de atenuación que se va a utilizar. La ecuación o ley de atenuación es una expresión semiempírica que relaciona Magnitud-Distancia-Intensidad Sísmica; entendiéndose por estas últimas palabras a la aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha de eventos sísmicos; estas relaciones se obtienen de los datos que existen sobre los parámetros mencionados.

En general, los procedimientos utilizados para obtener las leyes de atenuación, consiste en ajustar curvas a los datos de movimientos sísmicos ocurridos en diferentes regiones, por lo que las expresiones así obtenidas reflejan las características geotectónicas de la región para la cual fueron obtenidas. Mal se haría con importar leyes de atenuación derivadas de otras regiones para realizar estudios de peligrosidad sísmica.

2.4.2.4.1.1. Filosofía de las leyes de atenuación

La filosofía de las leyes de atenuación se puede sintetizar en dos aspectos, que son:

- A una misma distancia, R se espera tener la misma intensidad sísmica (aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha).
- La intensidad sísmica disminuye conforme la distancia aumenta y viceversa.

Ahora, comparemos que ha sucedido en la realidad; al respecto veamos que pasó con el sismo de San Fernando del 09-02-71, uno de los eventos mejor documentados, a una distancia promedio aproximada de 42 Km. del epicentro se registraron aceleraciones horizontales máximas del suelo que variaron entre 58 y 245 gals. Es decir no se tuvo la misma intensidad sísmica a igual distancia.”

Fuente: “Cuantificación de la amenaza sísmica del Ecuador en términos probabilísticos y mapa de zonificación”, (AGUIAR, R, 1982.) Tesis de Maestría en Ciencias, Universidad Central de Venezuela, Caracas

“Lo expuesto tiene como finalidad mostrar la incertidumbre que conlleva el uso de una ley de atenuación a pesar de que ésta fuera obtenida de registros instrumentales. Para contrarrestar esto se acostumbra incluir en las fórmulas un término que corresponde a la desviación estándar s , el mismo que se calcula suponiendo que los logaritmos naturales de los cocientes de las intensidades sísmicas predichas a las registradas instrumentalmente tienen una distribución normal.”

Fuente: Análisis Sísmico de Edificios. Tercera parte (AGUIAR, R, 2007) Escuela Politécnica del Ejército, Quito.

<http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/rman/c1b2c.htm>

2.4.2.4.1.2. Relación entre Intensidad y Aceleración

La forma de la ecuación que permite el paso de intensidades a aceleraciones es la indicada en la ecuación (1).

$$\log A = \sigma I_{MM} + \gamma \quad (\text{Ecuación 1})$$

Algunos valores de s y g se indican en la Tabla 3. Valores de s y g y han sido obtenidos de estudios de aproximación lineal con los datos de Intensidades y aceleraciones máximas del suelo.

AUTOR	s	g
Trifunac y Brady ⁽⁵⁴⁾	0.300	-0.014
Bolt ⁽³⁴⁾	0.313	0.340
Murphy, O' Brien ⁽⁵⁵⁾	0.250	0.250
Lomnitz ⁽⁵⁶⁾	0.333	-0.500
Saragoni ⁽⁵⁷⁾	0.345	-0.222

Tabla 3. Valores de s y g.

Fuente: Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias" (GALLEGO M. y ORDAZ M., 1999).
 Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 4 (1),45-66, ESPE, Valle de los Chillos, Ecuador

Evidentemente, que es más compleja la relación entre la I_{MM} y la Aceleración máxima del suelo A , pero las relaciones indicadas en la Tabla 3. Valores de s y g., han sido utilizadas en la determinación de leyes de atenuación para la aceleración máxima del suelo. Manteniendo el esquema indicado en la ecuación (1) los valores de s y g sería conveniente que se obtengan en función del tipo de suelo.

2.4.2.4.1.3. Leyes de atenuación de la aceleración

En la tabla 4 se indican algunas de las leyes de atenuación que han sido utilizadas en estudios de peligrosidad sísmica en diferentes regiones del mundo.

REGIÓN	LEY DE ATENUACIÓN	AUTOR
Chile-Argentina	$\ln A_{\max} = 8.54 + 0.57M - 1.73 \ln (R+60)$	Saragoni ⁽⁸⁾
Perú	$\ln A_{\max} = 8.18 + 0.68M - 1.63 \ln (R+60)$	Saragoni ⁽⁸⁾
Perú	$\ln A_{\max} = 4.23 + 0.8M - \ln (R+25)$	Casaverde ⁽³⁶⁾
Ecuador	$\ln A_{\max} = 6.35 + 0.99M - 1.76 \ln (R+40)$ $\gamma 0.6$	Aguiar ⁽¹⁷⁾
Venezuela-	$\ln A_{\max} = 3.75 + 0.47M - 0.57 \ln (R+10)$	Grases ⁽²⁷⁾

Transcurrentes	γ 0.67	Donovan ⁽²⁸⁾
USA-Transcurrentes	$\ln A_{\max} = 6.98 + 0.5M - 1.25 \ln (R+25)$	Goula ⁽²⁹⁾
USA-Japón-Europa	$\ln A_{\max} = 0.14 I_{MM} + 0.24M - 0.68 \log R$ + γ $\ln A_{\max} = -0.60$ Costa Occidental USA $\ln A_{\max} = -0.69$ Japón $\ln A_{\max} = -0.88$ Europa	

Tabla 4. Leyes de atenuación de la aceleración máxima de suelo

Fuente: Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias" (GALLEGO M. y ORDAZ M., 1999),, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 4 (1),45-66, ESPE, Valle de los Chillos, Ecuador

Las leyes de atenuación de la forma indicada en la tabla 4, reportan la aceleración máxima, en gals, para un determinado evento de magnitud M y a una distancia hipocentral R. En forma similar existen relaciones para determinar la velocidad máxima del suelo. Ahora, se pretende incorporar el contenido de frecuencias y la duración del evento sísmico, razón por la cual se está trabajando con el Espectro de Amplitudes de Fourier EAF en la determinación de las leyes de atenuación"

Fuente: Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias" (GALLEGO M. y ORDAZ M., 1999), Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 4 (1),45-66, ESPE, Valle de los Chillos, Ecuador

2.5. HIPÓTESIS

Los registros sísmicos existentes en el Ecuador, caso Red Sísmica del Austro como estudio predominante en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura.

2.6. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES

2.6.1. Variable independiente

Estudio de los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro

2.6.2. Variable dependiente

Análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1.ENFOQUE

El presente proyecto se define por tener un enfoque cuantitativo, ya que se determina un modelo numérico ya sea lineal, exponencial o similar mediante esquemas matemáticos a partir de la información recolectada por medio de encuestas. Además de comprobar hipótesis planteadas para la investigación.

3.2. MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

Los tipos de investigaciones utilizadas en el presente proyecto son: la investigación de campo, bibliográfica y la experimental, siendo determinadas de la siguiente forma:

- Investigación de Campo: es el estudio sistemático de los hechos, que en este caso se aplicará con la encuesta dirigida hacia los estudiantes de 10mo semestre de la carrera de Ing. Civil a cerca de los conocimientos que tengan sobre el análisis estructural con registros sísmicos existentes.
- Investigación Bibliográfica: Tiene el propósito de conocer y deducir diferentes enfoques, teorías, conceptualización y criterios de diversos autores sobre el Análisis dinámico analizado en el presente trabajo investigativo. Además se ha tomado datos de referencia de la NEC y Código ACI-318-08

para la determinación de las cargas, combinaciones y especificaciones en general.

- Investigación Experimental: ya que se define la relación Causa- Efecto de la estructura analizada en el computador al realizar la aplicación de los registros sísmicos para con ellos realizar el análisis de la estructura.

3.3. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

Nivel Exploratorio

En este proyecto se pretende comparar técnicas que están revolucionando el diseño, debido a las nuevas aplicaciones y procedimientos, por ende es significativo analizar los registros sísmicos para ser utilizados de varias maneras, y dar una mejor apreciación de cálculo de estructuras y así evaluar su nivel de desempeño, por lo que se genera una hipótesis y con ello se pretende reconocer variables de la investigación.

Nivel Descriptivo

Como el estudio es en su mayor parte bibliográfico y experimental, se ha buscado la información y especificaciones necesarias para ingresar en el computador los datos correctos, realizando los cálculos necesarios para interpretar los períodos de vibración del edificio y evaluar los datos de esfuerzos obtenidos sobre la base de la hipótesis, con lo que se expone y resume la información de manera cuidadosa para analizar minuciosamente los resultados, a fin de extraer generalizaciones significativas que contribuyan al conocimiento. Logrando una identificación de las relaciones que existen entre las variables propuestas.

Nivel Explicativo

Puesto que para el desarrollo el proyecto se requiere un conocimiento de la teoría, los métodos y técnicas de investigación, y se trata de efectuar un proceso de abstracción a fin de destacar aquellos elementos, aspectos o relaciones que se consideran básicos para comprender los objetos y procesos.

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.4.1. Población

En la presente investigación la población o el universo de estudio lo constituyen los estudiantes de Décimo semestre de la carrera de Ingeniería Civil, de la Universidad Técnica de Ambato, de acuerdo a la siguiente tabla

MUESTRA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Estudiantes	60	100%

Tabla 5. Población y muestra

Fuente: Elaborado por Paola Lagos

Tomando en cuenta que la población de estudiantes es baja, se consideró no sacar muestra y aplicar al 100% del universo de estudio.

3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1. Variable Independiente:

Estudio de los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS BÁSICOS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
<p>Los sismos producen ondas de varios tipos, que se propagan desde su foco en todas las direcciones a través de la tierra. Estas ondas son registradas mediante aparatos denominados sismógrafos, y acelerógrafos diseñados para medir la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del movimiento sísmico. Estos parámetros son relativos, ya que los valores obtenidos están afectados por las características del instrumento registrador y por las condiciones de ruido ambiental en el lugar de registro.</p>	Acelerograma	Estación	¿Dónde fue registrado el evento Sísmico?	Herramienta Computacional Cuaderno de notas Software especializado Observación Entrevista con el Personal Técnico
		Intensidad	¿Cuál fue la intensidad de cada sismo?	
		Ondas Sísmicas	¿Qué tipo de ondas son registradas?	
		Factores de corrección	¿Qué factores de corrección se usan al procesar el acelerograma?	
		Intervalos de registro	¿Con que intervalo de tiempo fue registrado cada sismo?	
		Espectro generados	¿Cómo se pueden generar espectros a partir de acelerogramas?	

3.5.2. Variable Dependiente:

Análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS BÁSICOS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
Análisis estructural se refiere al uso de las técnicas y métodos en los que se contempla la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente además de un análisis en el que consideren las cargas aplicadas de manera dinámica y el comportamiento de dichas estructuras con la aparición de las respectivas vibraciones que sucedan.	Espectro de respuesta	Aceleraciones espectrales	¿Cómo se calcularán las aceleraciones espectrales?	Herramienta Computacional Cuaderno de notas Software especializado Observación
		Derivas de piso	¿Cuál es la Deriva máxima permitida?	
		Corte Basal	¿Qué valor tiene el Corte basal?	
		Desplazamiento máximo	¿Cuál debe ser el desplazamiento máximo admisible?	
		Períodos de Vibración	¿Cuántos períodos de vibración debe tener la estructura?	
	Desempeño de la estructura	Corte Basal	¿Qué valor tiene el Corte basal en el rango elástico?	
		Espectro	¿Con qué espectro se aplicará el concepto del Espectro de Capacidad?	
		Fluencia Efectiva	¿Cuáles son las coordenadas del punto de fluencia efectiva?	
		Punto de desempeño	¿Cuáles son las coordenadas del punto de desempeño?	
		Niveles de sismo	¿Con que sismos se analizará el desempeño de la estructura?	

3.6. PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Preguntas Básicas	Explicación
1) ¿Para qué?	<p>Para cumplir con los objetivos propuestos al estudiar los registros sísmicos obtenidos en la Red Sísmica del Austro</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cuantificar las combinaciones y estados de carga que actuarán en la edificación • Plantear un modelo matemático que se ajuste al diseño arquitectónico propuesto. • Analizar el edificio tomando en cuenta las consideraciones propuestas por la NEC. • Obtener datos para comparar los resultados del Análisis dinámico espectral de acuerdo a la NEC con los resultados generados por los registros sísmicos existentes. • Establecer el criterio de estudiantes de Ingeniería Civil sobre el análisis de estructuras mediante registros sísmicos.
2) ¿De qué personas u objetos?	-Estudiantes de décimo semestre de la Carrera de Ingeniería Civil de la FICM de la UTA
3) ¿Qué se va a analizar?	Edificaciones de mediana altura
4) ¿Quién o quiénes?	Paola Nathaly Lagos Saltos
5) ¿Cuándo?	De Enero a Marzo del 2015
6) ¿Dónde?	En la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.
7) ¿Cuántas veces se aplicará el instrumento?	A toda la población
8) ¿Cómo se recolectará la información?	Encuesta
9) ¿Con qué instrumentos?	Cuestionario

3.7. PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Luego de aplicar la encuesta a los estudiantes de la FICM se tabularán las encuestas pregunta por pregunta para su posterior representación mediante tablas y gráficos estadísticos apropiados mediante hojas electrónicas de cálculo, con lo que se podrá plantear conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De la encuesta realizada a los estudiantes de décimo semestre de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato se obtuvo los siguientes resultados:

Pregunta 1:

1.- ¿Conoce qué instituciones en el País cuentan con instrumentos para registros sísmicos?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
Si	34	75,56%
No	11	24,44%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 6. Resultados de la encuesta- Pregunta 1

Fuente: Elaboración propia



Figura 9. Resultados de la encuesta- Pregunta 1.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: El 75,56% de estudiantes conoce qué instituciones en el País cuentan con instrumentos para registros sísmicos, frente a un 24,44% que lo desconoce.

Pregunta 2:

¿Ha revisado alguna vez un registro de aceleraciones de un evento sísmico ocurrido?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
si	4	8.89%
no	41	91.11%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 7. Resultados de la encuesta- Pregunta 2

Fuente: Elaboración propia



Figura 10. Resultados de la encuesta- Pregunta 2

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: el 91,11% nunca ha revisado un registro de aceleraciones de un evento sísmico ocurrido, mientras que el 8,89% asegura haberlo hecho alguna vez.

Pregunta 3:

¿Conoce si la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) prevé un análisis dinámico espectral?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
Si	26	57,78%
No	19	42,22%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 8. Resultados de la encuesta- Pregunta 3

Fuente: Elaboración propia

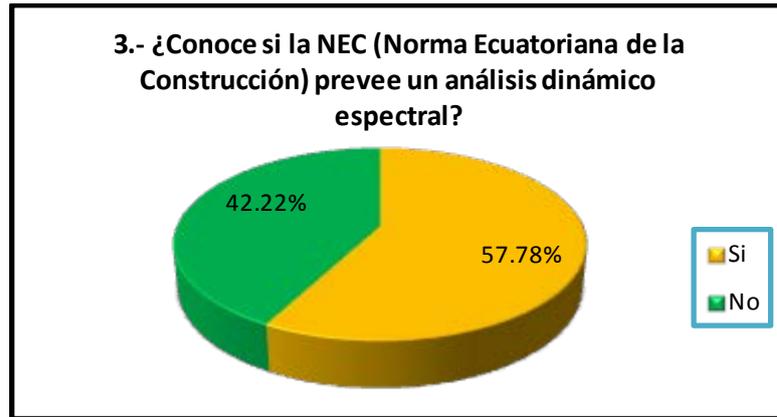


Figura 11. Resultados de la encuesta- Pregunta 3.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: con mayoría un 57,78% de estudiantes si conoce si la NEC prevé un análisis dinámico espectral, y un 42,22% desconoce esta información.

Pregunta 4:

¿Conoce la procedencia del espectro de diseño dado por la NEC?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
Si	12	26,67%
No	33	73,33%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 9. Resultados de la encuesta- Pregunta 4

Fuente: Elaboración propia



Figura 12. Resultados de la encuesta- Pregunta 4.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: con mayoría un 73, 33% de estudiantes no conoce la procedencia del espectro de diseño dado por la NEC, y un 26,67% afirma lo contrario.

Pregunta 5:

¿Conoce si la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) prevé un análisis dinámico Tiempo-Historia?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
si	3	6,67%
no	42	93,33%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 10. Resultados de la encuesta- Pregunta 5

Fuente: Elaboración propia

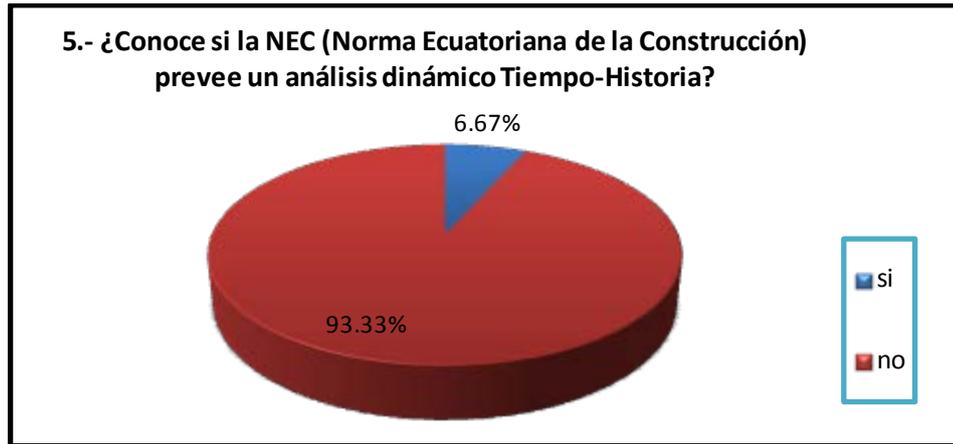


Figura 13. Resultados de la encuesta- Pregunta 5.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: El 93,33% de estudiantes desconoce totalmente si la NEC prevé un análisis dinámico historia en el Tiempo, pero tan solo un 6,67% mencionó conocer dicha información en la Norma.

Pregunta 6:

¿Conoce en qué consiste un análisis estático no lineal?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
Sí	10	22,22%
No	35	77,78%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 11. Resultados de la encuesta- Pregunta 6

Fuente: Elaboración propia

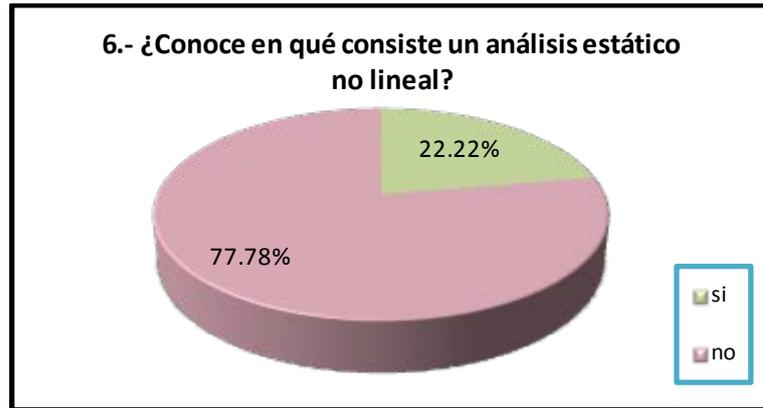


Figura 14. Resultados de la encuesta- Pregunta 6.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: La mayoría de estudiantes, con un 77,78% desconoce lo que implica un análisis estático no lineal, mientras que un 22,22% mencionó que si lo ha hecho.

Pregunta 7:

¿Conoce los niveles de sismo propuestos para determinar el desempeño de una estructura?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
Sí	11	24,44%
No	34	75,56%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 12. Resultados de la encuesta- Pregunta 7

Fuente: Elaboración propia

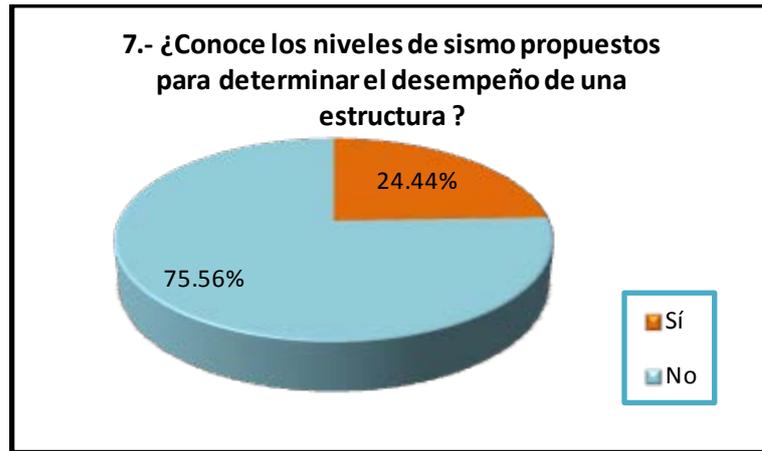


Figura 15. Resultados de la encuesta- Pregunta 7.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: La mayoría de estudiantes, con un 75,56% no conoce los niveles de sismo propuestos para determinar el desempeño de una estructura, mientras que un 24,44% mencionó que sí.

Pregunta 8:

¿Conoce los niveles de Desempeño Sísmico propuestos por Visión 2000?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
Si	3	6,67%
No	42	93,33%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 13. Resultados de la encuesta- Pregunta 8

Fuente: Elaboración propia



Figura 16. Resultados de la encuesta- Pregunta 8.

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: una cantidad mayoritaria de estudiantes no está al tanto los niveles de Desempeño Sísmico propuestos por Visión 2000 con un 93,33%, frente a un 6,67% que asevera que si los conoce.

Pregunta 9:

¿Conoce el procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica de la estructura?

ÍTEM	# PERSONAS	PORCENTAJE
si	3	6,67%
no	42	93,33%
TOTAL	45	100,00%

Tabla 14. Resultados de la encuesta- Pregunta 9

Fuente: Elaboración propia



Figura 17. Resultados de la encuesta- Pregunta 9

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones: El 93,33% de estudiantes de la FICM no conoce el procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica de la estructura, frente a un 6,67% que respondió lo contrario.

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS

ASPECTO EVALUADO	INTERPRETACIÓN
Instituciones en Ecuador que registran eventos sísmicos	Se revela que sólo una cuarta parte de los encuestados no conoce que Instituciones pueden registrar eventos sísmicos con sus instrumentos.
Identificación de eventos sísmicos	Casi en su totalidad los estudiantes de la FICM encuestados no han revisado detalladamente un registro sísmico de un evento ocurrido.
NEC sobre análisis dinámico espectral	Más de la mitad de estudiantes encuestados menciona si conocer que la NEC prevé un análisis dinámico espectral
Espectro de diseño NEC	Aproximadamente los tres cuartos de la población desconoce el origen exacto del

	espectro de diseño dado por la NEC.
NEC sobre análisis dinámico historia en el tiempo	La mayoría de estudiantes muestra un desconocimiento a cerca de la posición de la NEC sobre un análisis dinámico historia en el tiempo.
Análisis Estático no Lineal	Aproximadamente menos de un cuarto de la población sabe lo que implica efectuar un Análisis Estático no Lineal.
Niveles de sismo propuestos para determinar el desempeño de una estructura	Son pocos los estudiantes que saben cuáles son los niveles de sismo para determinar el desempeño de una estructura.
Niveles de Desempeño Sísmico propuestos por Visión 2000	Únicamente tres de cuarenta y cinco estudiantes sabe cuáles son los niveles de desempeño sísmico propuestos por Visión 2000.
Procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica.	Apenas casi un 7% tiene conocimiento como evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura.

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

La hipótesis fue verificada luego de haberse realizado el estudio respectivo detallado en la propuesta, concluyendo que la aseveración trazada es verdadera; por lo tanto se justifica un “Estudio de los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro y su incidencia en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura”, lo cual clarificará las diferencias de comportamiento y diseño de la estructura al someterla a un análisis con registros sísmicos del país.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- En nuestro medio no es común el uso de registros sísmicos para analizar estructuras y su comportamiento.
- El Análisis estático no lineal no es aplicado en todos los análisis de edificaciones continuamente por los estudiantes, a pesar de ser muy importante para examinar el comportamiento de las estructuras, por lo que es indispensable que se tome mucha consideración del tema para el diseño de estructuras, ya que Ecuador se encuentra en una ubicación tal de peligro sísmico.
- Se obtendrán los resultados esperados si la aplicación del modelo cumple con todas las especificaciones requeridas; de esta manera garantizar un buen análisis y diseño estructural.
- Los datos obtenidos fueron facilitados netamente por los técnicos de la Red Sísmica del Austro y de esta manera se logrará comparar resultados al realizar una análisis dinámico aplicando dichos registros.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda al área de estructuras abordar el tema de análisis dinámico tiempo-historia con los alumnos de los últimos niveles de la carrera de Ingeniería Civil, con algún ejercicio práctico en el que se identifique la funcionalidad del mismo, puesto que el poco tratado del tema, daría lugar al desaprovechamiento de esta teoría que en la actualidad viene tomando gran relevancia con las exigencias de la Ingeniería actual.
- Los registros sísmicos en nuestro país no son una información de fácil acceso, por lo que se recomienda a las instituciones que los manejan facilitar su uso para los profesionales que se interesen por dicha investigación.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1.DATOS INFORMATIVOS

Título de la Propuesta: “Aplicación de los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, caso de estudio Red Sísmica del Austro en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura”

Institución Ejecutora: La propuesta planteada, y de la misma manera toda la investigación realizada es desarrollada por Paola Nathaly Lagos Saltos y Patricio M. Vasco L, Ing. Civil como tutor del proyecto.

Ubicación: La investigación se realiza en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato ubicada en la ciudad de Ambato en la provincia de Tungurahua.

Beneficiarios: Los beneficiarios de esta investigación serán principalmente los alumnos de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato y cualquier persona que necesite información sobre el tema y tenga acceso a la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica tanto física como virtual.

Tiempo de Ejecución: El tiempo estimado de ejecución de la investigación es de tres meses según el cronograma.

Equipo Técnico: en la investigación participará una estudiante egresada de Ing. Civil como investigadora, y el Docente asignado por el área de estructuras como tutor de tesis.

6.2.ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

6.2.1. Registros sísmicos en Sudamérica

6.2.1.1.Acelerogramas del Terremoto de Chile 2010

“El estudio de estos acelerogramas permitió caracterizar adecuadamente los terremotos de subducción chilenos y diferenciarlos en muchos aspectos de otras zonas sísmicas, como en la atenuación de sus valores máximos de aceleración y sus características destructivas (Saragoni et al., 2004). También a partir de estos registros se observó que la respuesta dinámica del suelo para este tipo de terremotos se caracteriza por una gran cantidad de respuestas libres del suelo (Ruiz y Saragoni, 2009) y sus espectros de respuesta por 2 peaks, uno de ellos asociado a la respuesta del suelo (Ruiz y Saragoni, 2008). Todos estos aspectos únicos de la subducción chilena, son contrastados con lo observado en los acelerogramas del megaterremoto.”

Fuente: Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010. (Rodolfo Saragoni.¹Sergio Ruiz^{2,3},2012). 1. Profesor. División Estructuras, Construcción y Geotecnia. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile 2. Département des Géosciences, Ecole Normale Supérieure, París, Francia. 3. Departamento de Geología, Universidad de Chile.

6.2.1.2. Registros Sísmicos en el País

En lo que tiene que ver a la parte sísmica, a pesar que en nuestro país existe la Red Nacional de Sismógrafos, que empezó a finales de la década de los 70, y está conformada por diferentes tipos de instrumentos que se han instalado paulatinamente, no se cuenta con registros concretos zonificados con aceleraciones y disponibles para el público con facilidad.

El fortalecimiento de esta red inició en el año 2008 mediante la ejecución del proyecto de "Fortalecimiento del Instituto Geofísico: ampliación y modernización del Servicio Nacional de Sismología y Vulcanología" financiado por el SENESCYT.

Entre los objetivos principales de dicho proyecto fue la modernización y ampliación de la RENSIG, lo que ha permitido tener una red que cubra todo el Ecuador con estaciones de última generación, las cuales, a más de contar con una mejor caracterización de los parámetros sísmicos, podrían aplicar nuevas metodologías de investigación sobre el origen de los fenómenos sísmicos en el Ecuador en los siguientes años; ya que aún se espera las publicaciones de estos datos una vez que sean analizados y se garantice su utilidad. Adicional a ello en el Sur del País funciona la Red Sísmica del Austro que también cuenta con un equipos especiales para el registro de señales.

6.2.1.2.1. Red Sísmica del Austro

La RSA monitorea poblaciones desde parte de la provincia de Chimborazo hacia el Sur. La información llega cada segundo por radio, en tiempo real. Todos los días el personal a cargo procesa los datos y emite informes.



Figura 18. Instalaciones de la Red Sísmica Del Austro

Fuente: Red Sísmica del Austro

En la parte acelerográfica hay una red de visitas ubicadas en diversos sectores del centro urbano y áreas rurales de la ciudad para estudiar el comportamiento o respuestas de los distintos tipos de suelos, lo cual ayuda a tener estos registros de forma física.



Figura 19. Instalaciones de la Red Sísmica Del Austro

Fuente: Red Sísmica del Austro

Otro proyecto de la RSA tiene relación con un sistema que almacena información en caso de pérdida por falla de baterías, energía o cualquier daño; además de programas de cómputo para el registro que con los estudiantes se optimizan.

Para la presente investigación se utilizarán registros obtenidos en la RSA, con las siguientes ubicaciones:

Año	Mes	Día	HORA GMT			Lat.	Long.	Prof.(km)	Magn.	Unidad	Fuente
			HH	MM	SS						
2007	07	21	18	58	02	-1.8222	-78.3883	-205.88	4.6	Md	RSA
2011	07	26	20	58	24	-3.0173	-76.5839	122.89	4.7	Md	RSA
2011	09	02	03	46	07	-3.5283	-79.8703	75.16	4.5	Md	RSA
2013	02	27	15	56	14	-3.0294	-78.5473	106.25	4.3	Md	RSA
2013	05	24	05	42	06	-1.4900	-78.6400	50.00	4.6	Md	RSA

Tabla 15. Registros de Sismos para el análisis

Fuente: Red Sísmica del Austro

Estos cinco datos han sido registrados en la estación de Chanlud, ubicada al norte del Parque Nacional Cajas, en el Cantón Cuenca.

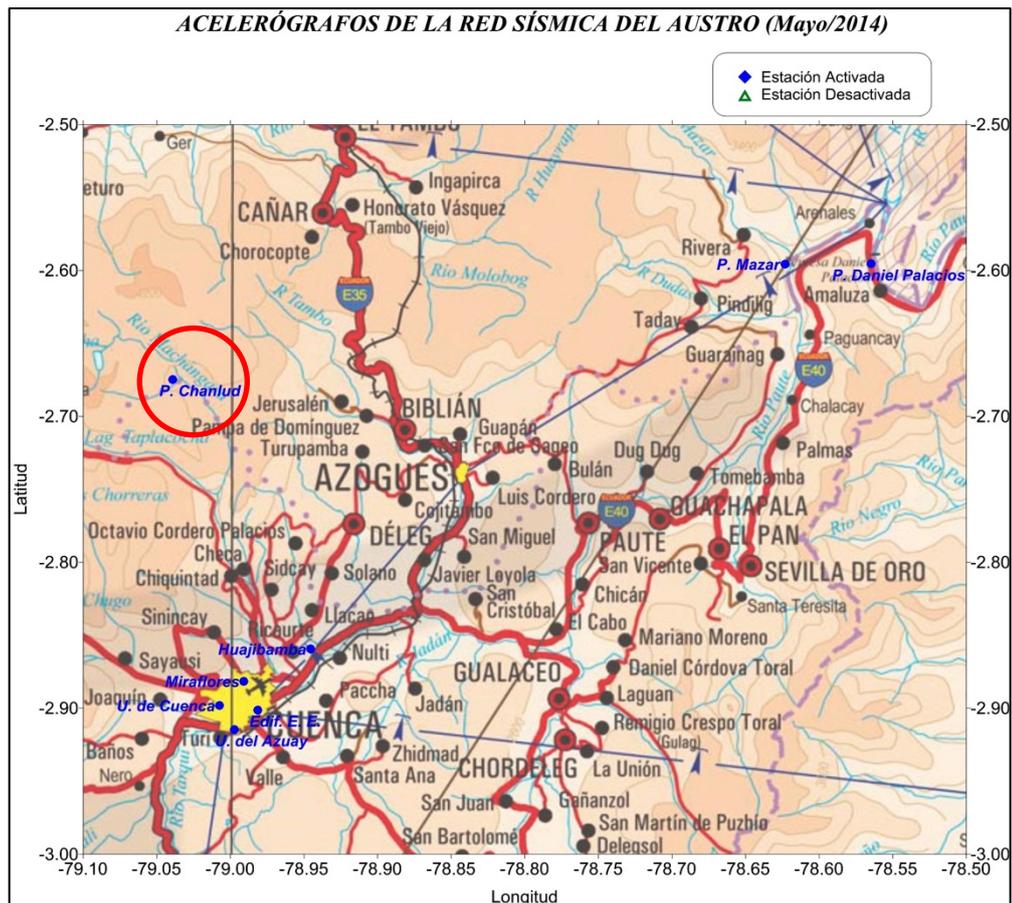


Figura 20. Ubicación de Acelerógrafos de la RSA.

Fuente: Red Sísmica del Austro



Figura 21. Ubicación de la estación

Fuente: Red Sísmica del Austro

En cada estación se han construido cubículos especiales en donde son ubicados los equipos de la Red.



Figura 22. Cubículo donde se ubica el equipo de recepción de la señal

Fuente: Red Sísmica del Austro

Los equipos pertenecientes a la Red están calibrados de acuerdo a las condiciones del medio y en un lugar estratégicamente preparado.



Figura 23. Ubicación del equipo dentro el Cubículo

Fuente: Red Sísmica del Austro



Figura 24. Acelerógrafo de la estación Chanlud

Fuente: Red Sísmica del Austro

6.3. JUSTIFICACIÓN

Por encontrarse Ecuador en una zona cuya amenaza sísmica es alta se debe considerar dicha amenaza como un factor preponderante para el diseño.

En nuestro medio no es común la utilización del análisis sísmicos con registros precisos por ciudad o provincia; es por ello que en la presente investigación se pretende realizar una aplicación de los registros sísmicos existentes en el Ecuador, caso de estudio Red Sísmica del Austro y su incidencia en el análisis estructural,

vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura; con lo que se observará las variaciones del comportamiento que se tendrán al realizar el análisis estático no lineal de la edificación.

6.4. OBJETIVOS

6.4.1. OBJETIVO GENERAL

Aplicar los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, caso de estudio Red Sísmica del Austro en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura.

6.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Predimensionar los elementos estructurales
- Ingresar en el programa los parámetros de diseño
- Realizar un análisis dinámico espectral
- Obtener un espectro de respuesta a partir de los acelerogramas observados
- Realizar un análisis con el espectro obtenido.
- Interpretar los resultados obtenidos.
- Realizar un análisis estático no lineal de la estructura.
- Encontrar el punto de desempeño de la estructura.

6.5. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

En cuanto a la factibilidad técnica, se tiene la facilidad de acceso a las normas ACI 318 -08, Norma Ecuatoriana de la Construcción, y otras afines para el cálculo y diseño del proyecto en mención como respaldos, la descripción de los procedimientos de análisis, vínculos y acciones que permitan interpretar los

aspectos analíticos del proyecto estarán sustentados en los códigos antes mencionados.

Existe factibilidad económica ya que el proyecto no implica mayores inversiones sino únicamente movilización, trabajo y materiales de oficina.

6.6. FUNDAMENTACIÓN

6.6.1. Acciones Dinámicas

‘Es preciso definir lo que implica una acción dinámica, pues está inmersa en esta categoría siempre y cuando varíe en el tiempo, siendo algunos ejemplos:

- a) La acción del viento sobre un puente, edificio o cualquier estructura.
- b) La acción de un vehículo circulado sobre un viaducto a 120Km/h o más
- c) La acción sísmica originada por un terremoto sobre una estructura.
- d) La acción del oleaje rompiendo sobre un dique.

Por otro lado hay que analizar cuándo una acción puede o no, considerarse dinámica. Se trata en este caso, de hacer una simple comparación, y es aquí donde entra en juego la variable estructura, puesto que va a ser de sus características físicas de las que dependa el patrón fundamental de comparación: el periodo fundamental de vibración de la estructura. Este periodo es el que nos ayudará a valorar si una carga se aplica “rápida” o “lentamente”. Es decir, si se puede considerar dinámica o por el contrario bastará con realizar los cálculos estructurales abordándolos desde el punto de vista de la estática.

6.6.1.1. Análisis estático frente a análisis dinámico

Cabe decir que históricamente los cálculos estructurales, tanto en el campo de la edificación como en el de la Ingeniería Civil se han desarrollado a partir de consideraciones estáticas. Actualmente se ha producido una aproximación al cálculo dinámico y esto se debe a diversas circunstancias.

En la actualidad las construcciones son más esbeltas, por lo que su periodo fundamental de vibración aumenta; lo hace que los tiempos de actuación de la carga sean menores que el periodo fundamental de la estructura, y por tanto justifican un análisis dinámico de la misma.

Esta forma de proceder, va más allá de un simple capricho del ingeniero por establecer un patrón de comparación, y es que la razón fundamental del cálculo dinámico procede de la propia naturaleza de la estructura, ya que cuando las cargas se aplican de forma repentina, además de aparecer fuerzas elásticas proporcionales a los desplazamientos relativos, aparecen fuerzas de inercia (proporcionales a las derivadas segundas de aquéllos con relación al tiempo).

Podemos decir que una de las características que diferencian al cálculo dinámico, es la entrada en escena de las fuerzas de inercia, que aparecen donde hay masas significativas y que son el producto de éstas por las aceleraciones relativas que experimentan.

Hasta hace no muchos años, incluso ahora en algunas ocasiones, problemas de ingeniería civil claramente dinámicos se han tratado y se abordan desde el ámbito de la estática, suponiendo la actuación de unas fuerzas mayoradas.

Ejemplos de estas actuaciones, son el análisis de la acción del viento sobre un edificio o sobre un puente, o bien la evaluación de la respuesta originada al entrar un vehículo en un puente. Esta forma de proceder, además de poco ortodoxa, en

ocasiones no nos permite conocer el coeficiente de seguridad disponible, ni siquiera si estamos del lado de la seguridad.

6.6.1.2. Planteamiento del problema dinámico

Para llegar a determinar la respuesta del sistema, se considera en cada instante, el equilibrio dinámico de todas las fuerzas que entran en juego. En sistemas continuos o de parámetro distribuido, el planteamiento del equilibrio de un elemento diferencial conduce a un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales. Este sistema se integrará teniendo en cuenta las condiciones de contorno.

En sistemas discretos, el planteamiento del equilibrio dinámico, según los distintos grados de libertad seleccionados proporciona un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias de coeficientes constantes.

La respuesta dinámica de un sistema viene dada a través de una expresión matemática, denominada ecuación del movimiento. Partiendo de la mecánica clásica, se deducen los siguientes principios:

- Principio de los trabajos virtuales
- Principio de Hamilton
- Principio de D'Alembert

6.6.1.2.1. Principio de los trabajos virtuales

Este principio establece que un sistema permanece en equilibrio ante la influencia de unas fuerzas externas que actúan sobre él, incluidas las de inercia, si para cualquier campo de desplazamientos virtuales que se imponga a dicho sistema, el

trabajo (debido a estos desplazamientos) realizado por las fuerzas externas es igual al realizado por las fuerzas internas.

6.6.1.2.2. Principio de Hamilton

El principio de Hamilton establece que un sistema está en equilibrio dinámico si se cumple la siguiente condición:

$$\delta\Pi H = 0$$

Ecuación 2

Donde δ representa la variación del funcional de Hamilton en el intervalo de tiempo (t_1, t_2) . A su vez el funcional de Hamilton viene dado por la expresión:

$$\Pi_H = \int_{t_1}^{t_2} (E_p - E_c) dt + \int_{t_1}^{t_2} E_d dt$$

Ecuación 3

En la anterior ecuación E_p es la energía potencial, E_c es la energía cinética y E_d representa el valor del trabajo correspondiente a las fuerzas de amortiguamiento y a otras fuerzas externas no conservativas.

6.6.1.2.3. Principio de d'Alembert

Este principio dicta, que un sistema dinámico está en equilibrio cuando todas las fuerzas que actúan en el mismo, incluidas las de inercia, cumplen las ecuaciones de equilibrio estático en cada instante de tiempo.

Por cualquiera de los dos métodos anteriormente mencionados, se llega a la ecuación diferencial fundamental del cálculo dinámico, que se presenta a continuación, y que es válida únicamente en el caso de sistemas lineales:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde las variables quedan definidas así:

m: masa

c: amortiguamiento

k: rigidez o coeficiente de recuperación

u: desplazamiento

\dot{u} : velocidad

\ddot{u} : aceleración

mu: fuerza de inercia

c \dot{u} : fuerza de amortiguamiento de tipo viscoso

k \ddot{u} : fuerza elástica

Cuando se trabaja con modelos de más de un grado de libertad, los anteriores parámetros pasan a ser matrices. El sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de dinámica de estructuras es el siguiente:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = Q \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde M,C,K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez; u, \dot{u} , \ddot{u} son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración. Q es el vector de cargas generalizadas. Cuando la carga varía sinusoidalmente con el tiempo y el amortiguamiento estructural es nulo, queda definida así:

$$M\ddot{u} + Ku = Q \quad \text{Ecuación 6}$$

$$Q(t) = Qx\text{Sen}(wt) \quad \text{Ecuación 7}$$

Q(t): Vector espacial de cargas que define las componentes de las acciones independientes del tiempo.

Para un caso tan especial como éste, en el que la variación temporal de la carga dinámica es sinusoidal y está concentrada en el término Sen (wt) sin afectar al vector Q, la solución es:

$$u = U * \text{Sen}(wt) \quad \text{Ecuación 8}$$

U es un vector espacial de desplazamientos, cuyas componentes, al igual que en el vector F, son independientes del tiempo.

Mientras que la aceleración está expresada por

$$\ddot{u} = w^2 * U * \text{Sen}(wt) \quad \text{Ecuación 9}$$

Y el vector U se obtendrá como solución al siguiente sistema de ecuaciones:

$$[k - w^2 - M]xU = F \quad \text{Ecuación 10}$$

El término w debe definirse, a través de la frecuencia expresada en ciclos/seg.

Como se puede observar por lo expuesto anteriormente, este problema, aunque estrictamente es de tipo dinámico, puesto que interviene la matriz de masa M, y la carga y la respuesta varían en el tiempo, no lo es en el sentido de que es conocida la variación temporal de la componente estacionaria de la respuesta, necesitando únicamente determinar su variación espacial. Por lo tanto, la formulación resultante es de tipo estático, debiendo resolver un único sistema de ecuaciones lineales, mientras que en un problema típico de integración directa de la ecuación dinámica es necesario determinar previamente las frecuencias y modos propios y la precisión del cálculo es proporcional al número de incrementos de tiempo.”

Fuente: Análisis Dinámico De Estructuras en el Dominio De La Frecuencia (Alejandro de Miguel Tejada, 2011) Universidad Politécnica De Madrid.

6.6.1.3.Cálculo de Frecuencias y Modos de Vibración

Se especifica el número de frecuencias y modos de vibración que se desea calcular. La determinación de las frecuencias naturales es un requisito previo para cualquier otro cálculo dinámico, como integración directa o análisis espectral. Como ya se ha comentado anteriormente, el análisis de respuesta bajo carga

sinusoidal es, a efectos de cálculo, equivalente a un caso estático, no estando sujeto a este requisito previo.

6.6.1.4. Análisis Mediante Vectores de Ritz

Una de las razones principales por las que se calculan los períodos naturales y los modos de vibración de una estructura es la conveniencia de desacoplar el sistema de ecuaciones diferenciales asociado al problema dinámico, para la solución del mismo por integración directa y superposición modal. De esta forma, se convierte un problema dinámico de n grados de libertad en n problemas dinámicos de un solo grado de libertad.

Durante mucho tiempo se había asumido que los autovectores constituían la mejor base para ese análisis; sin embargo, se ha demostrado que para algunos problemas dinámicos los autovectores no proporcionan la mejor base para el análisis por superposición modal. El método de los vectores de Ritz proporciona un sistema de vectores ortogonales, basados en la distribución espacial de las cargas y, por tanto, distintos de los autovectores, cuyo cálculo es mucho menor que el de estos últimos, permitiendo también el desacoplamiento y solución del sistema de ecuaciones dinámicas.

6.6.1.5. Análisis por Espectros de Respuesta.

El análisis por espectros de respuesta es una alternativa de análisis dinámico a la integración directa de la ecuación dinámica. El espectro de respuesta de una determinada acción dinámica que actúa en un intervalo de tiempo representa el valor máximo, en dicho intervalo, de la respuesta de un sistema de un grado de libertad en funciones de su período, para un coeficiente de amortiguamiento dado.

La respuesta puede ser un desplazamiento, una velocidad o una aceleración.

El análisis de un sistema de múltiples grados de libertad mediante espectro de respuestas permite obtener los valores máximos de la misma o a lo largo del tiempo, en cada uno de dichos grados de libertad.

Para ello, es necesario aplicar alguna técnica de superposición modal que permita la obtención de la respuesta máxima de un grado de libertad global mediante la superposición de las respuestas máximas de los grados de libertad modales.

6.6.1.6. Integración directa de la ecuación dinámica

La integración directa de la ecuación dinámica, supone determinar un vector de movimiento u , tal que satisfaga la siguiente ecuación:

$$M \times \ddot{u} + C \times \dot{u} + K \times u = \sum G_i \times f_i(t) \quad \text{Ecuación 11}$$

En donde las variables quedan definidas así:

M: Matriz de masa de la estructura, de $n \times n$, donde n es el número total de grados de libertad.

C: Matriz de amortiguamiento de la estructura de dimensiones $n \times n$.

K: Matriz de rigidez de la estructura, de dimensiones $n \times n$.

\ddot{u} : Vector de aceleraciones nodales.

\dot{u} : Vector de velocidades nodales.

u : Vector de desplazamiento nodales.

G_i : Vectores espaciales de carga, con valores independientes del tiempo y dimensiones $n \times 1$.

$f_i(t)$: Funciones que modulan la variación temporal de las cargas, con un valor para cada uno de los incrementos de tiempo en que está definido el problema.

Existe un vector de dimensiones $n \times 1$ por cada uno de los incrementos de tiempo en que se ha discretizado el problema.

Fuente: Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado. (Ing. Patricio Vasco, 2003) Universidad Técnica de Ambato

6.6.1.7. Otros Criterios del Análisis dinámico

“El enfoque de la investigación está orientado al caso de edificaciones ante acciones laterales, sean fuerzas externas o movimientos en la base. Los análisis dinámicos se dividen usualmente en tres grandes grupos:

- Análisis Modal Espectral, de uso ingenieril más común.
- Análisis Tiempo-Historia.
- Análisis en el dominio de las frecuencias

6.6.1.7.1. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral) es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos - y las aceleraciones - en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables desplazamientos y fuerzas.”

Fuente: Fundamentos Del Análisis Dinámico De Estructuras (Ing. Salinas Basualdo Rafael, sf.) <http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/cismid/faed.pdf>

6.6.1.7.1.1. Espectros de respuesta

“Se define el espectro de respuesta como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 gdl que tienen el mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dadas.

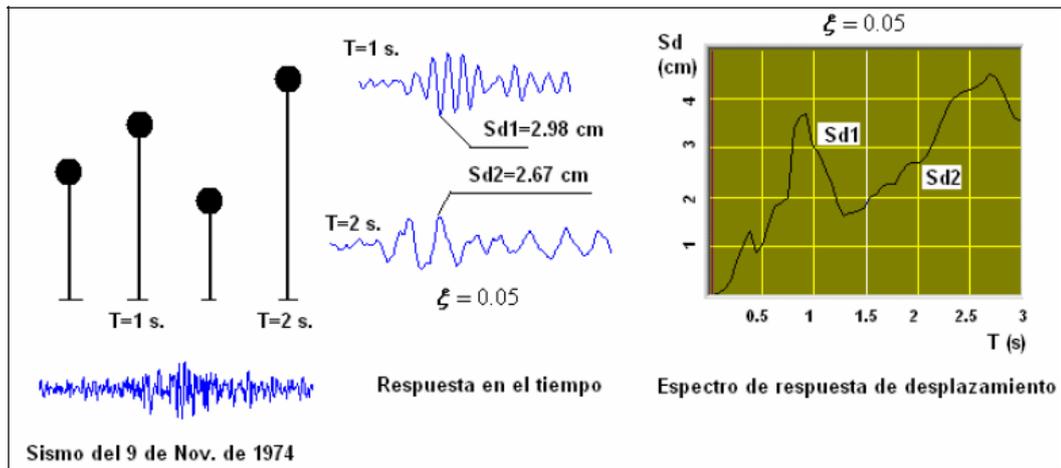


Figura 25 . Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta.

Fuente: Análisis Sísmico De Edificios. 1a EDICIÓN. Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí

En la figura 25 se muestra el esquema de cálculo de los espectros de respuesta. A la izquierda aparecen un conjunto de osciladores de 1 gdl, todos ellos tienen un coeficiente de amortiguamiento $\xi=0.05$. Cada uno de estos osciladores, que representan a estructuras de un piso, va a ser sometido al sismo cuyo acelerograma se indica en la parte inferior izquierda.

En la parte central de la figura 25, se tiene la respuesta en el tiempo de desplazamiento, se ha colocado únicamente de dos osciladores, el uno tiene un período de 1 s. y el otro un período de 2 s. Se ha identificado las respuestas máximas en cada uno de ellos, como $Sd1$ para el sistema con $T=1$ s., y $Sd2$ para el sistema con $T=2$ s.

Nótese que S_{d1} es negativo ya que se halla en la parte inferior y S_{d2} es positivo por estar en la parte superior pero para encontrar el espectro se considera en valor absoluto.

En la parte derecha, de la figura 25 se han colocado los valores de S_{d1} y S_{d2} asociados a períodos de 1 y 2 s., se han colocado además los desplazamientos máximos correspondientes a los restantes períodos del conjunto de osciladores de un grado de libertad, la gráfica que resulta de unir las respuestas máximas es el Espectro de Respuesta Elástica de Desplazamientos, ante el sismo del 9 de Noviembre de 1974. En la parte central de la figura se pudo haber colocado las respuestas máximas de velocidades o de aceleraciones, con lo que se habría hallado los espectros de respuesta elásticos de velocidad y aceleración, respectivamente.

Por lo tanto, se pueden obtener espectros de respuesta elásticos de desplazamientos, velocidades y aceleraciones, encontrando las máximas respuestas en valor absoluto de $q(t)$, $\dot{q}(t)$ y $\ddot{q}(t)$. A estas respuestas máximas se las denomina con las letras S_d , S_v y S_a .

$$S_d = |q(t)|_{\max} \quad S_v = |\dot{q}(t)|_{\max} \quad S_a = |\ddot{q}(t)|_{\max} \quad (\text{Ecuación 12})$$

De estos tres tipos de espectros los que más se utilizan, al menos en Latino América son los espectros de aceleraciones y son los que vienen definidos en las normativas sísmicas. Estos espectros han tenido una serie de críticas en el sentido de que no toman en cuenta el tiempo de duración del sismo, la frecuencia de vibración del sismo, y sobre todo que no describen el daño esperado en la estructura. Temas que son importantes y que de alguna forma se los incorpora en los espectros de energía, pero todavía no existen formulaciones sencillas para el análisis sísmico de estructuras con espectros de energía.

De igual manera en lugar de trabajar con espectros de aceleraciones se está proponiendo, desde hace algunos años, el trabajar con espectros de

desplazamiento debido a que estos están más asociados con el daño de las estructuras, existen filosofías de diseño al respecto pero nuevamente se continúa trabajando con espectros de aceleraciones.”

Fuente: Análisis Sísmico De Edificios. 1a EDICIÓN. (Dr. Ing. Aguiar Falconí Roberto,2008) Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador

6.6.1.7.1.2. Espectros de diseño

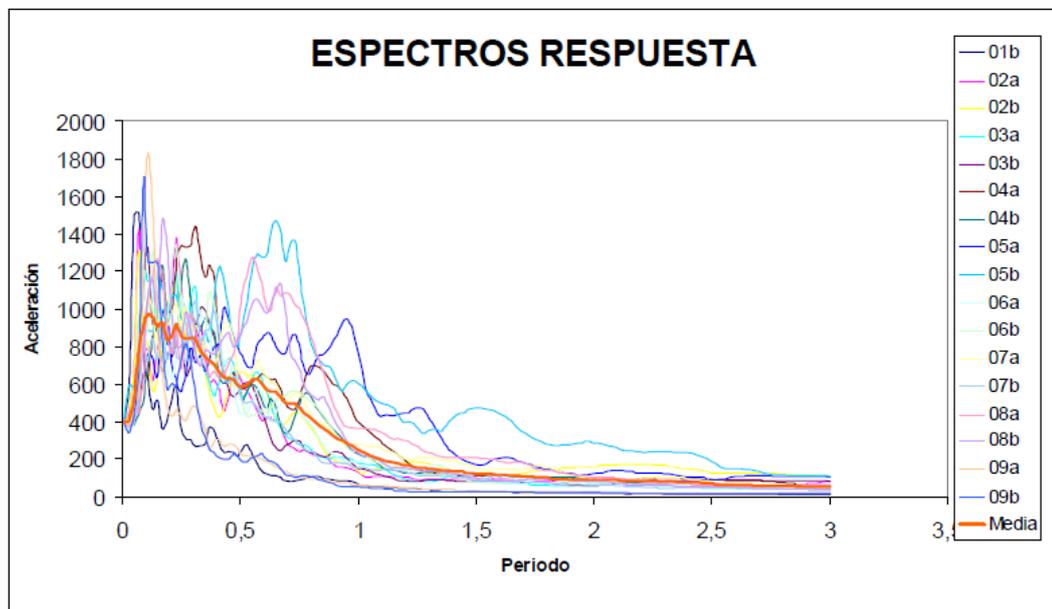


Figura 26. Esquema de obtención de un espectro de diseño

Fuente: Análisis Sísmico De Edificios. 1a EDICIÓN. Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí

Una vez definidos los registros con los cuales se va a obtener un espectro de diseño se encuentran los espectros de respuesta de cada uno de ellos, para esto previamente se normalizan a un determinado valor todos los acelerogramas, en el ejemplo indicado en la figura 26 se han normalizado de tal manera que la aceleración máxima del registro sea el 40% de la aceleración de la gravedad.

Mediante estadísticas se encuentra el espectro medio, como se ilustra en la figura con una línea un poco más gruesa. El espectro medio tiene una probabilidad del 50% de que sus ordenadas sean excedidas lo cual sería inseguro ya que significa que para un determinado período habrán sismos cuya aceleración espectral es mayor que la del espectro medio.

Con el propósito de minimizar la aceleración de excedencia de ciertos sismos, se sube la curva media encontrando la desviación estándar y se puede presentar la curva de valores medios más una desviación estándar. Lo cierto es que se trabaja en forma probabilística y los espectros están asociados a una determinada probabilidad de excedencia.

En la figura 26 se ilustra la forma como se obtiene un espectro de diseño, para el efecto se seleccionan registros sísmicos de una determinada región, que se encuentren registrados sobre el mismo tipo de suelo ya que se ha visto que un mismo sismo puede tener diferentes registros en suelo duro y en suelo blando a pesar de que los dos sitios están muy cercanos.

Es preferible que los registros con los cuales se obtengan los espectros sean de eventos con magnitudes mayores a cuatro o en su defecto que tengan aceleraciones máximas superiores al 10% de la aceleración de la gravedad.

Lamentablemente en América Latina no se dispone de una suficiente cantidad de registros sísmicos, clasificados de acuerdo al tipo de suelo, ni tampoco de registros de sismos fuertes por lo que toca trabajar con los archivos que se disponen o en su defecto se pueden generar registros sísmicos artificiales que sean compatibles con la sismicidad local de una región. Orosco et al (2005).

6.6.1.7.1.3. Espectro Inelástico

Al realizar el análisis sísmico con el espectro elástico de las normas ecuatorianas (CEC o NEC) se espera que la estructura no sufra daño. Por lo tanto, todo el tiempo trabajará en el rango elástico pero esto no es adecuado ya que el espectro de la norma tiene un período de retorno de 475 años es decir la probabilidad de que se registre durante la vida útil de la estructura es muy baja. Sería muy costoso diseñar una estructura con el espectro elástico, además de ello los elementos estructurales que resultan serían de grandes dimensiones.

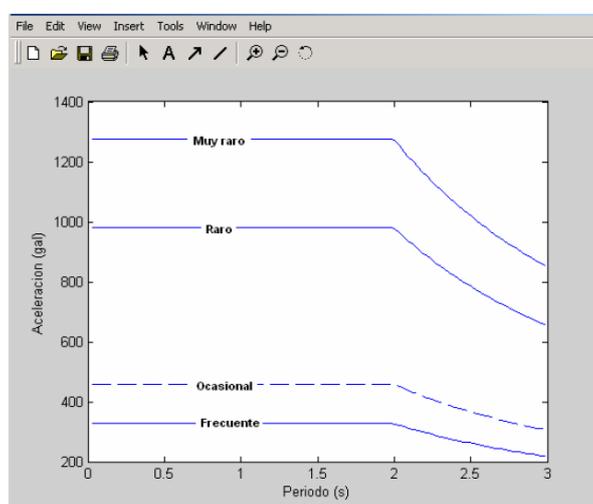


Figura 27. Espectros: frecuente, ocasional, raro y muy raro para un perfil S4.

Fuente: Análisis Sísmico De Edificios. 1a EDICIÓN. Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí

Por consiguiente se diseñan las estructuras considerando un espectro inelástico el mismo que se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico para R_{ϕ} como lo ilustra la figura 27 donde R es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido a comportamiento inelástico de la estructura; este factor se define en forma muy general en las diferentes normativas sísmicas y más responde a criterios cualitativos emitidos por expertos, que a criterios cuantitativos.”

Fuente: Análisis Sísmico De Edificios. 1a EDICIÓN. (Dr. Ing. Aguiar Falconí Roberto, 2008) Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador

6.6.1.7.2. Análisis Dinámico Tiempo – Historia

“Para definir la excitación sísmica se emplean acelerogramas de temblores y no espectros, puede suponerse comportamiento lineal y elástico. Podrán emplearse para este fin acelerogramas de temblores reales o simulados, o combinaciones de estos, siempre que se usen no menos de cinco movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios de diseño sísmico.

Por lo anterior el análisis sísmico paso a paso no lineal de edificios especialmente importantes se realizará considerando el comportamiento inelástico de la estructura. Será también, aplicable a éste método los mismos requerimientos mínimos para el análisis modal.”

Fuente: Análisis Avanzado Y Normas Vigentes De Concreto Armado Y Albañilería Estructural (VILLASECA, N)

<http://sumar.info/descargas/02%20analisis%20dinamico.pdf>

6.6.2. Registro y tratamiento de Acelerogramas

“Tanto el registro de acelerogramas como su tratamiento han ido cambiando a medida que han evolucionado los sistemas de adquisición y el almacenamiento y procesado de los datos.

El conocimiento de las fuerzas que actúan sobre un emplazamiento, debida a los terremotos, el análisis de sus efectos sobre las estructuras, el desarrollo de normas de construcción y los métodos para determinar el riesgo sísmico sobre las construcciones son algunas de las principales motivaciones para el estudio de acelerogramas.

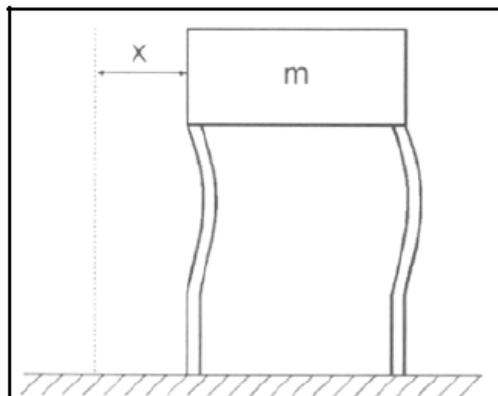


Figura 28 Estructura sometida a una fuerza lateral

Fuente: Sismología E Ingeniería Sísmica (Prácticas). Práctica 5 Tratamiento de acelerogramas.

En ellos, el parámetro de mayor interés es la aceleración del suelo, aunque también son importantes, la velocidad y el desplazamiento. Así si suponemos una estructura simple con una masa concentrada en su tejado (Figura 28) y consideramos la fuerza lateral concentrada en los elementos verticales, que serían las paredes o columnas. Aplicando las leyes de Newton del movimiento tenemos que:

$$m\ddot{x} + f(x, \dot{x}, t) = -m\ddot{z}(t) \quad \text{Ecuación 13}$$

Ecuación que nos da la respuesta al terremoto como si la estructura estuviera fija por la base y sometida a una fuerza dinámica $-m\ddot{z}(t)$, $-f(x, \dot{x}, t)$ es la fuerza restauradora del edificio que es función de la desviación relativa, $x(t)$ y de su derivada. Así, la fuerza efectiva de carga debida al terremoto en un punto de la masa es igual a tantas veces la masa por la aceleración del suelo. De esta ecuación vemos que los edificios construidos, por ejemplo, en piedra, y caracterizados por grandes masas y baja resistencia, son particularmente peligrosos durante los grandes terremotos, al menos en ausencia de otros factores.

Estos registros se denominan de campo cercano, ya que el estudio se realiza en la región epicentral, en la que los movimientos en superficie al paso de las ondas sísmicas son más intensos (movimientos fuertes del suelo), produciendo

desplazamientos, velocidades y aceleraciones elevadas, aunque dependiendo fundamentalmente de la magnitud del sismo y de su distancia, al epicentro.

Para obtener una determinación lo más exacta posible de los valores de aceleración que se han producido durante el terremoto en el lugar del registro, es necesario hacer un cuidadoso tratamiento de los registros. Puesto que los datos que se recogen de los acelerógrafos están en un formato propio del registrador (binario), será necesario hacer una conversión de los mismos a formato ASCII con el que, generalmente se trabaja.

El acelerograma obtenido, presenta una serie de errores que deberán ser corregidos para que dicho registro sea apto para ser utilizado. En la Figura 29 presentamos el registro en sus tres componentes, sin corregir, de un sismo de magnitud 4.3.

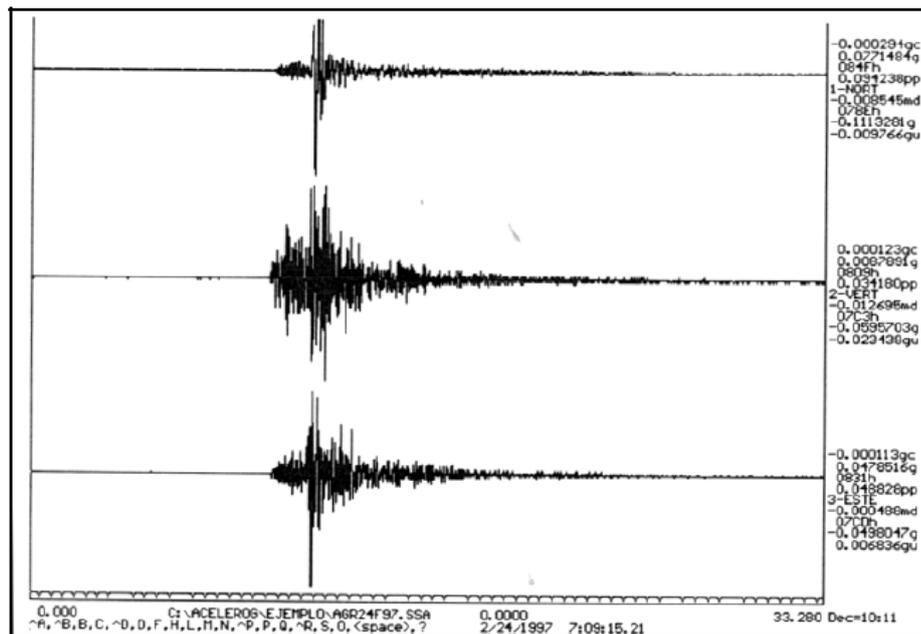


Figura 29. Acelerograma del terremoto de Ventas de Huelma (GR) (24/02/97) con $m_b = 4.3$ en el acelerógrafo de Agrón (GR). Arriba componente N-S, centro: Componente Vertical y Abajo: Componente E-W.

Fuente: Sismología E Ingeniería Sísmica (Prácticas). Práctica 5 Tratamiento de acelerogramas.

6.6.2.1. Correcciones sobre los acelerogramas

Corrección Instrumental: Consiste en la convolución del registro con la función de transferencia del instrumento. Para ello, debemos conocer las constantes de calibración del instrumento, como son la sensibilidad del ω_n acelerómetro, la frecuencia natural y el amortiguamiento ξ , obteniéndose así un acelerograma corregido.

Corrección de la línea base o corrección de ceros: A veces, ocurre que los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Este error puede ocurrir porque el acelerógrafo no esté perfectamente nivelado en su emplazamiento, o bien porque el sistema de registro provoque una deriva de los datos respecto a la línea de base. Aunque este error puede ser inapreciable en aceleración, puede ser muy importante cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que estamos contabilizando el área que hay entre la curva de aceleración y la línea de base.

6.6.2.2. Filtrado del ruido

Una vez que el acelerograma ha sido corregido tanto de línea base como de corrección instrumental, habrá que tener en cuenta la repercusión que el ruido tiene sobre el acelerograma. Este ruido puede estar causado tanto por fenómenos naturales como por el tratamiento de los datos. Así podremos considerar que el acelerograma es la suma de la señal sísmica más el ruido,

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad \text{Ecuación 14}$$

siendo $a(t)$ el acelerograma sin corregir, $s(t)$ la señal sísmica y $r(t)$ el ruido. El ruido que afecta al acelerograma (Figura 28), puede ser de dos tipos:

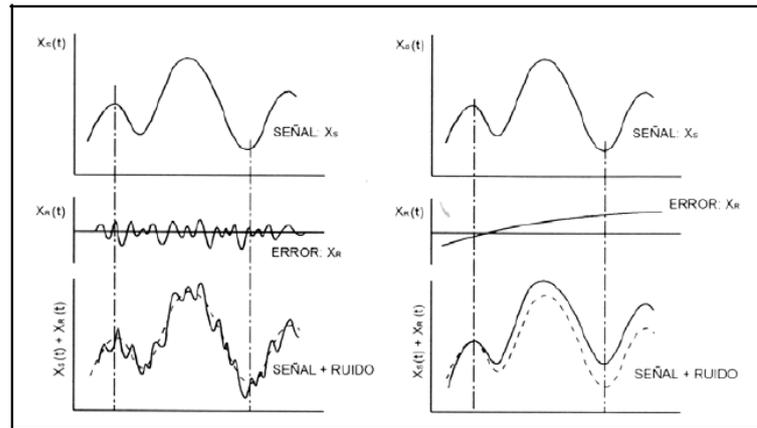


Figura 30. Izqda: Efecto del ruido de alta frecuencia; Dcha: Efecto del ruido de baja frecuencia.

Fuente: Sismología E Ingeniería Sísmica (Prácticas). Práctica 5 Tratamiento de acelerogramas.

Ruido de alta frecuencia: Cuando aparece por encima de la banda de frecuencias en la que trabajamos. Este ruido afecta fundamentalmente a los picos de aceleración. Sin embargo, no afecta mucho en el proceso de integración, ya que el área bajo la curva es prácticamente la misma que para la señal corregida, dado que las desviaciones por encima y por debajo se compensan.

Ruido de baja frecuencia: Cuando aparece por debajo de la banda de frecuencias en la que trabajamos. Afecta al proceso de integración básicamente, ya que al integrar la aceleración para obtener velocidad y desplazamiento, estamos obteniendo el área bajo la curva.

Puesto que no queremos que estos errores nos afecten, limitaremos la información a la banda de frecuencias deseada, en lugar de mantener información adicional a mayores y menores frecuencias, que pueden contener gran número de errores. Para hacerlo, se utilizan los filtros pasa baja para eliminar altas frecuencias, y los pasa alta para eliminar las bajas. Los filtros pasa banda, eliminan el ruido de alta y baja frecuencia simultáneamente.

Lo más importante a la hora de aplicar los filtros, es elegir la frecuencia de corte adecuada, ya que una mala elección puede suponer eliminar parte de la señal que nos interesa, o por el contrario, no eliminar el ruido de la señal. El filtrado de la señal se hace multiplicando el espectro del acelerograma por una función que reduzca el valor de la amplitud del espectro de Fourier fuera de la banda donde están contenidas las frecuencias importantes de nuestra señal. En esa banda, el filtro deja las amplitudes inalterables.

En la práctica los filtros ideales no se pueden utilizar porque su función de transferencia en el tiempo es de longitud infinita. Sin embargo, se utilizan aproximaciones a ellos.

En programas tales como Degtra se permiten usar los siguiente filtros:

Pasa baja hasta la frecuencia máxima F_{max} :

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{F_{max}}\right)^{2N}}} \quad \text{Ecuación 15}$$

Pasa alta desde la frecuencia mínima F_{min} :

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{F_{min}}{f}\right)^{2N}}} \quad \text{Ecuación 16}$$

Pasa banda entre las frecuencias mínima y máxima:

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f^2 - F_{min}F_{max}}{f(F_{max} - F_{min})}\right)^{2N}}} \quad \text{Ecuación 17}$$

Band Stop entre las frecuencias mínima y máxima:

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{F_{min}}\right)^{2N}}} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{F_{max}}{f}\right)^{2N}}} \quad \text{Ecuación 18}$$

Gaussiano entre las frecuencias mínima y máxima:

$$H(f) = \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{f - f_c}{S}\right)^2\right]; \quad \text{con } f_c = \frac{F_{min} + F_{max}}{2}; \quad S = |f_c - F_{min}| \quad \text{Ecuación 19}$$

Futterman con parámetro t^*

$$H(f) = \exp(-\pi f t^*) \exp(2i t^* \log \frac{f}{f_c}) \quad \text{Ecuación 20}$$

donde f_c es la frecuencia de Nyquist, dada por: $f_c = 1 / 2\Delta t$. Este filtro es un filtro complejo por lo que también afecta a la fase de la señal.

6.6.2.3. Integración de acelerogramas

Una vez que el registro temporal de aceleración ha sido convenientemente corregido para su posterior utilización, es preciso integrarlo para obtener los registros de velocidad y desplazamiento (Figura 26). Si consideramos el dominio del tiempo, la integración se hace por métodos numéricos, teniendo en cuenta que:

$$\vec{v} = \int_0^t \vec{a} \cdot dt + \vec{v}_0 \quad \text{Ecuación 21}$$

$$\vec{r} = \int_{t_0}^t \vec{v} \cdot dt + \vec{r}_0 \quad \text{Ecuación 22}$$

Cada integración suaviza los componentes más altos del movimiento de las ondas, por lo que los registros de velocidad y desplazamiento son más simples y permiten una interpolación directa de los patrones de las ondas. Así, los impulsos de los primeros movimientos mayores de la onda S aparecen de forma inequívoca en los registros de velocidad, mientras que en los registros de desplazamiento se puede apreciar la presencia de un impulso de largo periodo asociado con el paso de la dislocación cerca del emplazamiento.

El pico de máxima velocidad nos da una clara medida del contenido de frecuencias intermedias del terremoto. Los picos de desplazamiento, muestran las características de largo período del movimiento. Por tanto, con los tres valores pico (de aceleración, velocidad y desplazamiento), tenemos una importante descripción del movimiento del suelo, mostrando cada uno una región diferente del espectro de frecuencias.

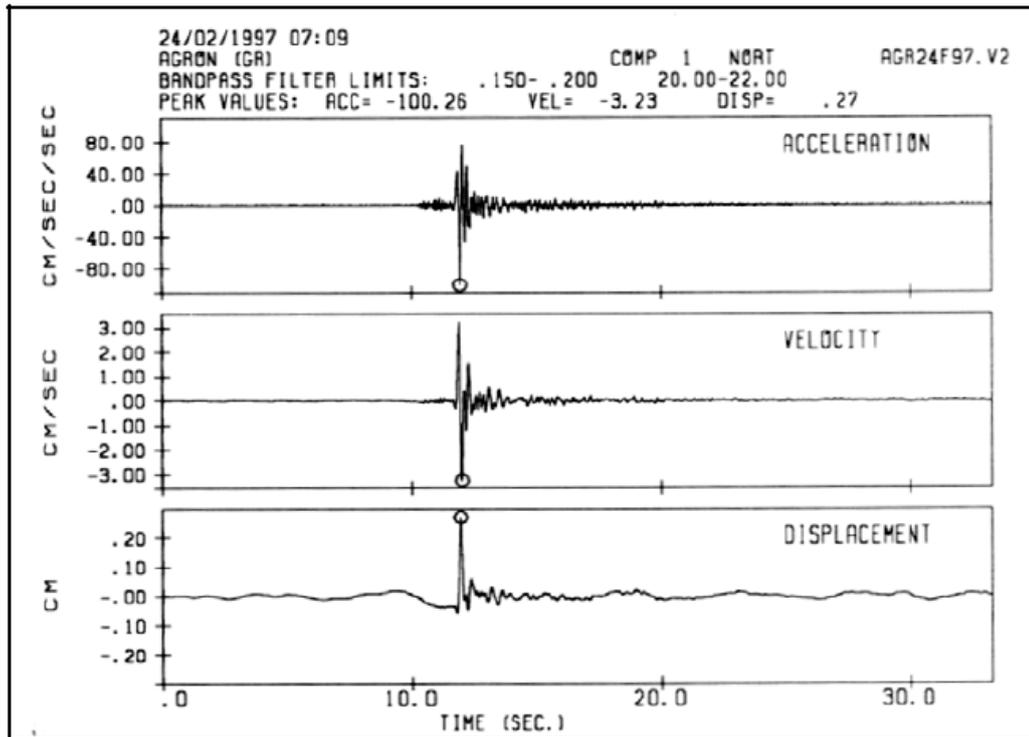


Figura 31. Aceleración, velocidad y desplazamiento, obtenidos a partir del acelerograma registrado en Agrón (24/02/97), mb = 4.3.

Fuente: Sismología E Ingeniería Sísmica (Prácticas). Práctica 5 Tratamiento de acelerogramas.

En el dominio de la frecuencia, la integración se reduce a dividir la aceleración por ωi para hallar la velocidad y por ω^2 para hallar el desplazamiento:

$$L[a(t)] = A(\omega) e^{i\phi(\omega)}$$

$$L[v(t)] = \frac{1}{i\omega} A(\omega) e^{i\phi(\omega)}$$

$$L[d(t)] = -\frac{1}{\omega^2} A(\omega) e^{i\phi(\omega)}$$

donde L [] indica transformada de Fourier”

Fuente: *SISMOLOGÍA E INGENIERÍA SÍSMICA (PRÁCTICAS). Práctica 5 Tratamiento de acelerogramas. Universidad de Alicante.*
<http://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/19945/6/practica6.pdf>

6.6.3. DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

“El sismo de análisis en la mayoría de las normas internacionales así como la NEC está definido para una vida útil de la estructura de 50 años y con un 10 % de probabilidad de excedencia, lo que implica un período de retorno de 475 años.

Para este evento denominado sismo raro, que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante la vida útil, se espera que la estructura disipe la mayor cantidad de energía en el rango inelástico pero que no colapse. Se espera un comportamiento no lineal, sin embargo comúnmente se realiza un análisis sísmico lineal por la facilidad que esto conlleva.

Con estos lineamientos se ha venido cumpliendo el propósito de que la estructura no colapse ante el sismo raro pero cuando se han registrado sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las esperadas, se ha visto que el daño estructural y no estructural es bastante grande, de tal manera que las pérdidas registradas han sido elevadas y representativas para los países que han enfrentado dichos eventos.

De manera general, **el diseño basado en el desempeño sísmico** consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995). Tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable

a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Hamburger, 1997; Porter et al., 1993).

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera fase conceptual, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destacan la fase numérica, orientadas al diseño propiamente dicho, y finalmente la fase de implementación, donde la calidad del diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Teran, 1997).

Durante esta primera fase conceptual, el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, el nivel de amenaza y el desempeño esperado de la edificación.

6.6.3.1. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

6.6.3.1.1. Propuesta VISION 2000

La Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

Totalmente Operacional. Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

Operacional. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

Pre-Colapso. Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factible técnica o económicamente.

En la mencionada referencia, se incluye una amplia descripción de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a los cuatro niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y sub-sistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 16, resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Tabla 16. Estados de daño y niveles de desempeño

Fuente: SEAOC, 1995

6.6.3.1.2. Propuesta ATC-40

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

- Nivel de desempeño para la estructura

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número).

SP-1. Inmediata ocupación; el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

SP-3. Seguridad; pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como

un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

- Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional; después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupación; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad; contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

- Nivel de desempeño de la edificación

Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. La Tabla 6.2., muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciadas; operacional (1-A), inmediata ocupación (1- B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Tabla 17. Niveles de desempeño de la edificación

Fuente: ATC-40, 1996

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A. Operacional: se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B. Inmediata ocupación: corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad vital: corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos

sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligrosos y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural; para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales.

El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructurales exige el desalojo de la edificación.

6.6.3.1.3. Desempeño esperado de la edificación

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que pueden considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40, 1996). Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño

y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica.

Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como;

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

Ecuación 23

- T Periodo medio de retorno, en años.
P Probabilidad de excedencia.
t Tiempo de exposición, en años

6.6.3.1.4. Propuesta VISION 2000

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1985) define cuatro niveles de amenaza sísmica. La Tabla, reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores

Nivel del movimiento sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

Tabla 18. Niveles de movimiento sísmico

Fuente: SEAOC, 1995

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. Tabla 19, reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas.

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	1 ..Instalaciones Básicas				
	2 ..Instalaciones Esenciales/Riesgosas				
	3.. Instalaciones de Seguridad				
		Frecuente (T=43 años)	1	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

Tabla 19. Niveles recomendados de desempeños esperados

Fuente: SEAOC, 1995

6.6.3.1.5. Propuesta del ATC-40

De acuerdo a la propuesta del ATC-40 (1996) se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

Sismo de Servicio (SS); correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

Sismo de Diseño (SD); correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM); correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años.

Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor

de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

El nivel de desempeño esperado de la edificación, se establece una vez identificados los límites de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40 (1996), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas (de costos), de preservación. Existe una amplia variedad de combinaciones, atendiendo a las características particulares de uso, función e importancia de cada edificación.

Como muestra de ello, la Tabla 20., presenta a título de ejemplo, un nivel dual de desempeño esperado, asociado al llamado criterio de seguridad básica, generalmente empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo (SM).”

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)	X	X		
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Tabla 20. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica

Fuente: ATC-40, 1996

Fuente:

<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf;jsessionid=07968422674DD3746BB1AA8FF4C50666.tdx1?sequence=15>.

6.6.4. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad entendida como la condición intrínseca de un elemento o estructura a sufrir daño debido a condiciones externas, es un concepto que depende del código al cual hace referencia, y es por ende un parámetro relativo.

“El objetivo principal de un estudio de vulnerabilidad consiste en determinar el grado de daño que experimenta una estructura cuando se ve sometida a un sismo de determinada intensidad. Para calcular el daño se requieren los siguientes pasos:

- 1) identificar los elementos que se encuentran expuestos,
- 2) determinar el tipo de daño que se desea evaluar,
- 3) elegir un modelo de daño que represente adecuadamente la respuesta de la estructura. Los elementos de una estructura que se encuentran expuestos a una acción sísmica son: elementos estructurales, elementos no estructurales y contenidos.

Cada uno de ellos es sensible a diferentes parámetros que caracterizan la respuesta estructural. Así, mientras los elementos estructurales son sensibles a las derivas entre piso, los elementos no estructurales y los contenidos son sensibles tanto a las aceleraciones como a las derivas entre pisos”

Fuente: Tesis Doctoral Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Capítulo 2. (BONETT Ricardo, 2003) Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

“En este sentido, es importante tener presente que la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por un movimiento sísmico en una edificación, involucra una gran cantidad de factores que van desde la apropiada definición de la excitación, la definición realista de un modelo estructural representativo de la edificación, una caracterización apropiada de materiales, una definición coherente de los estados de cargas y están limitados por la información

disponible de la edificación y las limitaciones implícita en los modelos de análisis y de la respuesta, sobre todo los de naturaleza no lineal.

Existen una gran variedad de procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes (SEAOC, 1995), algunos basados en comportamiento elástico-lineal y otros en un comportamiento inelástico, no lineal. En los primeros, se definen estados de fuerzas laterales estáticas o dinámicas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos; proporcionan una buena aproximación de la capacidad elástica y la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas durante el progreso de la cedencia. En los métodos inelásticos, es posible aproximarse a lo que realmente sucede en la edificación, identificar modos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

La primera y más intuitiva estrategia, consiste en estimar la sobre-resistencia local y global de una edificación existente. Es sabido que la respuesta inelástica y la demanda de ductilidad de desplazamiento de una edificación depende en gran medida de su resistencia actual, la cual normalmente es mayor y en algunos casos mucho mayor que la considerada en el diseño. La relación entre la resistencia actual y la supuesta en el código de diseño define la sobre-resistencia estructural, de manera que un factor mayor que la unidad implica seguridad y viceversa, un factor menor que la unidad implica daño, fallo o colapso (Miranda, 1991).

Entre los principales factores responsables de esta sobre-resistencia estructural destacan; los factores de magnificación o mayoración de las cargas, los factores de reducción o minoración de resistencia, el uso de esfuerzos admisibles en el diseño, las diferencias entre las resistencias reales y nominales de los materiales, el endurecimiento por deformación, los diseños gobernados por otros estados de cargas diferentes al sísmico o controlados por los desplazamientos, los requerimientos torsionales, los efectos tridimensionales no considerados, la contribución de elementos no estructurales, la uniformidad de la construcción, la contribución de los entrepisos. En fin, estos factores varían de edificio a edificio y

su estimación es realmente difícil, además su presencia puede sobre todo a nivel local, modificar los mecanismos resistentes de la edificación, alterando de manera impredecible el patrón de respuesta esperado (Miranda, 1991).

Una aplicación de este tipo de metodología (Freeman et al., 1984), considera un procedimiento de análisis elástico para calcular la fuerza en los elementos estructurales (demanda), la cual se compara con la capacidad cedente, a través de una llamada relación de demanda inelástica, de manera que, si dicha relación permanece dentro de un rango tolerable para todos los elementos, se puede considerar que la estructura satisface las previsiones sísmicas.

Otra estrategia para la evaluación de las pérdidas potenciales en edificaciones existentes consiste en comparar las previsiones estructurales con las demandas sísmicas que pueden ocurrir a lo largo de la vida útil de la edificación. Las previsiones estructurales, se refieren a parámetros o características estructurales tales como la resistencia cedente, la resistencia máxima, la capacidad de disipación de energía, la ductilidad, las deformaciones cedentes y máximas, etc., mientras que las demandas sísmicas, se refieren a parámetros de la respuesta de la edificación sujeta a movimientos sísmicos, entre los que destacan la demanda de resistencia elástica e inelástica, la demanda de desplazamientos, la demanda de ductilidad local y global, la demanda de energía histerética, etc.

De manera que, tanto a nivel local como a nivel global, las previsiones estructurales deben ser mayores que las demandas sísmicas. Si bien la implementación puede ser difícil, fundamentalmente por las fuentes de incertidumbres asociadas, existen diferentes opciones disponibles en términos probabilísticos y sobre todo determinísticos que permiten la comparación de estos parámetros con resultados aceptables (Miranda, 1991).

Entre los métodos inelásticos destacan los basados en el análisis completo de la respuesta no lineal para una señal de entrada o historia de carga en el tiempo. Estos métodos tienden a ser procedimientos complejos y poco prácticos para uso

general, por lo que se han desarrollado métodos de análisis no lineales simplificados, también llamados métodos de análisis estático no lineal, que constituyen una alternativa eficiente con mucho auge a los que se le ha dedicado especial atención en los últimos años (ATC-40, 1996).

6.6.4.1. Métodos simplificados de análisis estático no lineal

Cuando se somete una edificación a movimientos del terreno debido a sismos, experimenta desplazamientos laterales y consecuentemente deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños.

En este caso, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal en el tiempo, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento empleado.

De hecho, un análisis dinámico no lineal conduce a diferentes estimaciones del desplazamiento máximo, para diferentes registros cubiertos por un mismo espectro de respuesta. Esta situación, ha propiciado el desarrollo de procedimientos simples, pero robustos, que permiten estimar los valores medios de la fuerza y el desplazamiento, los cuales se conocen como métodos simplificados de análisis estático no lineal (Tsopelas et al., 1997).

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificaciones existentes que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan; - El método del espectro capacidad-demanda;

permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (Freeman et al., 1984; ATC-40, 1996).

- El método del coeficiente del desplazamiento; procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección.(ATC-40, 1996).

- El método de la secante; procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante o efectiva. (ATC-40, 1996).

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

6.6.4.2.Método del Espectro Capacidad-Demanda.

6.6.4.2.1. Fundamentos del método

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el remplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996; FEMA, 1996). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas.

De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos.

El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo ó punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad.

Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

6.6.4.2.2. Espectro de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Figura 32), la cual generalmente se representa como el corte basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ_n). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño.

A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “pushover” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre como establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado.

Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectra”) donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto (V_{oi} , Δ_{ni}) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai} , S_{di}) del espectro de capacidad, según:

$$Sd_i = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})} \qquad Sa_i = \frac{Vo_i}{\alpha_1} \quad \text{Ecuación 24}$$

α_1 ... masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 ... factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$... amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

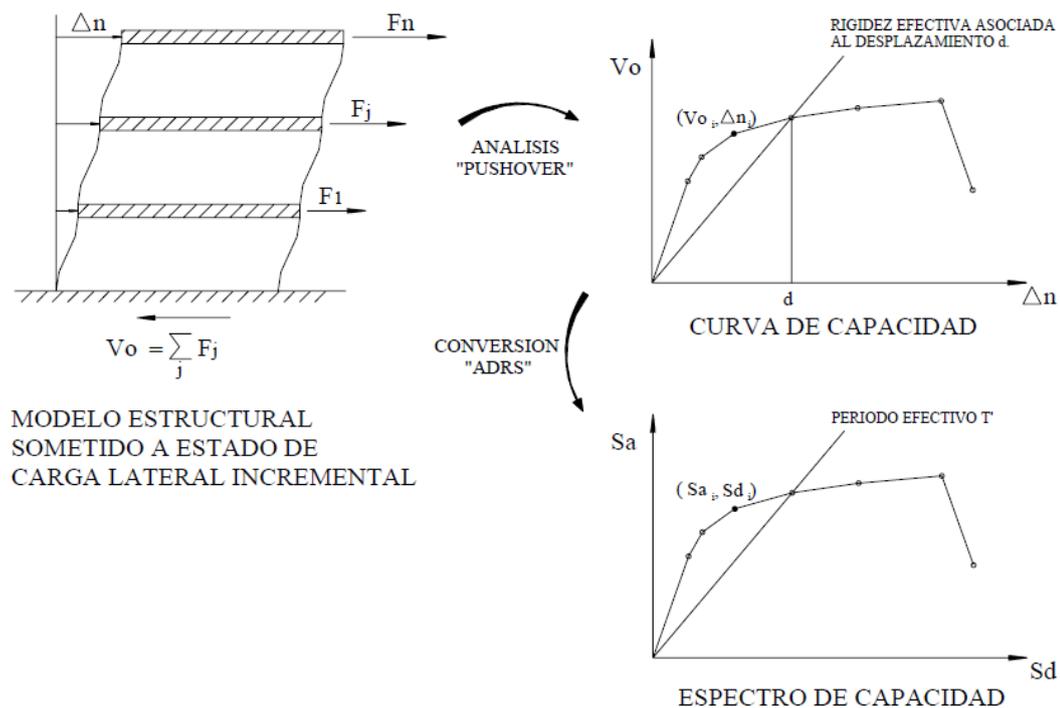


Figura 32. Espectro de Capacidad

Fuente: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf;jsessionid=07968422674DD3746BB1AA8FF4C50666.tdx1?sequence=15>

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente $(\omega')^2$, donde ω' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el período efectivo de la estructura (T') asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como $T' = 2\pi/\omega'$.

6.6.4.2.3. Espectro de demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (Figura 33), el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (Sa como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto el desplazamiento espectral (Sd).

Para dicha conversión cada punto (Sa_i , T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (Sa_i , Sd_i) del espectro de demanda, según:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i \times g$$

Ecuación 25

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales (Tabla 21) y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (Tabla 22), los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado.

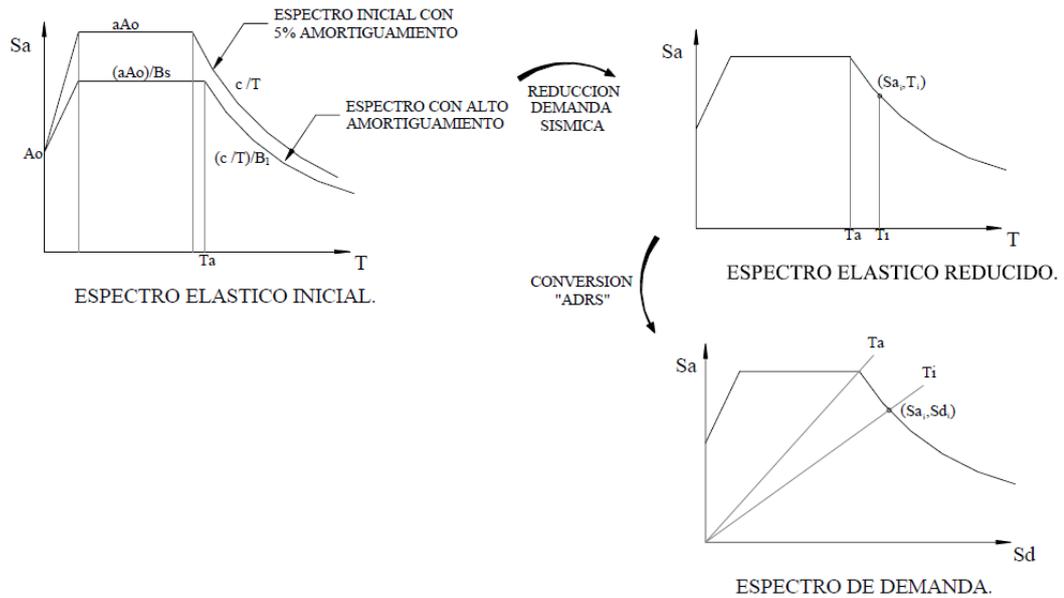


Figura 33. Espectro de Demanda Sísmica

Fuente: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf;jsessionid=07968422674DD3746BB1AA8FF4C50666.tdx1?sequence=15>

Sistema Estructural Principal	Elástico-lineal (bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (alto nivel de deformación)
Estructura metálica	3%	7%
Concreto reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema dual	(1)	(2)

Notas: (1) Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema.
 (2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

Tabla 21. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al., 1984)

Fuente: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf;jsessionid=07968422674DD3746BB1AA8FF4C50666.tdx1?sequence=15>

Factor de amortiguamiento	Factor Bs (Rango de cortos periodos)	Factor B1 (Rango de largos periodos)
≤ 2%	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
≥ 50%	3.0	2.0

Tabla 22. Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 1996)

Fuente: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf;jsessionid=07968422674DD3746BB1AA8FF4C50666.tdx1?sequence=15>

6.6.4.2.4. Estimación de la respuesta sísmica máxima

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el *punto de desempeño* (A, d), donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δn y corte basal V_o , usando procedimientos de análisis modal, de manera que:

$$V_o = A \times \alpha_1 \quad \Delta n = d \times \beta_1 \times \phi_{1,n} \quad \text{Ecuación 26}$$

Si el desplazamiento Δn está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La Figura 34, describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

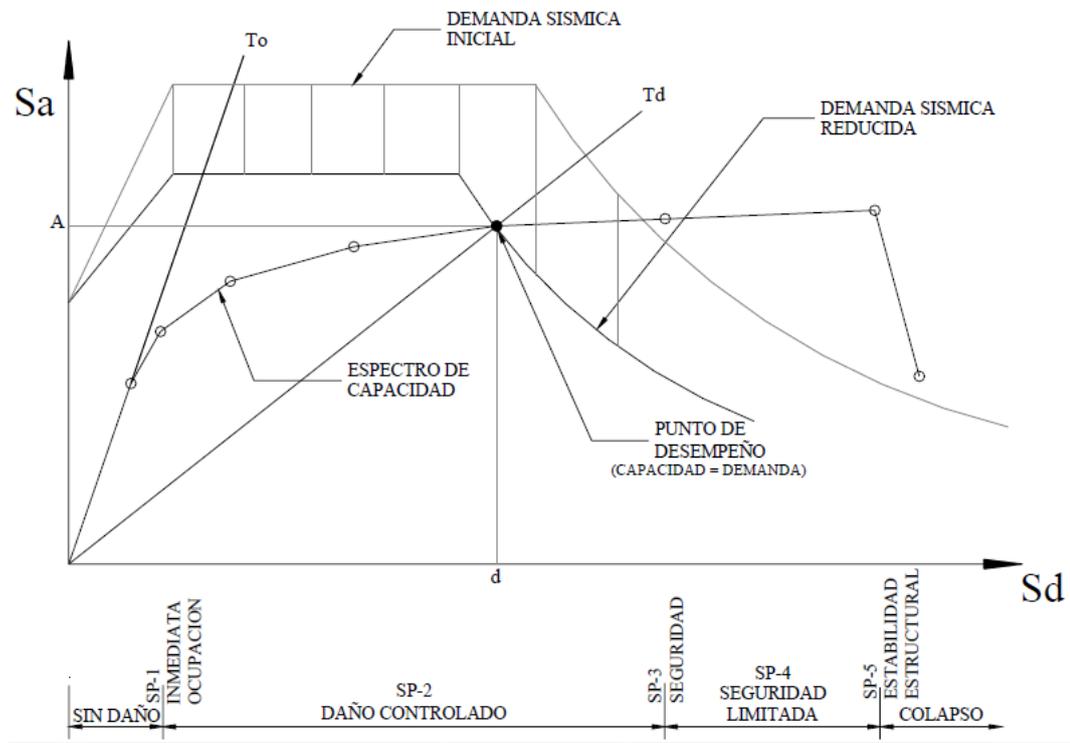


Figura 34. Espectro de Capacidad-Demanda (ATC-40, 1996).

Fuente:<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf;jsessionid=07968422674DD3746BB1AA8FF4C50666.tdx1?sequence=15>

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas;

- La respuesta estructural máxima del sistema.

- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta.

Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo, con los métodos de análisis estático no lineal simplificado, demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.”

Fuente: Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico. (SAFINA Salvador, 2002) Universidad Politécnica de Cataluña

6.7. METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO

6.7.1. Modelo Arquitectónico

Para la presente investigación se ha tomado como referencia para el análisis la estructura de un edificio de 6 pisos.

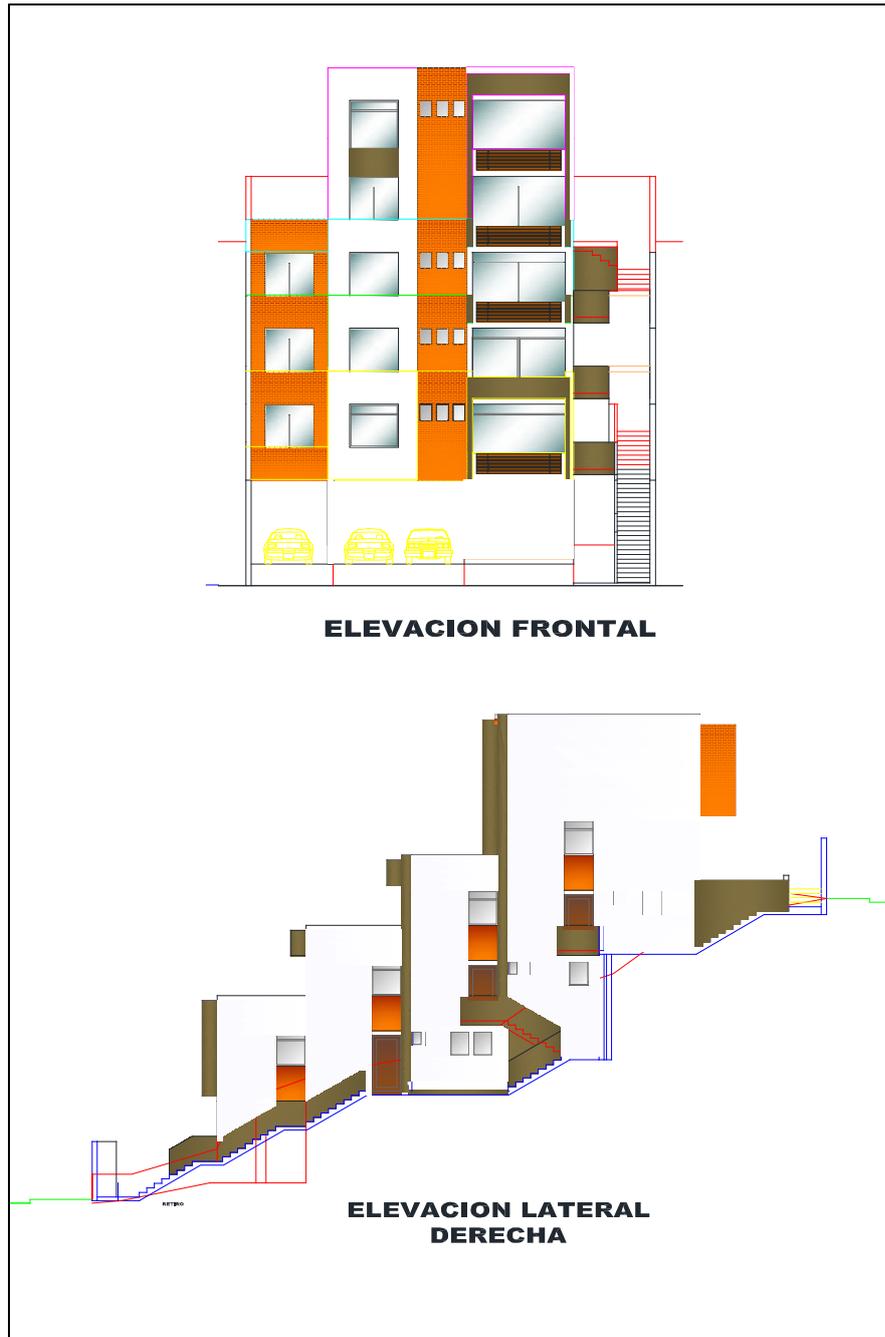
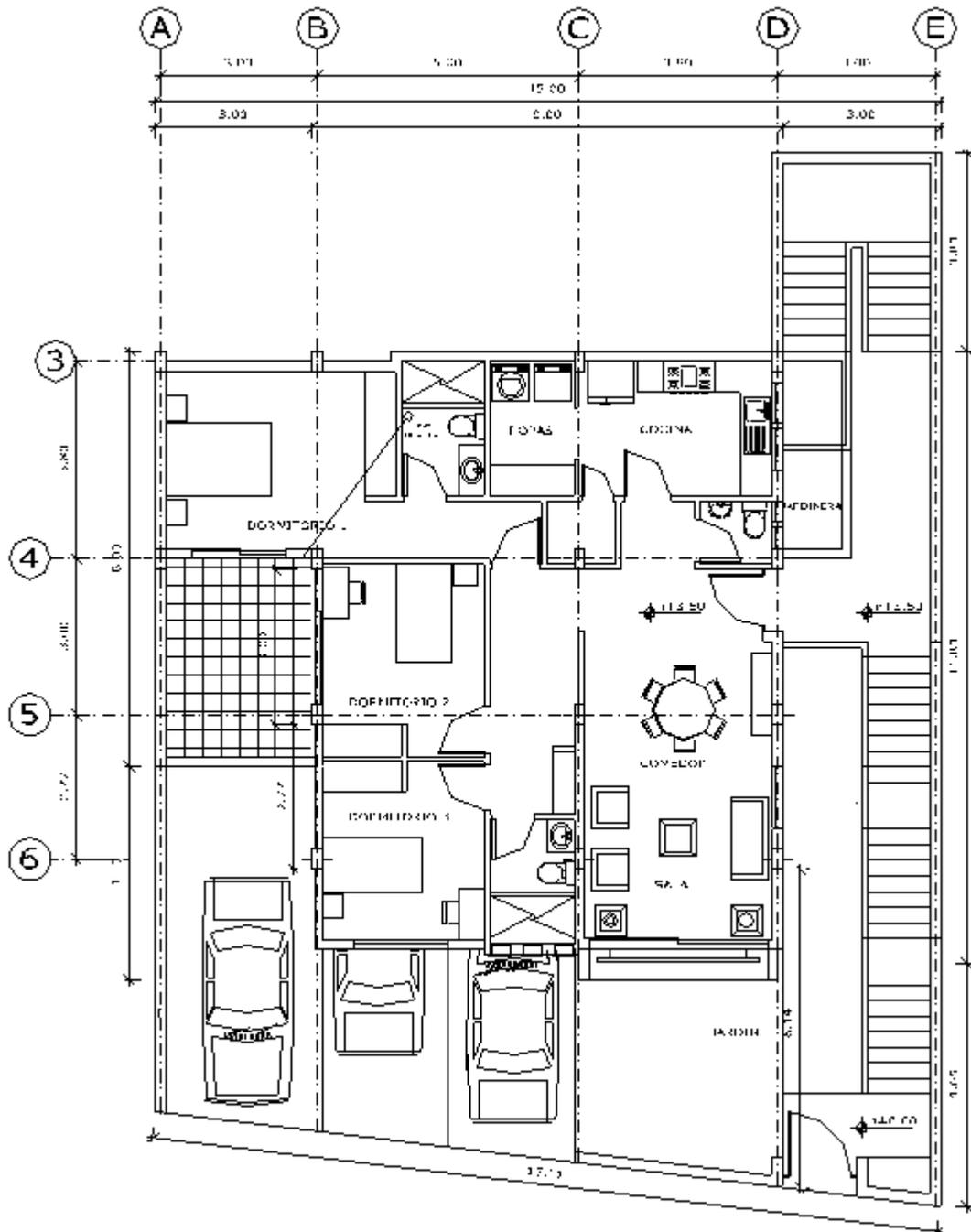


Figura 35. Diseño arquitectónico del Edificio

Fuente: Planos arquitectónicos

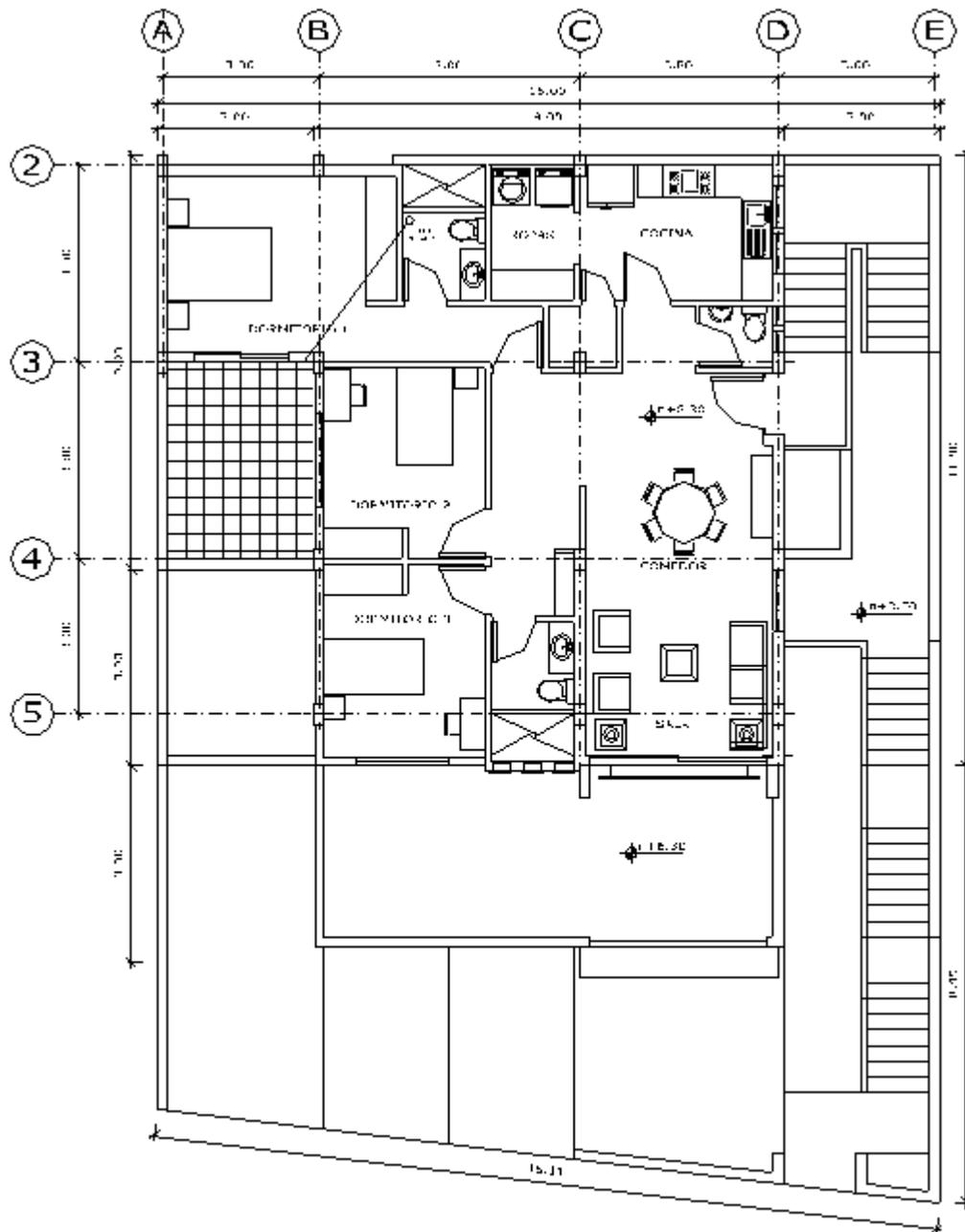
Para iniciar el análisis se definirán los diseños arquitectónicos por piso y su ocupación:



PLANTA -3

Figura 36. Planta -3 Nivel +3.50

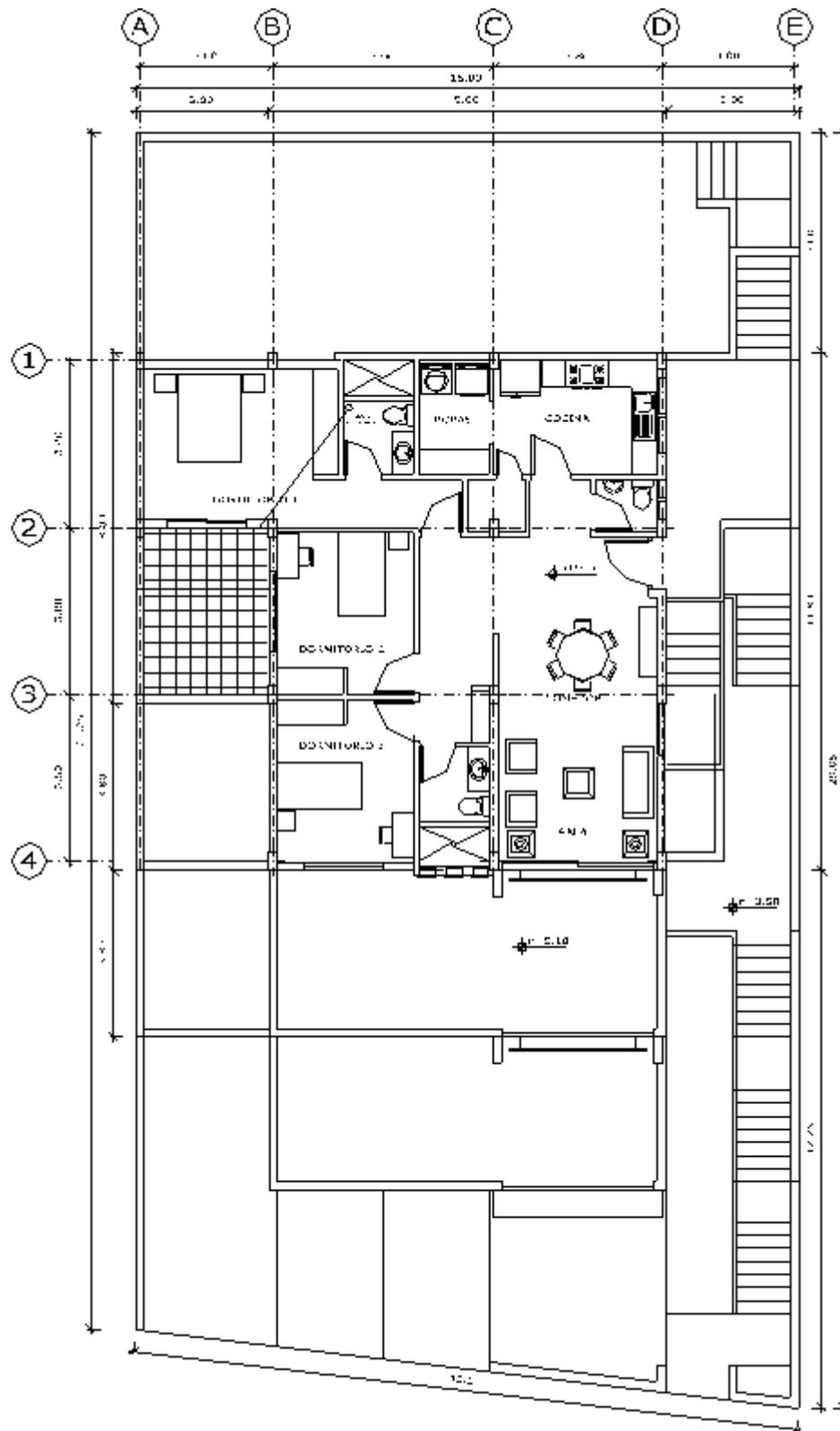
Fuente: Planos arquitectónicos



PLANTA -2

Figura 37. Planta -2 Nivel +6.30

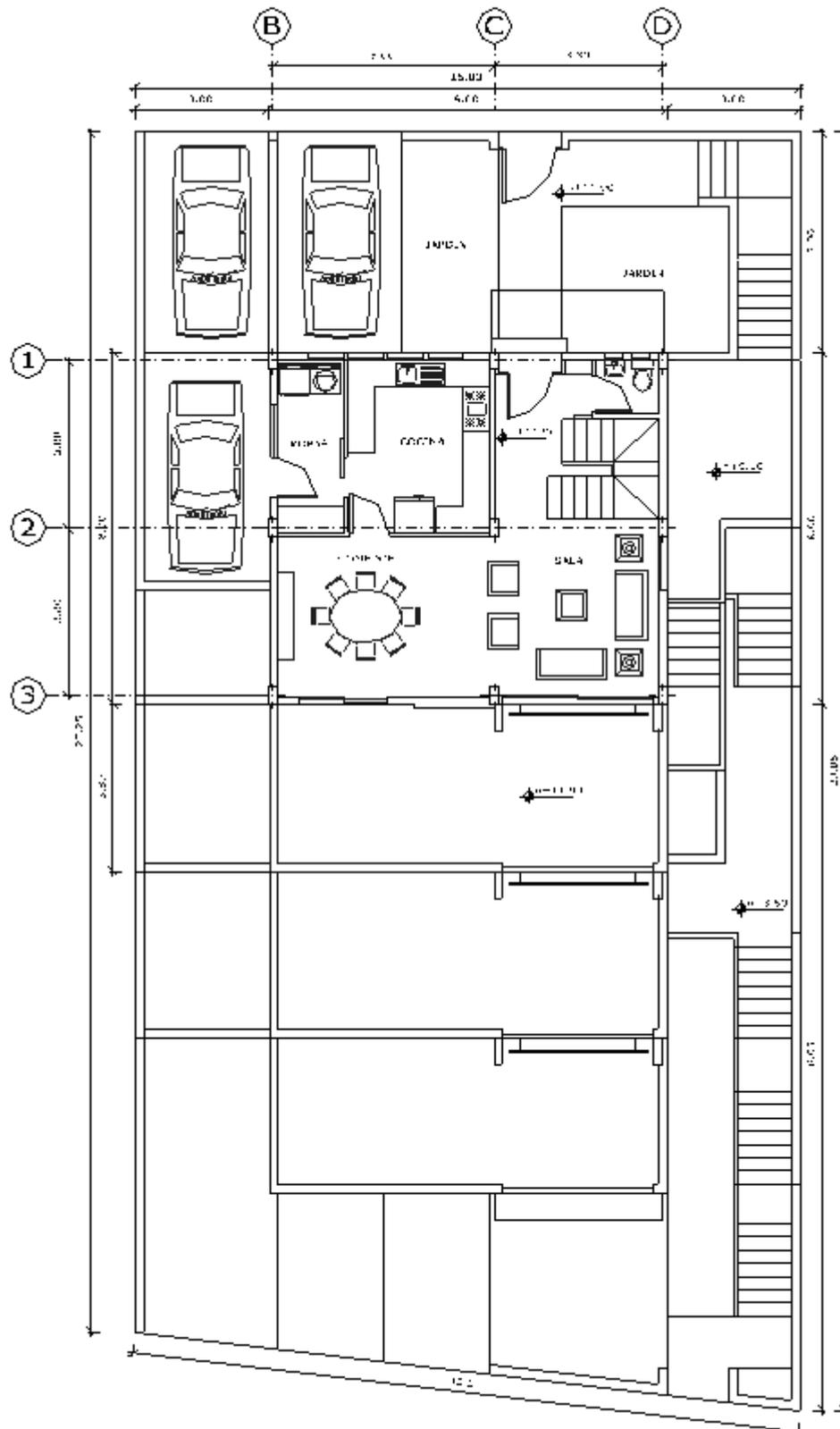
Fuente: Planos arquitectónicos



PLANTA -1

Figura 38. Planta -1 Nivel +9.10

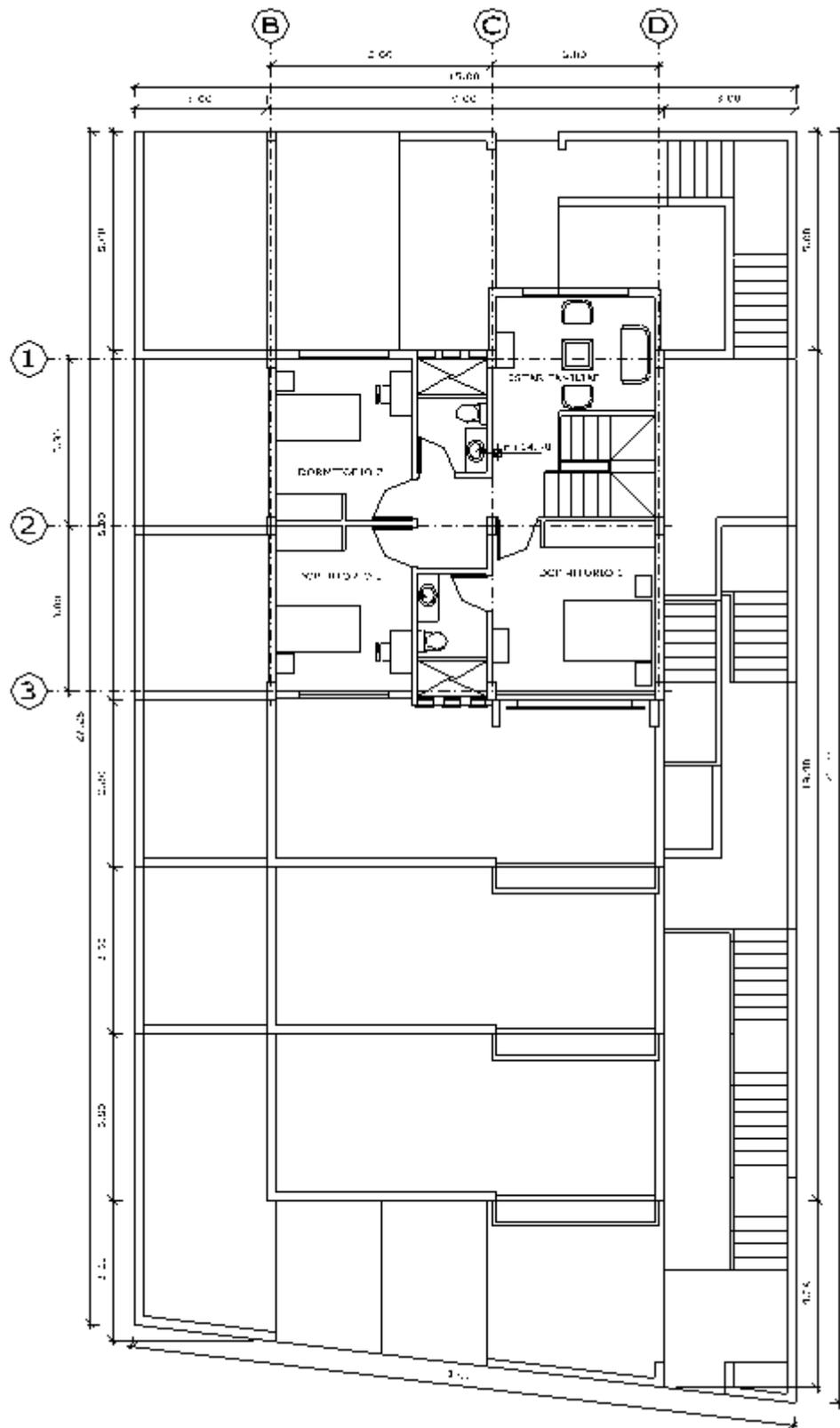
Fuente: Planos arquitectónicos



PLANTA 0

Figura 39. Planta 0. Nivel +11.90

Fuente: Planos arquitectónicos



PLANTA 1

Figura 40. Planta 1. Nivel +14.70

Fuente: Planos arquitectónicos

6.7.2. DATOS DE MATERIALES

Para el análisis se ha considerado

- Hormigón Armado

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso específico del hormigón: 2400 kg/m^3 (ACI 318S-08 Art. 8.5.1)

Módulo de Poisson: 0,2

Módulo de Elasticidad

$$E_c = (W_c)^{1,5} * 0,14 * \sqrt{f'_c}; [\text{kg/cm}^2]$$

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$E_c = 238536,34 \text{ kg/cm}^2$$

- Acero con un $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: 0,2

Módulo de Elasticidad

$$E_c = 2E6 \text{ kg/cm}^2$$

6.7.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Como referencia se toma algunos apartados del código ACI 318-08 así:

El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en dos los lados debe ser:

Ecuación 9-13 de ACI318-08 h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$$

Para $F_y [\text{Kg/cm}^2]$ *Ecuación 27*

ℓ_n = Luz libre medida entre caras de los apoyos.

β = Relación de Lado Mayor de losa entre lado menor de la losa.
 Seleccionando el tablero más crítico, se tiene:

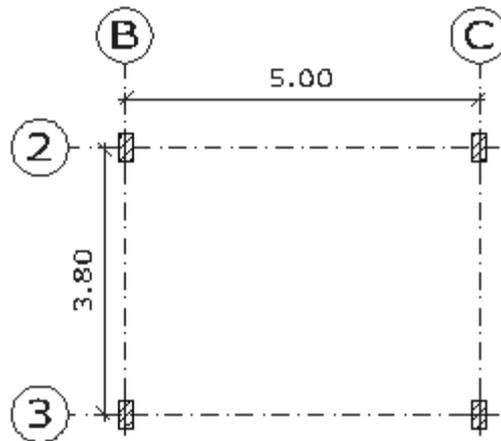


Figura 41. Tablero más crítico
 Fuente: Elaboración propia

$$\beta = \frac{5.0}{3.8} = 1.32$$

$$h = \frac{500 \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9(1.32)}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

Se utilizará una losa alivianada bidireccional por lo que asumiremos una losa de $h=20$ cm.

6.7.4. CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PESOS

Carga muerta de losa Nv. +3.5, Nv. +6.30, Nv. +9.10, Nv. +11.90, Nv. y +14.70
 Se considerarán los pesos correspondientes a una losa alivianada de 20cm.

	L	h	e	#	Y	PESO
ELEMENTOS	m	m	m		kg/m ³	kg/m ²
PPLOSETA	1	1	0.05	1	2400	120.00
PPNERVIOS	3.6	0.15	0.1	1	2400	129.60
PPALIVIA				8	8	64.00
MASILLADO	1	1	0.04	1	1900	76.00
ACABADOS	1	1	0.015	1	1400	21.00
TOTAL(W)						410.60 kg/m²

Tabla 23. Pesos de Losa

Fuente: Elaboración propia

Nota: el peso de acabados es asumido un valor aproximado según el material que sea utilizado para el acabado de piso.

Y de la misma forma para el Nivel +17.50 correspondiente a losa de cubierta

	L	h	e	#	Y	PESO
ELEMENTOS	m	m	m		kg/m ³	kg/m ²
PPLOSETA	1	1	0.05	1	2400	120.00
PPNERVIOS	3.6	0.15	0.1	1	2400	129.60
PPALIVIA				8	8	64.00
MASILLADO	1	1	0.04	1	1900	76.00
TOTAL(W)						389.60 kg/m²

Para ingresar datos de carga al software de cálculo se debe descontar el peso de loseta y nervios puesto que al darle el factor 1 al definir la carga muerta el programa ya incluirá ese peso para el cálculo, es decir el peso a ingresar como Carga Muerta Adicional (CMA) será de:

	L	h	e	#	Y	PESO
	m	m	m		kg/m ³	kg/m ²
PPALIVIA				8	8	64.00
MASILLADO	1	1	0.025	1	1900	76.00
ACABADOS	1	1	0.015	1	1400	21.00
TOTAL(W_{muerta adicional para el programa})						161.00 kg/m²

Tabla 24. Pesos Adicionales de carga muerta edificio

Fuente: Elaboración propia

6.7.4.1.CARGAS

6.7.4.1.1. Carga Viva

Para considerar la Carga Viva en la estructura, se ha tomado de referencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción la siguiente tabla:

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		8.90
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		1.40
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Tabla 25. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y Concentradas

Fuente: NEC

Lo que da:

Ocupación	Unidades	
	Kn/m ² (NEC)	Kg/m ²
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	1	102
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3	306
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4,8	490
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores	1	102
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2,0	204
Escaleras		
Escaleras y Rutas de escape	4,8	490

Tabla 26. Transformación de Unidades de Cargas Vivas

Fuente: Elaboración propia

Nivel	Ocupación	Kg/m ²
Nv +3.5	Vivienda	204
Nv +6.30	Vivienda	204
Nv +9.10	Vivienda	204
Nv +11.90	Vivienda	204
Nv +14.70	Vivienda	204
Nv +17.50	Cubierta	102

Tabla 27. Carga Viva por Piso

Fuente: Elaboración propia

6.7.4.1.2. Carga muerta de pared

Para la estimación de la carga viva se ha atendido a que las edificaciones pueden ser objeto de reformas durante su vida útil. En efecto, una reorganización de las estancias puede originar sensibles variaciones en la posición de particiones y en las intensidades con que éstas gravitan sobre la estructura.

“Con relación a las paredes separadoras (propiedades o usuarios distintos, zonas comunes interiores) y fachadas (parte ciega), implica valores superiores de carga.

Tomando referencia al Manual de Cerramientos Opacos (Figura 37), las posibilidades más ligeras allí recogidas podrían englobarse en el listado (no exhaustivo) la Tabla 28.”

Fuente: Estimación de la Sobrecarga De Tabiquería En Estructuras De Edificación Residencial. (GUTIÉRREZ Emilio Martín, 2004), Escuela Técnica Superior de Arquitectura de A Coruña.

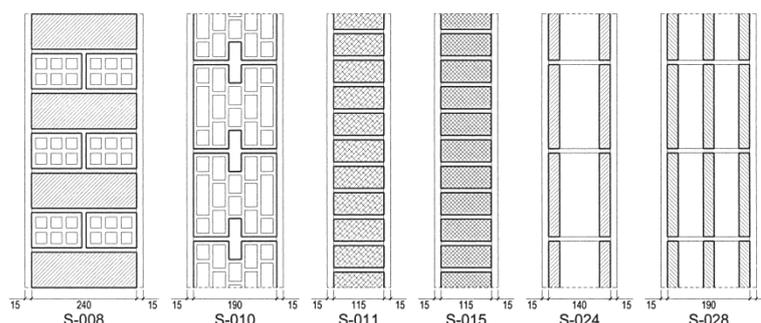


Figura 42. Paramentos verticales simples.

Fuente: Estimación de la Sobrecarga De Tabiquería En Estructuras De Edificación Residencial. (GUTIÉRREZ Emilio Martín, 2004), Escuela Técnica Superior de Arquitectura de A Coruña.

Descripción	Revestimiento	Referencia	Peso (kp/m ³)
Un pie de ladrillo hueco (formato métrico, 24 cm)	Enlucido de yeso	S-008	315
Bloque cerámico hueco genérico (19 cm)	Enlucido de yeso	S-010	270
Medio pie de ladrillo perforado (formato métrico, 11.5 cm)	Enfoscado	S-011	230
Medio pie de ladrillo macizo (formato métrico, 11.5 cm)	Enlucido de yeso	S-015	245
Medio pie de ladrillo silicocalcáreo perforado (11.5 cm)	Enlucido de yeso	S-019	235
Medio pie de ladrillo silicocalcáreo macizo (11.5 cm)	Cara vista	S-021	230
Bloque hueco de hormigón (14 cm)	Enlucido de yeso	S-024	235
Bloque multicámara de arcilla expandida (19 cm)	Enfoscado	S-028	140

Tabla 28. Parámetros verticales simples (se entiende revestimiento aplicado por ambas caras)

Fuente: Estimación de la Sobrecarga De Tabiquería En Estructuras De Edificación Residencial. (GUTIÉRREZ Emilio Martín, 2004), Escuela Técnica Superior de Arquitectura de A Coruña.

Con lo que se consideró un peso distribuido de 300Kg/m^2 en todas las plantas por tener un uso de vivienda y considerar mampostería ladrillos macizos un poco superiores a la consideración S-015 de la Figura 42 y Tabla 28 respectivamente.

6.7.4.2.CARGA SÍSMICA REACTIVA

Según NEC la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso.

Cubierta Nivel +17.50

$$\text{Área} = 77.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de losa de cubierta} = 389.60 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Viva} = 102 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{PARED}} = 300.00 \text{ Kg/ m}^2$$

W LOSA (Área x Plosa)	30162.83	kg
W PAREDES	23226.00	kg
CM TOTAL:	<u>53388.61</u>	kg

$$\text{CM TOTAL:} \quad 53.39 \text{ Tn}$$

$$\text{CV TOTAL}(25\% \text{ Área x Carga):} \quad 1.97 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Reactivo de la planta +17.50} \quad \underline{55.36} \text{ Tn}$$

Losa Nivel +14.70

$$\text{Área Planta} = 77.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de losa} = 410.60 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Viva} = 204 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{PARED}} = 300.00 \text{ Kg/ m}^2$$

W LOSA (Área x Plosa)	31788.65	kg
W PARED	23226.00	kg
CM TOTAL:	<u>55014.65</u>	kg

CM TOTAL:	55.01	Tn
CV TOTAL (25% Área x Carga):	3.95	Tn
Peso Reactivo de la planta +14.70	<u>58.96</u>	Tn

Losa de entepiso Nivel + 11.90

Área Planta = 122.40 m²

Peso de losa= 410.60 Kg

Carga Viva= 204 Kg/m²

P_{PARED}= 300.00 Kg/ m²

W LOSA (Área x Plosa)	50257.44	kg
W PARED	36720.00	kg
CM TOTAL:	<u>86977.44</u>	kg

CM TOTAL:	86.98	Tn
CV TOTAL(25% Área x Carga):	6.24	Tn
Peso Reactivo de la planta +11.90	<u>93.22</u>	Tn

Losa de entepiso Nivel + 9.10

Área Planta = 164.02 m²

Peso de losa= 410.60 Kg

Carga Viva= 204 Kg/m²

P_{PARED}= 300.00 Kg/ m²

W LOSA (Área x Plosa)	67346.61	kg
W PARED	49206.00	kg
CM TOTAL:	<u>116552.61</u>	kg

CM TOTAL:	116.55	Tn
CV TOTAL(25% Área x Carga):	8.37	Tn
Peso Reactivo de la planta +9.10	<u>124.92</u>	Tn

Losa de entrepiso Nivel + 6.30

Área Planta = 161.34 m²

Peso de losa= 410.60 Kg

Carga Viva= 204 Kg/m²

P_{PARED}= 300.00 Kg/ m²

W LOSA (Área x Plosa)	66246.20	kg
W PARED	48402.00	kg
CM TOTAL:	<u>114648.20</u>	kg

CM TOTAL:	114.65	Tn
CV TOTAL(25% Área x Carga):	8.23	Tn
Peso Reactivo de la planta +6.30	<u>122.88</u>	Tn

Losa de entrepiso Nivel + 3.50

Área Planta = 127.33 m²

Peso de losa= 410.60 Kg

Carga Viva= 204 Kg/m²

P_{PARED}= 300.00 Kg/ m²

W LOSA (Área x Plosa)	52281.70	kg
W PARED	38199.00	kg
CM TOTAL:	<u>90480.70</u>	kg

CM TOTAL:	90.48	Tn
CV TOTAL(25% Área x Carga):	6.49	Tn
Peso Reactivo de la planta +3.50	<u>96.67</u>	Tn

6.7.4.3. Fuerzas Sísmicas Estáticas:

Como se tiene información de acelerogramas de sismos registrados al sur del País, se consideran los parámetros asignados a la zona II y un suelo tipo B según la NEC, para que el análisis dinámico espectral pueda ser comparado con el dinámico de historia en el tiempo.

Los diseños de esta estructura son Sismo Resistentes, ya que se tomaron en cuenta los requisitos de diseño establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el Capítulo II Peligro Sísmico y Requisitos de diseño Sismo Resistente (NEC)

Se aplicó a la estructura las acciones del sismo de diseño que establece la NEC, para edificaciones comunes, este sismo es un terremoto de 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico de la NEC) en el rango inelástico.

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde

C_t y h_n Factores dados según el tipo de estructura

- C_t 0.073 Estructuras de Acero con Arriostamiento,
- 0.072 Estructuras de Acero sin Arriostamiento,
- 0.049 Pórt. Especial H°A° con Muros Estructurales
- 0.047 Pórt. Especial H°A° sin Muros Estructurales

- α 0.75 Estructuras de Acero con Arriostramiento,
 0.80 Estructuras de Acero sin Arriostramiento,
 0.75 Pórt. Especial H°A° con Muros Estructurales,
 0.9 Pórt. Especial H°A° sin Muros Estructurales
- h_n Altura máx. de la edificación de n pisos, medida desde la base

$$T = 0.047 * (17.50)^{0.9}$$

$$T = 0.618 \text{seg.}$$

6.7.4.4. Distribución de Fuerzas laterales

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Donde:

- V cortante total en la base de la estructura,
 V_x cortante total en el piso x de la estructura
 F_i fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
 F_x fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
 n número de pisos de la estructura
 w_x peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
 w_i peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
 h_x altura del piso x de la estructura
 k Coeficiente relacionado con el período de vibración
 - Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$
 - Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
 - Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

De lo que obtenemos, con el proceso descrito según la NEC:

Piso	Altura del nivel hx (m)	Nivel hi (m)	Peso Wx (Tn)	Wi x hi^k (Tn-m)	Fx (Tn)
6	2.80	17.50	55.36	1146.72	9.04
5	2.80	14.70	58.96	1015.32	8.00
4	2.80	11.90	93.22	1283.49	10.12
3	2.80	9.10	124.92	1294.62	10.21
2	2.80	6.30	122.88	862.74	6.80
1	3.50	3.50	96.97	365.40	2.88

552.31	5968.30	47.05
--------	---------	-------

Tabla 29. Fuerzas Laterales

Fuente: Elaboración Propia

Al no contar con secciones para columnas y vigas, se realizará una distribución de estas fuerzas a cada pórtico al ingresar las fuerzas sísmicas al programa de cálculo.

Por otro lado para la conseguir el espectro de respuesta de la estructura se utiliza la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción con las siguientes fórmulas

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ecuación 29}$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 30}$$

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C \quad \text{Ecuación 31}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T > T_C \quad \text{Ecuación 32}$$

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

Tc, Tl Límite para el período de vibración

Fa, Fd, Fs Coeficientes de amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo

Sa Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta

	elástico para diseño
η	Relación de amplificación espectral
$\eta = 1.8$	Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas,
$\eta = 2.48$	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.6$	Provincias del Oriente
Z	Factor de la Zona Sísmica adoptada
r	Factor del Tipo de Suelo
R	de Reducción de Respuesta Estructural.
I	Importancia de la Estructura
ϕ_P	Coefficiente de configuración Estructural en Planta.
ϕ_E	Coefficiente de configuración Estructural en Elevación.
W	Carga Sísmica Reactiva.

PARAMETROS SISMICOS DEL EDIFICIO	
Zona Sísmica	II
Importancia	Otras Estructuras
Perfil de Suelo	B
Respuesta Estructural R	6
ϕ_E	0.9
ϕ_P	0.9
Ct y α	Pórt. Especial H°A° sin Muros Estructurales
Región	Prov. Sierra, Esmeraldas y Galápagos
Número de Pisos	6

Tabla 30. Parámetros sísmicos considerados para la edificación

Fuente: Elaboración Propia

Con lo que obtenemos los siguientes datos:

$$Z = 0.25$$

$$I = 1.00$$

$$h_n = 17.50 \text{ m}$$

$$C_t = 0.047$$

$\alpha = 0.9$
 $F_a = 1.00$
 $F_d = 1.00$
 $F_s = 0.75$
 $T = 0.618 \text{ seg.}$
 $T_c = 0.413 \text{ seg.}$
 $T_o = 0.075 \text{ seg.}$
 $\eta = 2.480$
 $r = 1.00$
 $S_a = 0.414$
 $V = 47.05 \text{ Tn}$
 $k = 1.06$

Con lo que se obtiene el Espectro Elástico e inelástico respectivamente

Espectro Elástico			
T (seg)	Sa	T (seg)	Sa
0	0.0514	2.05	0.12470
0.05	0.1021	2.1	0.12170
0.1	0.1275	2.15	0.11890
0.15	0.1275	2.2	0.11620
0.2	0.1275	2.25	0.11360
0.25	0.1275	2.3	0.11110
0.3	0.1275	2.35	0.10880
0.35	0.1275	2.4	0.10650
0.4	0.1275	2.45	0.10430
0.45	0.1169	2.5	0.10230
0.5	0.1052	2.55	0.10020
0.55	0.0956	2.6	0.09830
0.6	0.0876	2.65	0.09650
0.65	0.0809	2.7	0.09470
0.7	0.0751	2.75	0.09300
0.75	0.0701	2.8	0.09130
0.8	0.0657	2.85	0.08970
0.85	0.0618	2.9	0.08810

0.9	0.0584	2.95	0.08660
0.95	0.0553	3	0.08520
1	0.0526	3.05	0.08380
1.05	0.0501	3.1	0.08250
1.1	0.0478	3.15	0.08110
1.15	0.0457	3.2	0.07990
1.2	0.0438	3.25	0.07860
1.25	0.042	3.3	0.07750
1.3	0.0404	3.35	0.07630
1.35	0.0389	3.4	0.07520
1.4	0.0375	3.45	0.07410
1.45	0.0362	3.5	0.07300
1.5	0.035	3.55	0.07200
1.55	0.0339	3.6	0.07100
1.6	0.0328	3.65	0.07000
1.65	0.0318	3.7	0.06910
1.7	0.0309	3.75	0.06820
1.75	0.03	3.8	0.06730
1.8	0.0292	3.85	0.06640
1.85	0.0284	3.9	0.06550
1.9	0.0276	3.95	0.06470
1.95	0.0269	4	0.06390
2	0.0262		

Tabla 31. Espectro Elástico

Fuente: Elaboración Propia

Espectro Inelástico (Sin Gravedad)			
T (seg)	Sa	T (seg)	Sa
0	0.0514	2.05	0.0256
0.05	0.1021	2.1	0.025
0.1	0.1275	2.15	0.0244
0.15	0.1275	2.2	0.0239
0.2	0.1275	2.25	0.0233
0.25	0.1275	2.3	0.0228
0.3	0.1275	2.35	0.0223
0.35	0.1275	2.4	0.0219
0.4	0.1275	2.45	0.0214
0.45	0.1169	2.5	0.021
0.5	0.1052	2.55	0.0206
0.55	0.0956	2.6	0.0202
0.6	0.0876	2.65	0.0198
0.65	0.0809	2.7	0.0194
0.7	0.0751	2.75	0.0191
0.75	0.0701	2.8	0.0187
0.8	0.0657	2.85	0.0184
0.85	0.0618	2.9	0.0181
0.9	0.0584	2.95	0.0178
0.95	0.0553	3	0.0175
1	0.0526	3.05	0.0172
1.05	0.0501	3.1	0.0169
1.1	0.0478	3.15	0.0166
1.15	0.0457	3.2	0.0164
1.2	0.0438	3.25	0.0161
1.25	0.042	3.3	0.0159
1.3	0.0404	3.35	0.0156
1.35	0.0389	3.4	0.0154
1.4	0.0375	3.45	0.0152

1.45	0.0362	3.5	0.015
1.5	0.035	3.55	0.0148
1.55	0.0339	3.6	0.0146
1.6	0.0328	3.65	0.0144
1.65	0.0318	3.7	0.0142
1.7	0.0309	3.75	0.014
1.75	0.03	3.8	0.0138
1.8	0.0292	3.85	0.0136
1.85	0.0284	3.9	0.0134
1.9	0.0276	3.95	0.0133
1.95	0.0269	4	0.0131
2	0.0262		

Tabla 32. Espectro Inelástico

Fuente: Elaboración Propia

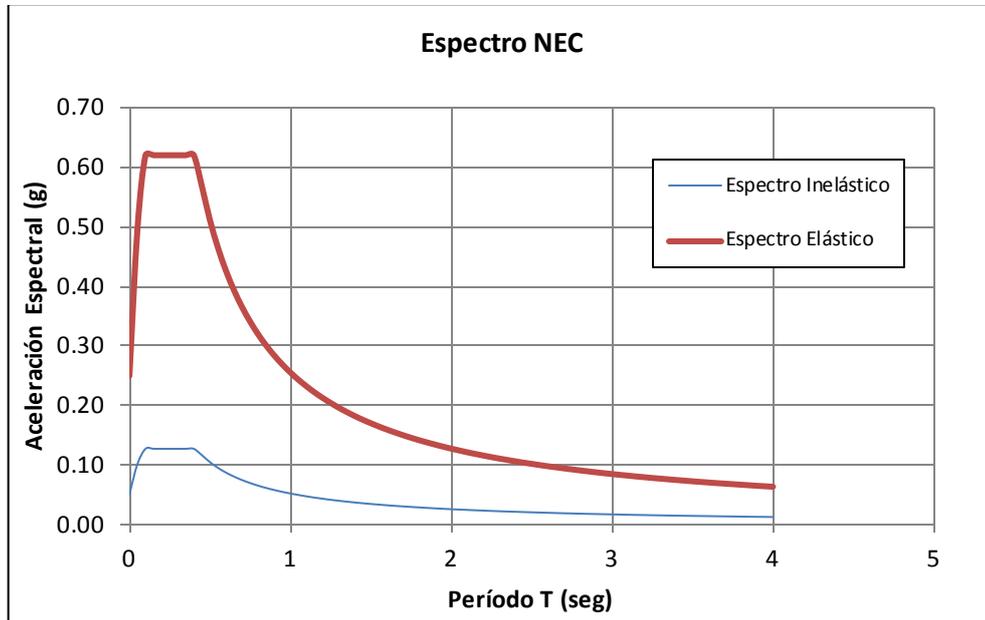


Figura 43. Espectro Elástico e Inelástico de la NEC

Fuente: Elaboración Propia

Con lo que ya se tiene definido el espectro de la NEC para el edificio en estudio.

6.7.5. TRATADO DE SEÑALES SÍSMICAS

Las señales adquiridas de la Red Sísmica del Austro, están se detallan a continuación en orden ascendente desde el año 2007 al 2013 con los respectivos nombres que utilizan para cada uno de los registros:

			HORA GMT						
Año	Mes	Día	HH	MM	SS	Prof.(km)	Magn.	Unidad	Nombre de Registro
2007	07	21	18	58	02	205.88	4.6	Md	AW006
2011	07	26	20	58	24	122.89	4.7	Md	IV0048
2011	09	02	03	46	07	75.16	4.5	Md	IV051
2013	02	27	15	56	14	106.25	4.3	Md	IW002
2013	05	24	05	42	06	50.00	4.6	Md	JA072

Tabla 33. Nombres de los registros de la RSA

Fuente: Red Sísmica del Austro

6.7.5.1. Transformación de formatos .EVT a .TXT (data)

Las señales sísmicas fueron obtenidas de la Red Sísmica del Austro en crudo, es decir en voltios y sin ningún filtro o corrección con formato .EVT. Por lo que inicialmente los datos son leídos a través de un software propio del acelerógrafo, que en este caso es de marca ETNA.

La aplicación para la lectura inicial se denomina QUICK LOOK, mismo que es un producto de la empresa de Kinematics y fue proporcionado por la Red Sísmica del Austro, pues está incluido en los archivos del acelerógrafo de su propiedad.

QUICK LOOK tiene un entorno como se muestra en la Figura 44. Este programa es compatible con Sistemas Operativos de igual o menor versión a Windows XP y lee los archivos de formato .evt.

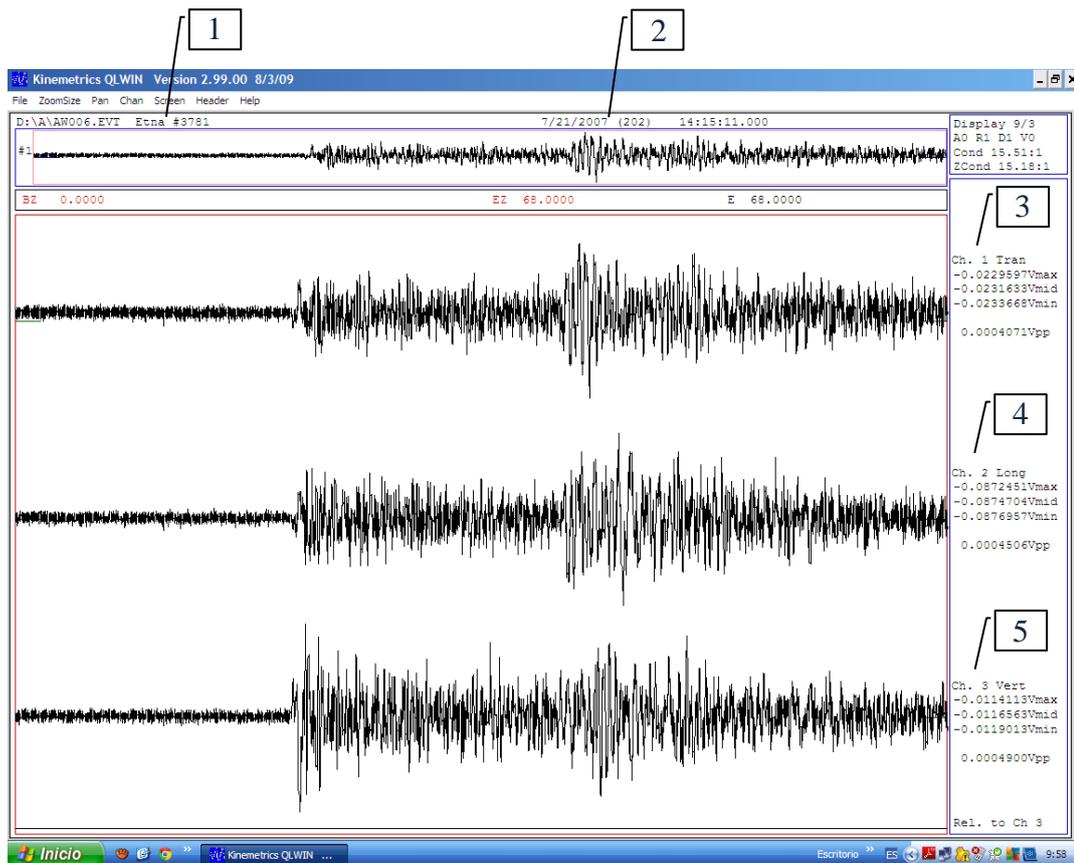


Figura 44. Entorno de QUICK LOOK

Fuente: Elaboración Propia

En la figura se distinguen los siguientes elementos:

1. Nombre del registro y acelerógrafo con su ubicación en memoria
2. Fecha y hora (marcada en el Meridiano de Greenwich) del evento.
3. Valores de la coordenada x (Este- Oeste) del registro sísmico.
4. Valores de la coordenada y (Norte- Sur) del registro sísmico.
5. Valores de la coordenada y (vertical) del registro sísmico.

En este programa se pueden obtener más datos del registro abriendo el archivo de texto en el menú Header/ Write, así:

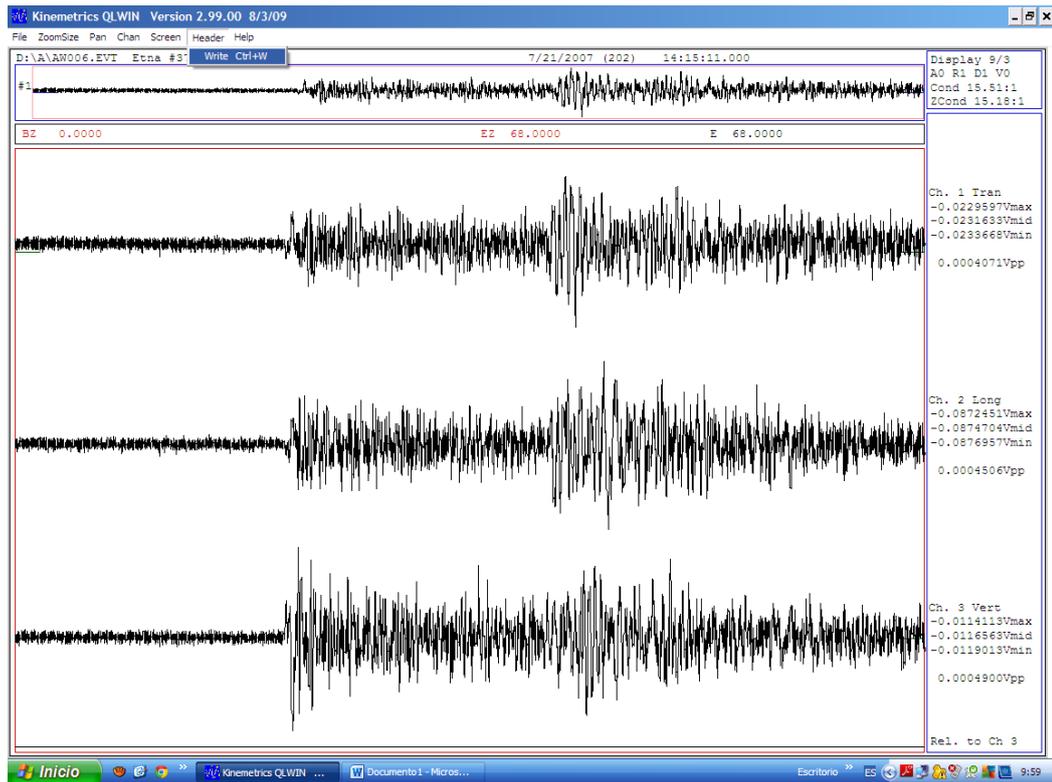


Figura 45. Uso del Programa QUICK LOOK

Fuente: Elaboración Propia

Y se despliega un archivo de texto con datos más detallados que incluyen la calibración del equipo, factor de sensibilidad, el número de registros por segundo, ubicación geográfica, elevación, entre otros.

```

qlwin.tmp - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
qlwin.tmp, 02/09/15 10:00:06
To make a permanent copy on hard disk,
use 'FILE: SAVE AS' = eventfile.HDR

QLWIN: D:\AW006.EVT 07/21/2007 14:16
Altus Header, Version: 1.30, S/N 3781
Etna_Stn: ACC1 Site:
12 channel unit, 3 channel(s) selected: 1 2 3
Channel(s) triggered: 2
Comment: Presa Daniel Palacios
UserCodes: 0 0 0 0

Main battery: 12.00v, Not Charging, minimum alarm voltage: 12.0v
24 bit A/D with group delay: 0 msec
Temperature: 19.7 deg.c

Restart Source(s):
None Known.

System Error(s):
None Known.

Block File Transfer Buffer: Dynamic 256 - 2048 bytes

Altus Time Source: RTC from cold start.
Event Start Time: 7/21/2007 (202) 14:15:11.000
Event Trigger Time: 7/21/2007 (202) 14:15:31.900

Samples per second: 200
Duration: 68.000 seconds, 680 frames
Pre-event: 20 seconds.
Minimum runtime: 0 seconds.
Post event: 20 seconds.
Array Propagation window: 0 seconds.
Storage: Primary A:, Secondary A:

Digital Field station OFF.

Program versions: sys81k 0.00, boot81k 1.11,
app81k 2.96, dsp81k 1.01

User input or GPS averaged:
Instrument latitude: -2.595300 Degrees North
Instrument longitude: -78.564697 Degrees East
Instrument elevation: 1835 Meters relative sea level.

GPS latitude: 0.00 Degrees North
GPS longitude: 0.00 Degrees East
GPS altitude: 0 Meters relative sea level.

Ch
1 2 3
MaxPeak: -0.0229597v -0.0872451v -0.0114113v
at seconds: 41.135 44.035 21.190
MinPeak: -0.0236685v -0.0876957v -0.0119013v
at seconds: 41.925 44.335 20.735
Mean: -0.0231448v -0.0874707v -0.0116539v
AcqOffset: 0.0000000v 0.0000000v 0.0000000v

```

Figura 46. Archivo de texto generado por el Programa QUICK LOOK

Fuente: Elaboración Propia

```

qlwin.tmp - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
Displace, N: 0000, 0000, 0000,
Displace, E: 0000, 0000, 0000,
Displace, U: 0000, 0000, 0000,
Alt,Azi(deg): 0, 0, 0, 0, 0, 0

Ch
1 2 3
gain: 1 1 1
Fullscale: 2.50V 2.50V 2.50V
Sensitivity: 1.2502V/g 1.2493V/g 1.2497V/g
Damping: 0.7000 0.7000 0.7000
NatFreq: 218.00Hz 208.00Hz 214.00Hz
EpiSensor only:
CalCoef:
Sensor Gain: 0.0586 0.0582 0.0549
Range: 2g 2g 2g
Sensed Sensitivity: 1.25V/g 1.25V/g 1.25V/g

Ch
1 2 3
Trigger threshold: 0.007%FS 0.007%FS 0.007%FS
Detrigger Threshold: 0.007%FS 0.007%FS 0.007%FS
Alarm Trig threshold: 0.007%FS 0.007%FS 0.007%FS
votes: 1 1 1

External Trigger: OFF, votes: 1
Keyboard trigger votes: 1
Stream: votes to trigger: 1, votes to detrigger: 1

GPS Free Field.
GPS turn on interval: 30 minutes(s).
GPS maximum on time: 30 minute(s)
All times as set manually, or 0.00 hour(s) from UTC if from GPS
Clock source: RTC from cold start.
GPS status byte decoded:
GPS present.
GPS not locked.
GPS power is ON.
GPS state of health byte (same as Acutime SOH byte):
Don't have GPS time yet.
GPS updated the RTC 0 times since last reset.
Drift at last two RTC updates to UTC: 0 & 0 msec.
Last GPS update times were:
1/1/1980 (1) 00:00:00 & 1/1/1980 (1) 00:00:00.
Last GPS turnon times were:
7/21/2007 (202) 14:00:20 & 7/21/2007 (202) 13:30:20.
Last GPS Lock times were:
1/1/1980 (1) 00:00:00 & 1/1/1980 (1) 00:00:00.
Count of times GPS failed to lock
within gpsmaxturnon time: 219

Modem strings [ NULL TERMINATED ] from event header...
Initialization: AT&E0&C150=1525=10&W
Dialing Prefix: ATDT
Dialing suffix:
Hangup command: ATH0
Callout message:
Callout Acknowledge message:

```

Figura 47. Archivo de texto generado por el Programa QUICK LOOK

Fuente: Elaboración Propia

En la línea de comandos ponemos la ubicación de la carpeta que contiene el programa KW2ASC que en este caso se denomina DATOS

A continuación se digita:

KW2ASC, el nombre del archivo a ser convertido, -hi.HDR y se pulsa enter. Con ello se generan 5 archivos en la misma carpeta donde se tenía originalmente los archivos con extensión EVT

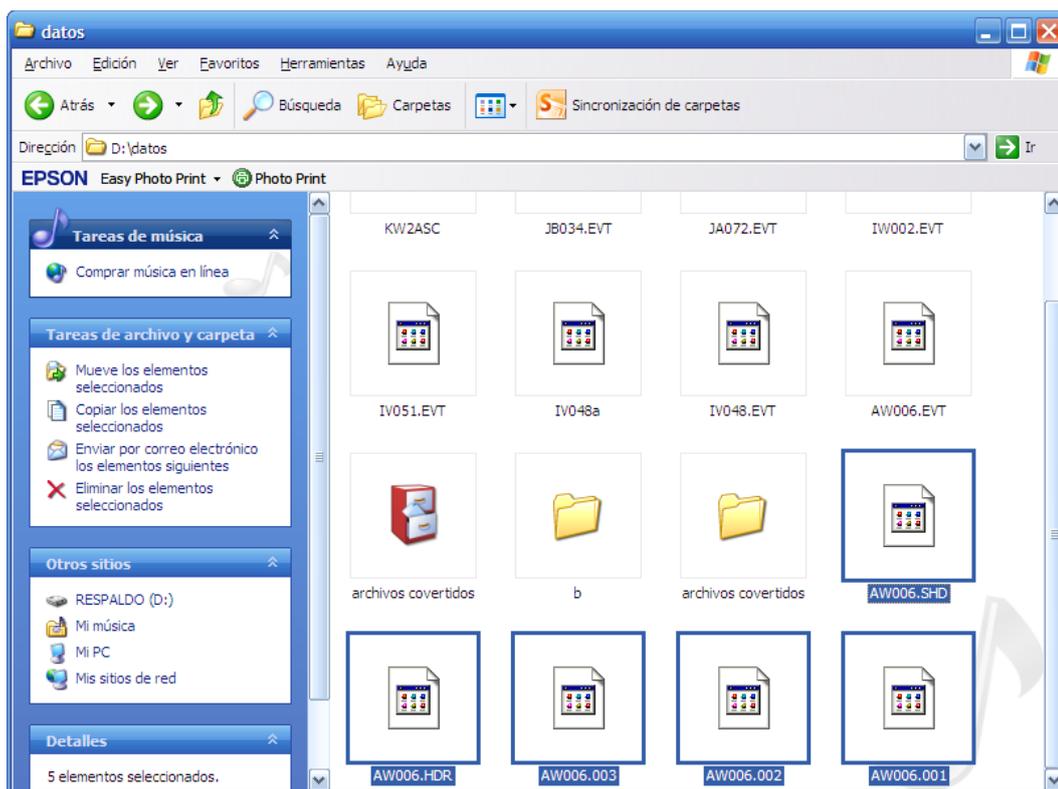


Figura 49. Archivos generados por el programa KW2ASC

Fuente: Elaboración Propia

Tres de los archivos corresponden a los registros en x,y,z y tienen una extensión con números (.001, .002 y .003 respectivamente) ; mientras que los otros dos son información general del acelerógrafo. Estos tres archivos son los principales con los que se trabajará en la generación del acelerograma.

Este procedimiento se realiza para cada uno de los cinco registros proporcionados por la Red Sísmica del Austro.

6.7.5.2. Análisis de las señales y creación de espectros de respuesta en SeismoSignal

Para usar los datos de las columnas de datos ya obtenidos se utilizó el programa SEISMOSIGNAL, mismo que está disponible en la red en versión demo. Cabe mencionar que los valores originales del registro están dados en voltios, por lo que previo a analizar la señal se deben realizar algunos pasos detallados a continuación:

1. Ingresar al programa SEISMOSIGNAL y abrir el archivo que contenga la señal de la primera componente.

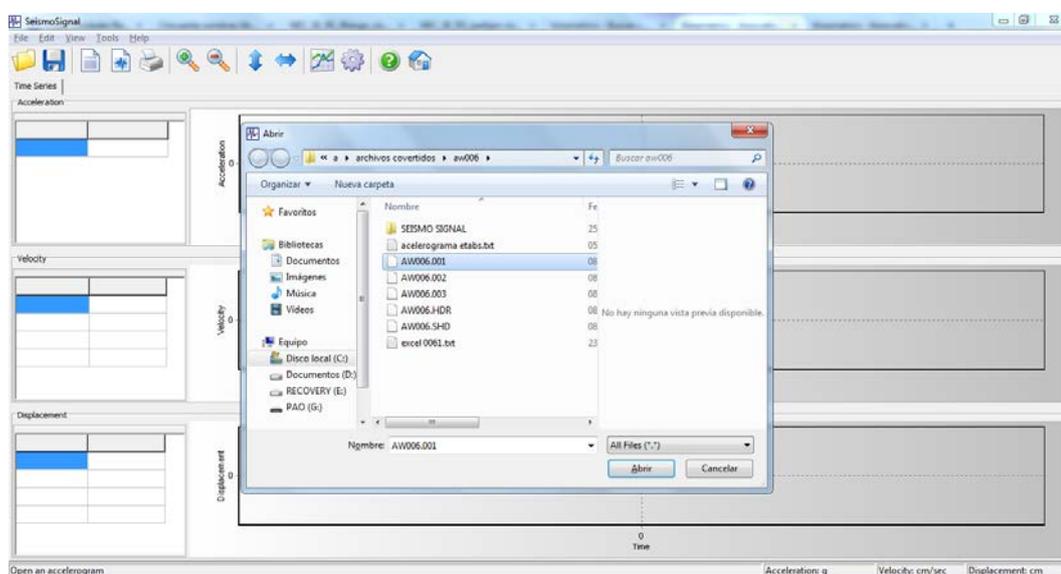


Figura 50. Apertura de archivos en SeismoSignal

Fuente: SeismoSignal

2. Ingresar los datos de entrada correctos de acuerdo a cada registro.

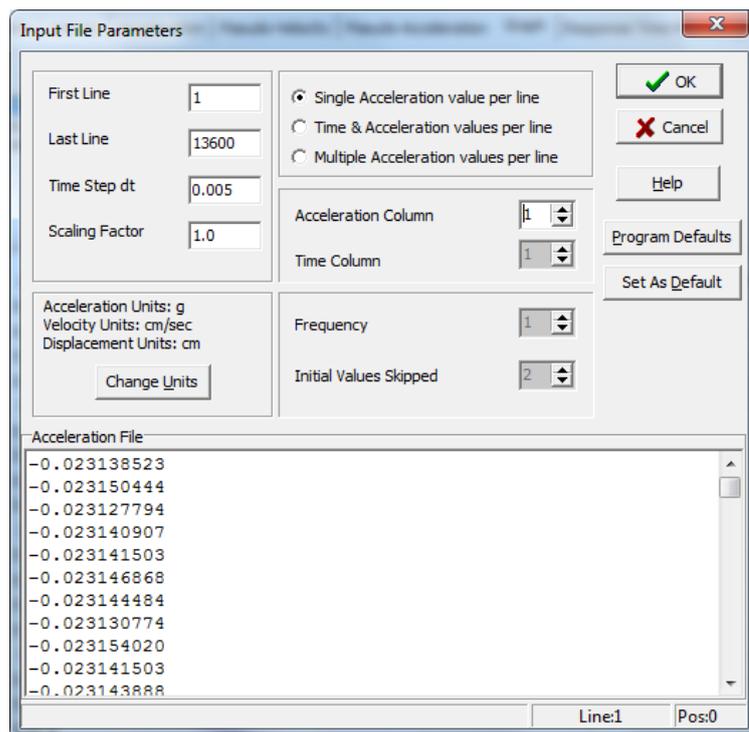


Figura 51. Ventana de Ingreso de datos de entrada en SeismoSignal

Fuente: SeismoSignal

First Line: el número de línea desde la cual inicia el registro

Last Line: el número de la última línea del registro, que fácilmente se puede conocer moviendo la barra de desplazamiento

Time Step dt: el intervalo de tiempo con el que fue registrada la señal (descrito en el archivo de texto de QUICK LOOK)

Scaling Factor: un factor para amplificar o minimizar la señal, que inicialmente ingresamos 1.

La opción **Single Acceleration per line** porque estamos un ingresando valores de aceleración por línea y **1** en **Acceleration column** por ser el número de columna de aceleración.

Con lo que se obtiene las siguientes gráficas:

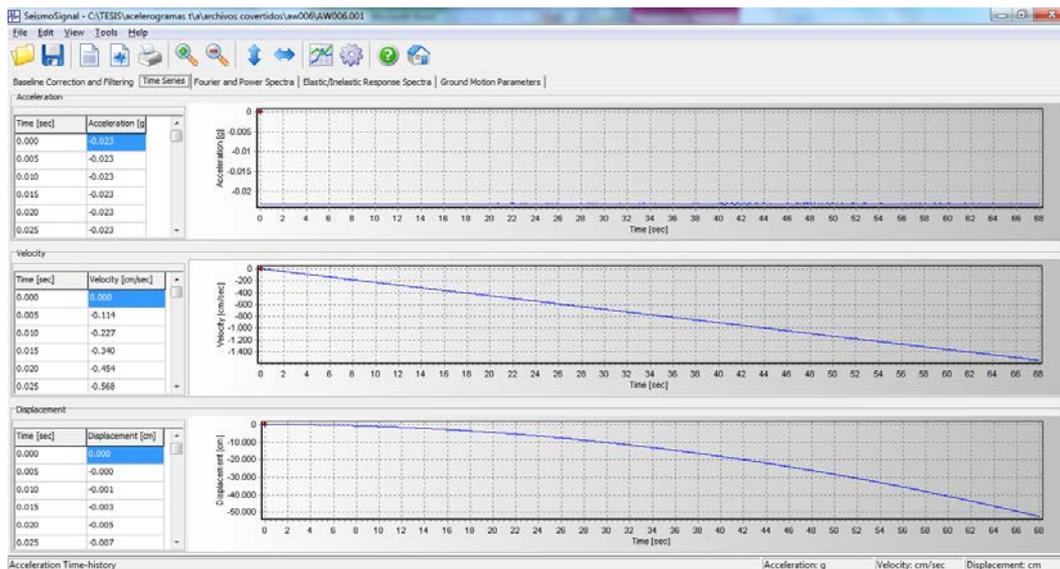


Figura 52. Entorno del Programa SEISMO SIGNAL

Fuente: Elaboración Propia

- En la pestaña **Baseline Correction and Filtering** se realiza la primera corrección que es por línea base, en este caso se optó por la corrección lineal dada por defecto por el propio programa y se pulsa *refresh*.

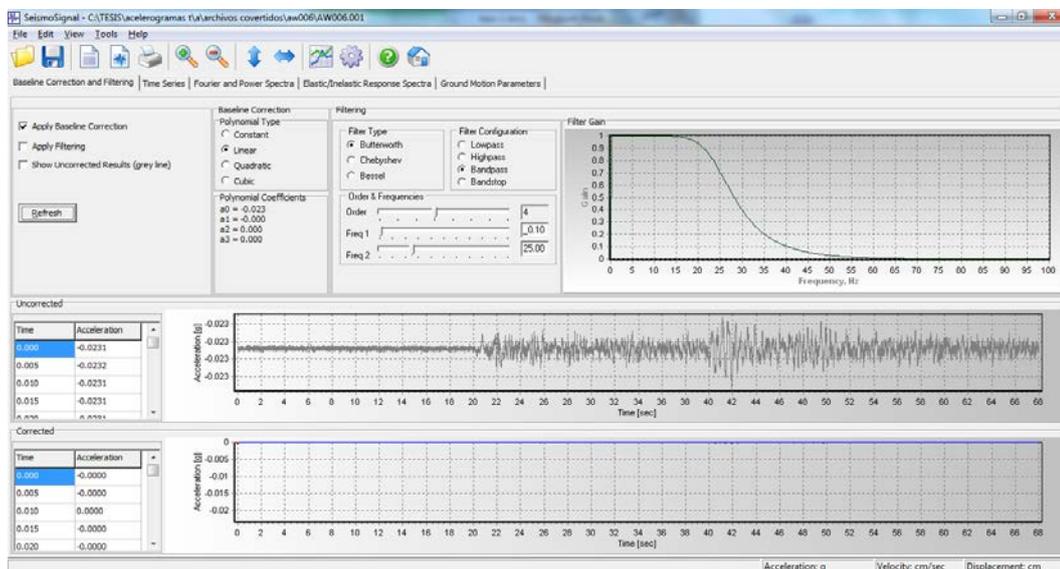


Figura 53. Corrección por línea base.

Fuente: SeismoSignal

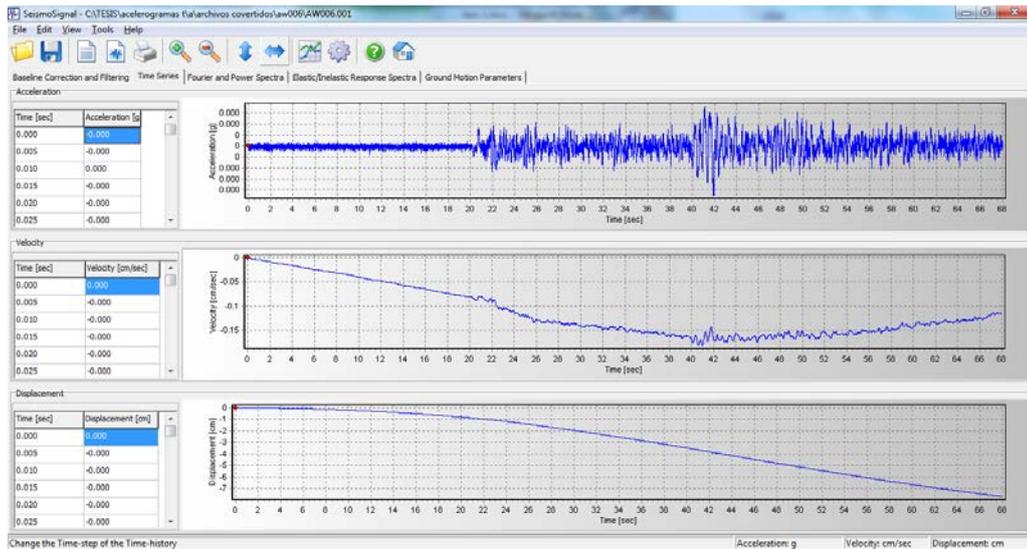


Figura 54. Nuevas gráficas después de la Corrección por línea base.

Fuente: SeismoSignal

4. Dividir para el factor de sensibilidad calibrado para cada componente que se encuentra en el archivo de texto generado por QUICK LOOK.

```

qlwin.tmp - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
Displace, N: 0000, 0000, 0000,
Displace, E: 0000, 0000, 0000,
Displace, U: 0000, 0000, 0000,
Alt,Azi(deg): 0, 0, 0, 0, 0, 0
Ch
Gain: 1 1 1
Sensitivity: 1.2502v/g 1.2493v/g 1.2497v/g
Sampling: 0.7000 0.7000 0.7000
NetFreq: 218.00Hz 208.00Hz 214.00Hz
EpiSensor only:
Calcoil: 0.0586 0.0582 0.0549
Sensor Gain: 1 1 1
Range: 2g 2g 2g
Sensed Sensitivity: 1.25v/g 1.25v/g 1.25v/g

Ch
Trigger Threshold: 0.007%FS 0.007%FS 0.007%FS
DetTrigger Threshold: 0.007%FS 0.007%FS 0.007%FS
Alarm Trig Threshold: 0.007%FS 0.007%FS 0.007%FS
votes: 1 1 1

External Trigger: OFF, Votes: 1
Keyboard Trigger Votes: 1
Stream: votes to trigger: 1, votes to dettrigger: 1

GPS Free Field.
GPS turn On interval: 30 minutes(s).
GPS maximum on time: 30 minute(s)
All times as set manually, or 0.00 hour(s) from UTC if from GPS
Clock source: RTC from cold start.
GPS Status byte decoded:
GPS present.
GPS power is ON.
GPS state of health byte [same as Acutime SOH byte]:
Don't have GPS time yet.
GPS updated the RTC 0 times since last reset.
Drift at last two RTC updates to UTC: 0 & 0 msec.
Last GPS update times were:
1/1/1980 (1) 00:00:00 & 1/1/1980 (1) 00:00:00.
Last GPS Turnon times were:
7/21/2007 (202) 14:00:20 & 7/21/2007 (202) 13:30:20.
Last GPS Lock times were:
1/1/1980 (1) 00:00:00 & 1/1/1980 (1) 00:00:00.
Count of times GPS failed to lock
within gpsMaxTurnonTime: 219

Modem strings [ NULL TERMINATED ] from event header...
Initialization: AT&F0&c150=1s25=10&w
Dialing Prefix: ATDT
Dialing Suffix:
Hangup command: ATH0
Callout message:
Callout Acknowledge message:
  
```

Figura 55. Factor de Sensibilidad en el archivo .TXT generado por QUICKLOOK

Fuente: QuickLook

Para efectuar este paso se puede multiplicar la señal por un factor igual a:

$$f = \frac{1}{\text{factor de sensibilidad}}$$

Ecuación 34.

Lo que para la primera componente sería:

$$f = \frac{1}{1.2502} = 0.7999$$

Ecuación 35

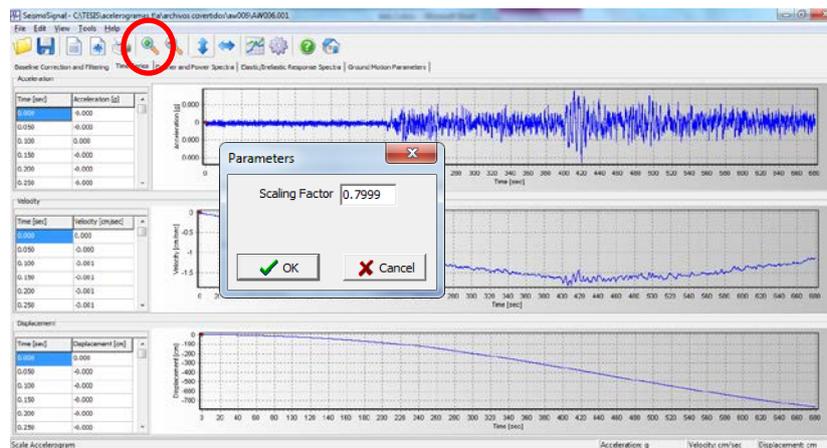


Figura 56. Factor de escala por corrección de sensibilidad

Fuente: SeismoSignal

Con lo que ya se tiene la señal en valores de aceleración expresada como fracción de la gravedad y si fuera el caso en gals si se quisiera multiplicar por la gravedad ($9,81\text{m/s}^2$), obteniendo los siguientes valores máximos:

a máx	0.176771461 gal(cm/s^2)
a máx negativa -	0.000180195 g
a máx positiva	0.000145433 g

Tabla 34. Valores de Aceleraciones máximas del registro.

Fuente: Registro AW006 de la RSA

Para el análisis propuesto se necesita escalar dicha aceleración al valor de la Zona donde se registró el evento de acuerdo a la categorización de la NEC, lo cuál recae en la Zona II con un valor de $0,25\text{g}$ o $245.25 \text{ gal}(\text{cm/s}^2)$. Esto se realiza tomando como referencia el mayor valor de las aceleraciones sea positiva o negativa en valor absoluto.

$$F = \frac{Z}{a_o \text{ Registro}}$$

Ecuación 36

Donde

F: factor de escalamiento

Z: factor de Zona dado por la NEC

a_o Registro: aceleración máxima registrada

$$F = \frac{0,25}{0.000180195}$$

$$F = 1387.39$$

Nota: Este factor es bastante grande puesto que el registro corresponde a un sismo de 4.6 Md en la escala de Richter y una profundidad focal de 205.88 Km.

En la pestaña *Ground Motion Parameters* podemos verificar el valor de aceleración máxima al que se ha escalado el registro y si se ha usado un factor correcto.

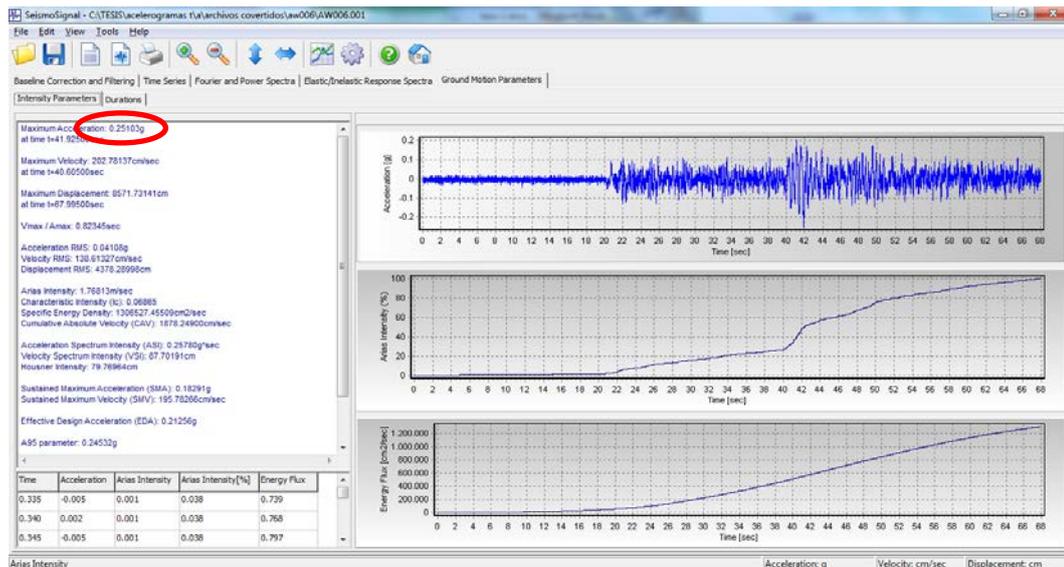


Figura 57. Verificación del valor máximo de aceleración

Fuente: SeismoSignal

Y con eso se tiene los valores de aceleración listos para generar el espectro de respuesta.

5. En la pestaña *Elastic/Inelastic Response Spectra*, situando en el eje Y a la aceleración y un amortiguamiento del 5%, se tiene:

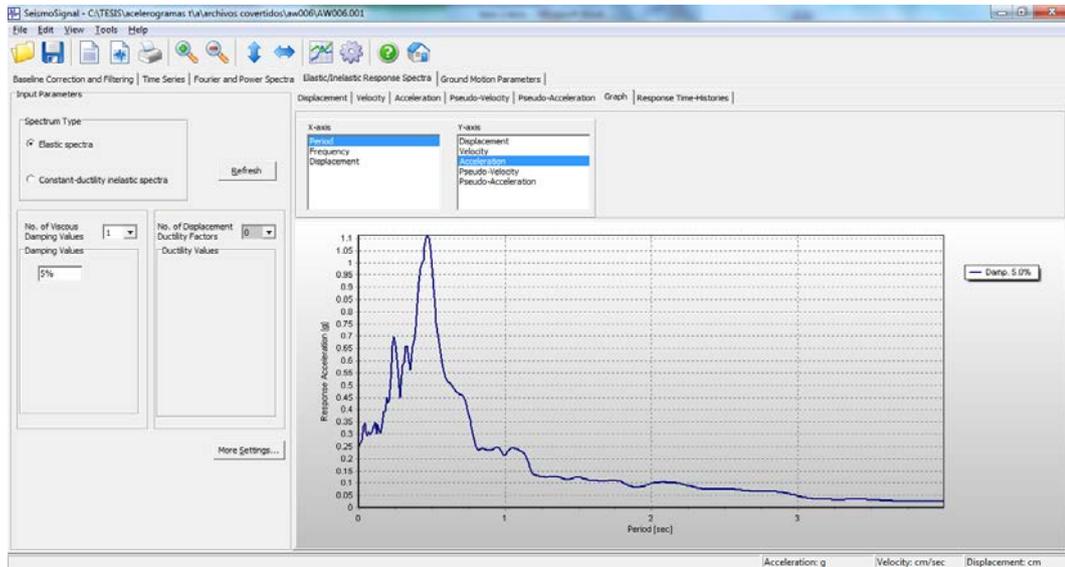


Figura 58. Generación del Espectro de respuesta

Fuente: SeismoSignal

El programa nos permite visualizar los valores de la gráfica en la pestaña *Acceleration*.

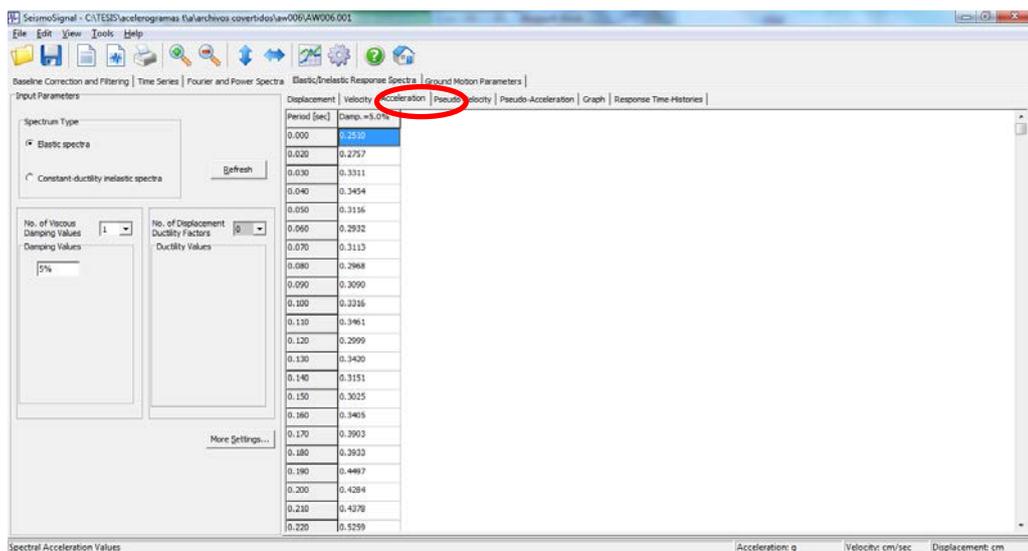


Figura 59. Valores del espectro de Respuesta generado por el programa

Fuente: SeismoSignal

Proceso similar se ejecuta con las demás componentes del registro AW006 obteniendo un espectro para cada componente. La única variación esta dada en el valor de aceleración máxima escalada para la componente vertical Z, se considera $\frac{2}{3}$ de 0.25g puesto que en la Norma Ecuatoriana se recomienda usar dicha componente con esa diferenciación.

Este proceso fue realizado para los cinco registros con sus tres respectivas componentes y consolidado en una sola gráfica por componente mediante una hoja de cálculo electrónica.

ESPECTROS X

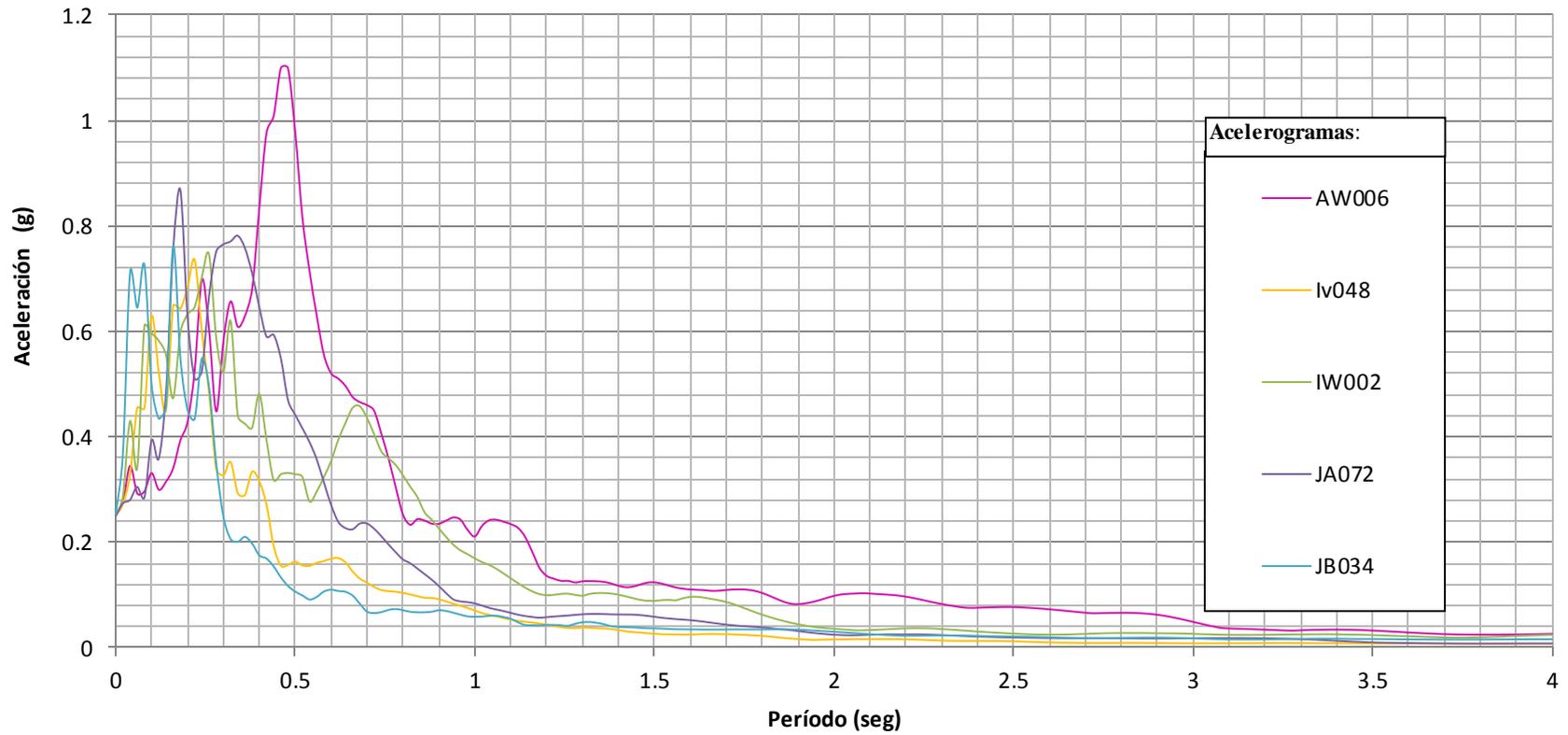


Figura 60. Espectros de las 5 componentes X

Fuente: Elaboración Propia

ESPECTROS Y

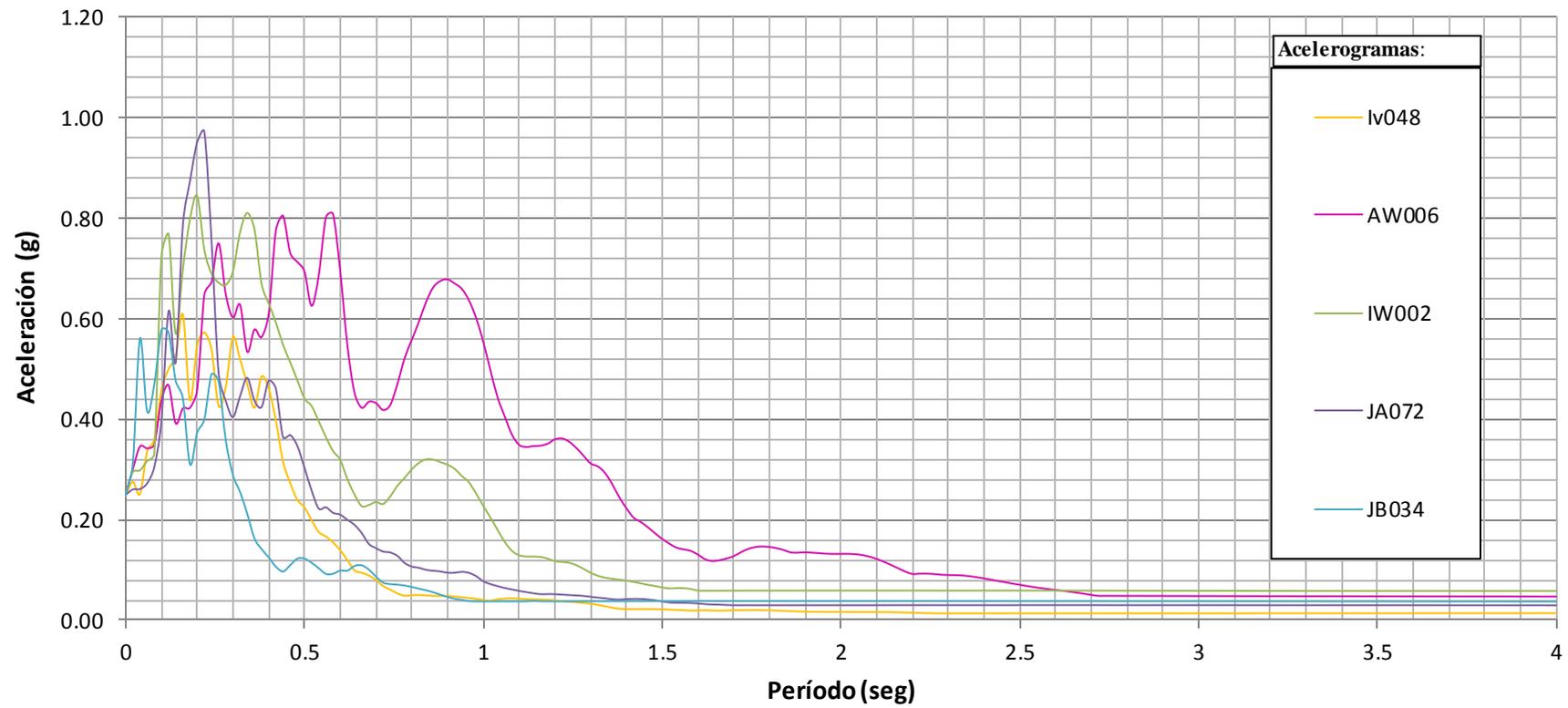


Figura 61. Espectros de las 5 componentes Y

Fuente: Elaboración Propia

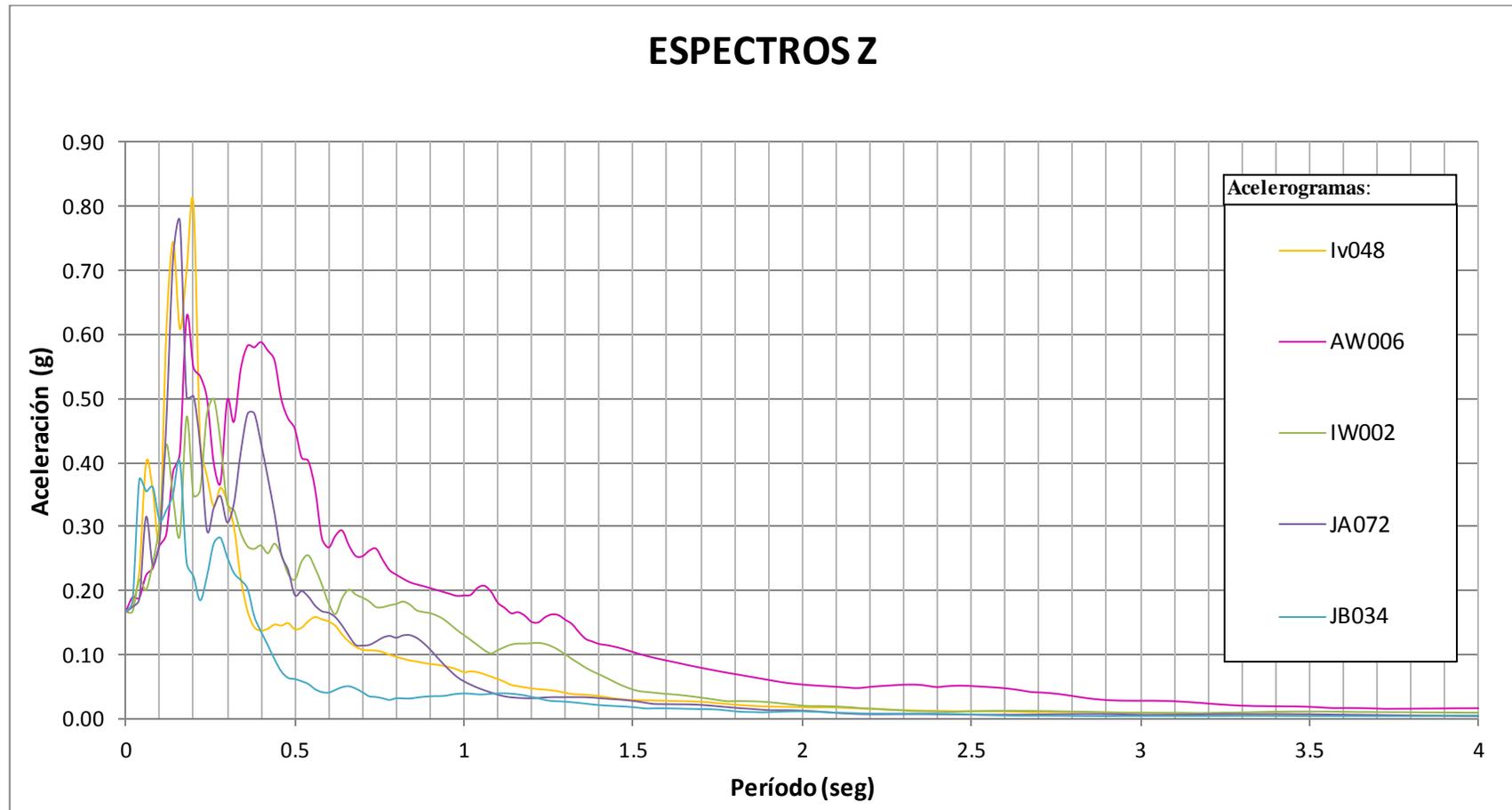


Figura 62. Espectros de las 5 componentes Z

Fuente: Elaboración Propia

De las cinco señales se ha sacado una curva promedio así:

Coordenadas del Espectro promedio de las señales en x					
T	Aceleración	t	Aceleración	t	Aceleración
0	0.2506	1.34	0.0754	2.68	0.0277
0.02	0.2948	1.36	0.0745	2.7	0.0274
0.04	0.4190	1.38	0.0727	2.72	0.0273
0.06	0.4077	1.4	0.0707	2.74	0.0274
0.08	0.4744	1.42	0.0689	2.76	0.0276
0.1	0.4897	1.44	0.0680	2.78	0.0277
0.12	0.4395	1.46	0.0676	2.8	0.0278
0.14	0.4521	1.48	0.0673	2.82	0.0278
0.16	0.5953	1.5	0.0668	2.84	0.0278
0.18	0.6106	1.52	0.0659	2.86	0.0276
0.2	0.5645	1.54	0.0648	2.88	0.0273
0.22	0.5703	1.56	0.0636	2.9	0.0270
0.24	0.6146	1.58	0.0636	2.92	0.0265
0.26	0.5986	1.6	0.0636	2.94	0.0259
0.28	0.4949	1.62	0.0633	2.96	0.0253
0.3	0.4888	1.64	0.0625	2.98	0.0245
0.32	0.5211	1.66	0.0614	3	0.0237
0.34	0.4648	1.68	0.0606	3.02	0.0229
0.36	0.4624	1.7	0.0599	3.04	0.0221
0.38	0.4677	1.72	0.0590	3.06	0.0214
0.4	0.4903	1.74	0.0577	3.08	0.0208
0.42	0.4802	1.76	0.0562	3.1	0.0205
0.44	0.4534	1.78	0.0544	3.12	0.0204
0.46	0.4532	1.8	0.0523	3.14	0.0203
0.48	0.4347	1.82	0.0499	3.16	0.0202
0.5	0.4036	1.84	0.0474	3.18	0.0202
0.52	0.3623	1.86	0.0451	3.2	0.0201

0.54	0.3254	1.88	0.0431	3.22	0.0200
0.56	0.3080	1.9	0.0417	3.24	0.0200
0.58	0.2926	1.92	0.0409	3.26	0.0199
0.6	0.2848	1.94	0.0403	3.28	0.0198
0.62	0.2841	1.96	0.0403	3.3	0.0199
0.64	0.2834	1.98	0.0406	3.32	0.0199
0.66	0.2795	2	0.0408	3.34	0.0199
0.68	0.2746	2.02	0.0409	3.36	0.0199
0.7	0.2645	2.04	0.0407	3.38	0.0197
0.72	0.2519	2.06	0.0405	3.4	0.0195
0.74	0.2330	2.08	0.0405	3.42	0.0193
0.76	0.2184	2.1	0.0405	3.44	0.0190
0.78	0.2021	2.12	0.0403	3.46	0.0187
0.8	0.1843	2.14	0.0402	3.48	0.0184
0.82	0.1736	2.16	0.0400	3.5	0.0181
0.84	0.1689	2.18	0.0398	3.52	0.0178
0.86	0.1599	2.2	0.0393	3.54	0.0175
0.88	0.1538	2.22	0.0389	3.56	0.0171
0.9	0.1481	2.24	0.0382	3.58	0.0168
0.92	0.1424	2.26	0.0374	3.6	0.0166
0.94	0.1367	2.28	0.0366	3.62	0.0163
0.96	0.1314	2.3	0.0357	3.64	0.0160
0.98	0.1243	2.32	0.0348	3.66	0.0157
1	0.1186	2.34	0.0340	3.68	0.0154
1.02	0.1195	2.36	0.0333	3.7	0.0152
1.04	0.1193	2.38	0.0328	3.72	0.0150
1.06	0.1169	2.4	0.0325	3.74	0.0149
1.08	0.1126	2.42	0.0322	3.76	0.0148
1.1	0.1080	2.44	0.0320	3.78	0.0148
1.12	0.1023	2.46	0.0318	3.8	0.0149
1.14	0.0953	2.48	0.0315	3.82	0.0150

1.16	0.0874	2.5	0.0312	3.84	0.0151
1.18	0.0795	2.52	0.0308	3.86	0.0153
1.2	0.0761	2.54	0.0304	3.88	0.0155
1.22	0.0748	2.56	0.0299	3.9	0.0156
1.24	0.0740	2.58	0.0295	3.92	0.0158
1.26	0.0738	2.6	0.0290	3.94	0.0159
1.28	0.0736	2.62	0.0286	3.96	0.0161
1.3	0.0747	2.64	0.0283	3.98	0.0162
1.32	0.0757	2.66	0.0280	4	0.0164

Tabla 35. Espectro promedio de las coordenadas X

Fuente: Elaboración Propia

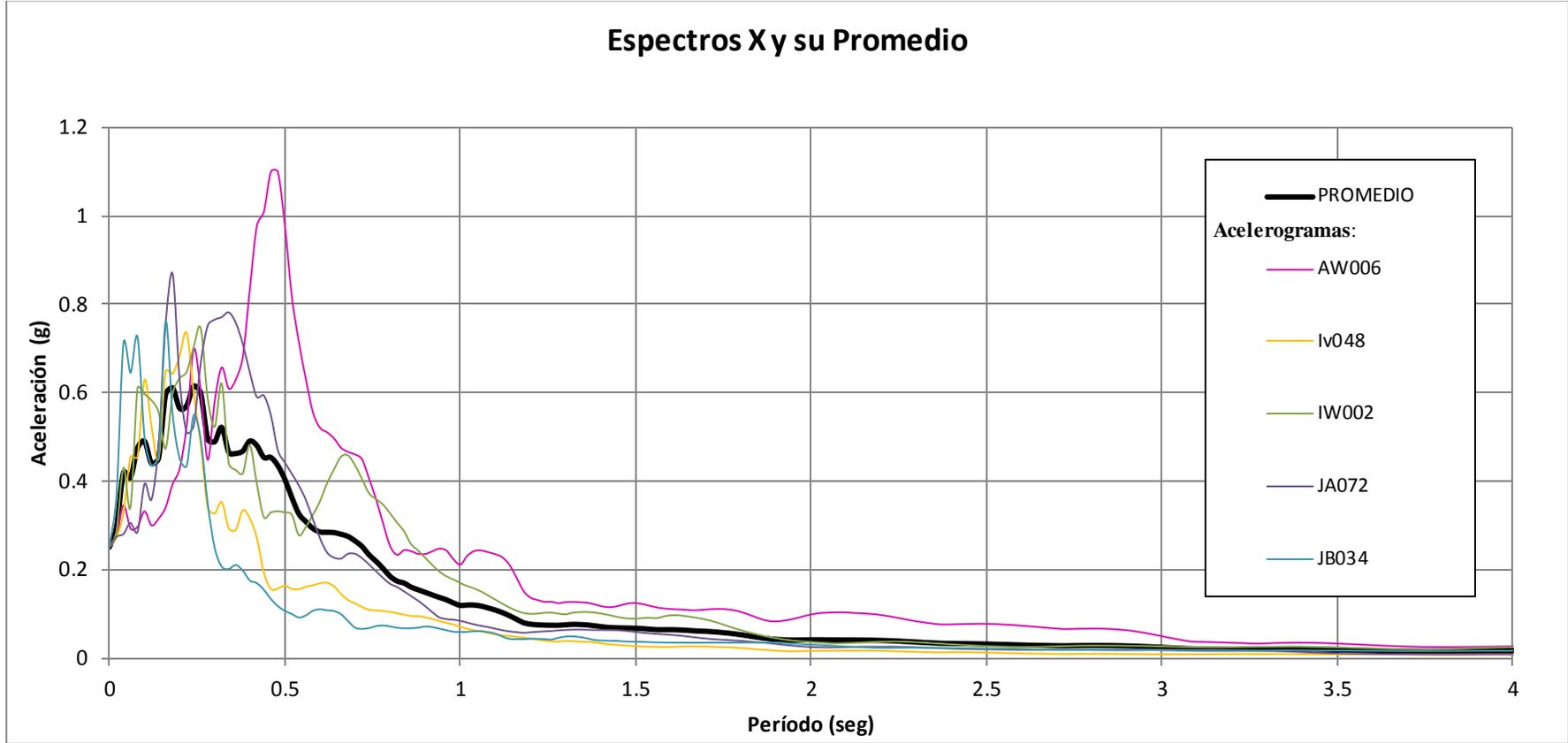


Figura 63. Creación del espectro promedio de las 5 componentes X

Fuente: Elaboración Propia

Coordenadas del Espectro promedio de las señales en y					
T	Aceleración	t	Aceleración	t	Aceleración
0	0.2500	1.34	0.0972	2.68	0.0384
0.02	0.2883	1.36	0.0915	2.7	0.0380
0.04	0.3433	1.38	0.0853	2.72	0.0376
0.06	0.3365	1.4	0.0806	2.74	0.0376
0.08	0.3627	1.42	0.0764	2.76	0.0376
0.1	0.5182	1.44	0.0740	2.78	0.0375
0.12	0.5846	1.46	0.0712	2.8	0.0375
0.14	0.4957	1.48	0.0680	2.82	0.0375
0.16	0.5914	1.5	0.0647	2.84	0.0375
0.18	0.5687	1.52	0.0618	2.86	0.0375
0.2	0.6349	1.54	0.0601	2.88	0.0375
0.22	0.6659	1.56	0.0592	2.9	0.0375
0.24	0.6295	1.58	0.0581	2.92	0.0374
0.26	0.5628	1.6	0.0559	2.94	0.0374
0.28	0.5150	1.62	0.0538	2.96	0.0374
0.3	0.5105	1.64	0.0528	2.98	0.0374
0.32	0.5239	1.66	0.0530	3	0.0374
0.34	0.5018	1.68	0.0536	3.02	0.0374
0.36	0.4760	1.7	0.0545	3.04	0.0374
0.38	0.4568	1.72	0.0561	3.06	0.0374
0.4	0.4605	1.74	0.0575	3.08	0.0374
0.42	0.4666	1.76	0.0583	3.1	0.0373
0.44	0.4260	1.78	0.0585	3.12	0.0373
0.46	0.3992	1.8	0.0582	3.14	0.0373
0.48	0.3799	1.82	0.0577	3.16	0.0373
0.5	0.3573	1.84	0.0568	3.18	0.0373
0.52	0.3246	1.86	0.0557	3.2	0.0373
0.54	0.3166	1.88	0.0556	3.22	0.0373

0.56	0.3298	1.9	0.0556	3.24	0.0373
0.58	0.3210	1.92	0.0554	3.26	0.0373
0.6	0.2923	1.94	0.0552	3.28	0.0372
0.62	0.2491	1.96	0.0550	3.3	0.0372
0.64	0.2198	1.98	0.0549	3.32	0.0372
0.66	0.2052	2	0.0549	3.34	0.0372
0.68	0.2010	2.02	0.0549	3.36	0.0372
0.7	0.1953	2.04	0.0547	3.38	0.0372
0.72	0.1857	2.06	0.0543	3.4	0.0372
0.74	0.1883	2.08	0.0537	3.42	0.0372
0.76	0.1979	2.1	0.0528	3.44	0.0372
0.78	0.2071	2.12	0.0517	3.46	0.0371
0.8	0.2160	2.14	0.0504	3.48	0.0371
0.82	0.2247	2.16	0.0490	3.5	0.0371
0.84	0.2324	2.18	0.0476	3.52	0.0371
0.86	0.2368	2.2	0.0466	3.54	0.0371
0.88	0.2370	2.22	0.0466	3.56	0.0371
0.9	0.2352	2.24	0.0465	3.58	0.0371
0.92	0.2310	2.26	0.0463	3.6	0.0371
0.94	0.2256	2.28	0.0460	3.62	0.0371
0.96	0.2174	2.3	0.0459	3.64	0.0371
0.98	0.2041	2.32	0.0458	3.66	0.0371
1	0.1872	2.34	0.0457	3.68	0.0371
1.02	0.1698	2.36	0.0454	3.7	0.0371
1.04	0.1538	2.38	0.0450	3.72	0.0371
1.06	0.1410	2.4	0.0446	3.74	0.0370
1.08	0.1298	2.42	0.0440	3.76	0.0370
1.1	0.1233	2.44	0.0435	3.78	0.0370
1.12	0.1212	2.46	0.0430	3.8	0.0370
1.14	0.1211	2.48	0.0425	3.82	0.0370
1.16	0.1206	2.5	0.0420	3.84	0.0370

1.18	0.1206	2.52	0.0415	3.86	0.0370
1.2	0.1211	2.54	0.0411	3.88	0.0370
1.22	0.1206	2.56	0.0407	3.9	0.0370
1.24	0.1186	2.58	0.0403	3.92	0.0370
1.26	0.1148	2.6	0.0400	3.94	0.0370
1.28	0.1099	2.62	0.0396	3.96	0.0370
1.3	0.1045	2.64	0.0393	3.98	0.0370
1.32	0.1014	2.66	0.0389	4	0.0370

Tabla 36. Espectro promedio de las coordenadas Y

Fuente: Elaboración Propia

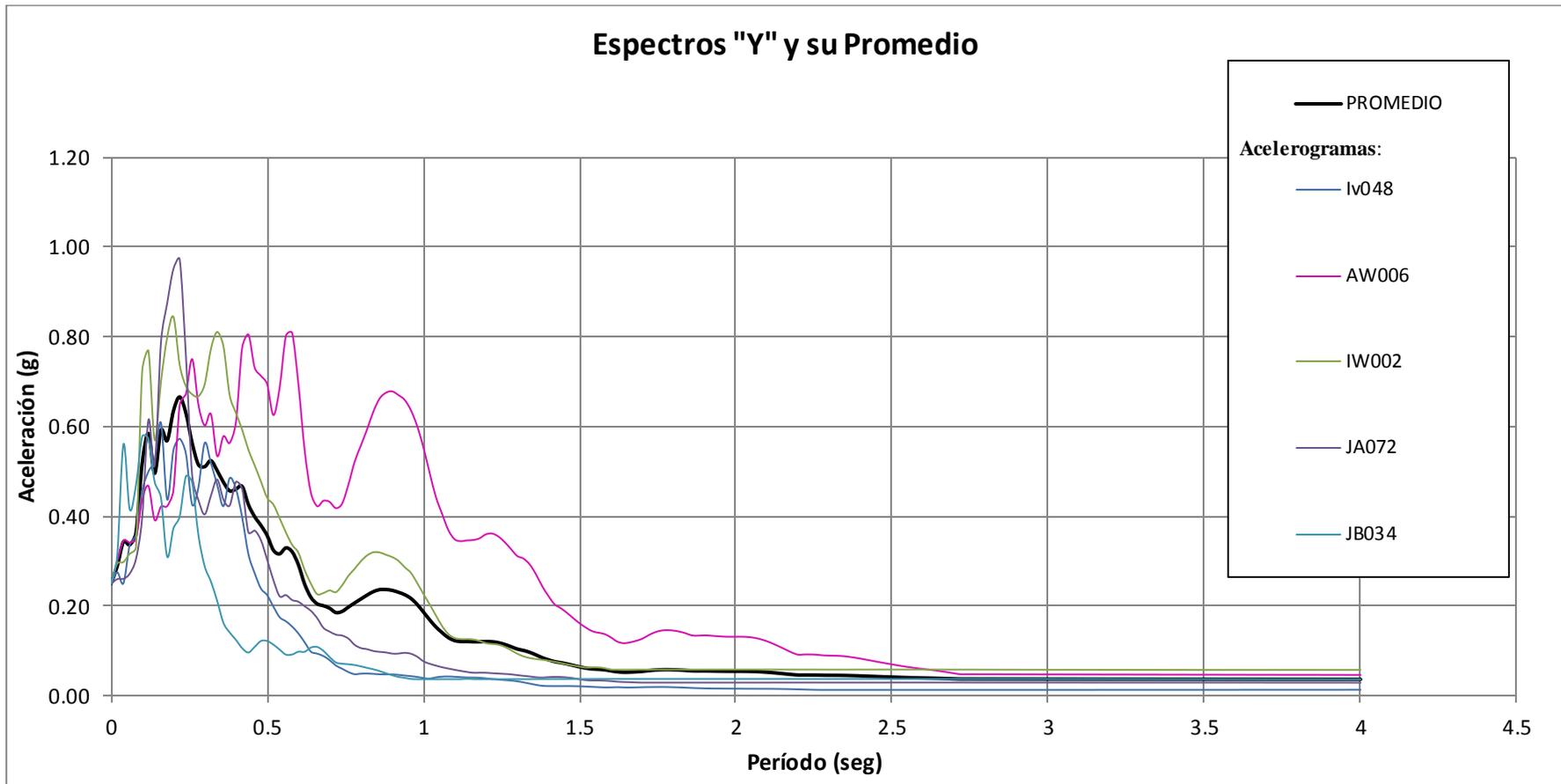


Figura 64 .Creación del espectro promedio de las 5 componentes Y

Fuente: Elaboración Propia

Coordenadas del Espectro promedio de las señales en z					
T	Aceleración	t	Aceleración	t	Aceleración
0	0.167	1.34	0.064	2.68	0.015
0.02	0.179	1.36	0.060	2.7	0.015
0.04	0.239	1.38	0.057	2.72	0.015
0.06	0.299	1.4	0.055	2.74	0.015
0.08	0.288	1.42	0.053	2.76	0.014
0.1	0.289	1.44	0.051	2.78	0.014
0.12	0.422	1.46	0.049	2.8	0.014
0.14	0.509	1.48	0.047	2.82	0.013
0.16	0.497	1.5	0.045	2.84	0.013
0.18	0.509	1.52	0.043	2.86	0.013
0.2	0.486	1.54	0.042	2.88	0.012
0.22	0.387	1.56	0.041	2.9	0.012
0.24	0.374	1.58	0.040	2.92	0.012
0.26	0.367	1.6	0.039	2.94	0.012
0.28	0.358	1.62	0.039	2.96	0.012
0.3	0.346	1.64	0.038	2.98	0.011
0.32	0.330	1.66	0.037	3	0.011
0.34	0.338	1.68	0.036	3.02	0.011
0.36	0.340	1.7	0.035	3.04	0.011
0.38	0.325	1.72	0.034	3.06	0.011
0.4	0.312	1.74	0.033	3.08	0.011
0.42	0.293	1.76	0.032	3.1	0.011
0.44	0.279	1.78	0.031	3.12	0.011
0.46	0.246	1.8	0.030	3.14	0.011
0.48	0.228	1.82	0.029	3.16	0.011
0.5	0.213	1.84	0.028	3.18	0.010
0.52	0.211	1.86	0.027	3.2	0.010
0.54	0.211	1.88	0.026	3.22	0.010
0.56	0.195	1.9	0.026	3.24	0.010
0.58	0.171	1.92	0.025	3.26	0.010

0.6	0.161	1.94	0.025	3.28	0.010
0.62	0.159	1.96	0.024	3.3	0.010
0.64	0.162	1.98	0.024	3.32	0.010
0.66	0.154	2	0.023	3.34	0.010
0.68	0.144	2.02	0.023	3.36	0.010
0.7	0.141	2.04	0.022	3.38	0.010
0.72	0.140	2.06	0.022	3.4	0.010
0.74	0.140	2.08	0.022	3.42	0.010
0.76	0.137	2.1	0.021	3.44	0.010
0.78	0.134	2.12	0.021	3.46	0.010
0.8	0.132	2.14	0.020	3.48	0.010
0.82	0.131	2.16	0.019	3.5	0.010
0.84	0.129	2.18	0.019	3.52	0.009
0.86	0.126	2.2	0.019	3.54	0.009
0.88	0.123	2.22	0.019	3.56	0.009
0.9	0.119	2.24	0.019	3.58	0.009
0.92	0.116	2.26	0.019	3.6	0.009
0.94	0.111	2.28	0.019	3.62	0.009
0.96	0.107	2.3	0.019	3.64	0.009
0.98	0.102	2.32	0.019	3.66	0.008
1	0.099	2.34	0.019	3.68	0.008
1.02	0.096	2.36	0.018	3.7	0.008
1.04	0.096	2.38	0.018	3.72	0.008
1.06	0.093	2.4	0.018	3.74	0.008
1.08	0.089	2.42	0.018	3.76	0.008
1.1	0.085	2.44	0.018	3.78	0.008
1.12	0.083	2.46	0.018	3.8	0.008
1.14	0.081	2.48	0.018	3.82	0.008
1.16	0.081	2.5	0.017	3.84	0.008
1.18	0.079	2.52	0.017	3.86	0.008
1.2	0.077	2.54	0.017	3.88	0.008

1.22	0.076	2.56	0.017	3.9	0.008
1.24	0.077	2.58	0.017	3.92	0.008
1.26	0.076	2.6	0.017	3.94	0.008
1.28	0.074	2.62	0.016	3.96	0.008
1.3	0.071	2.64	0.016	3.98	0.008
1.32	0.068	2.66	0.015	4	0.008

Tabla 37. Espectro promedio de las coordenadas Z

Fuente: Elaboración Propia

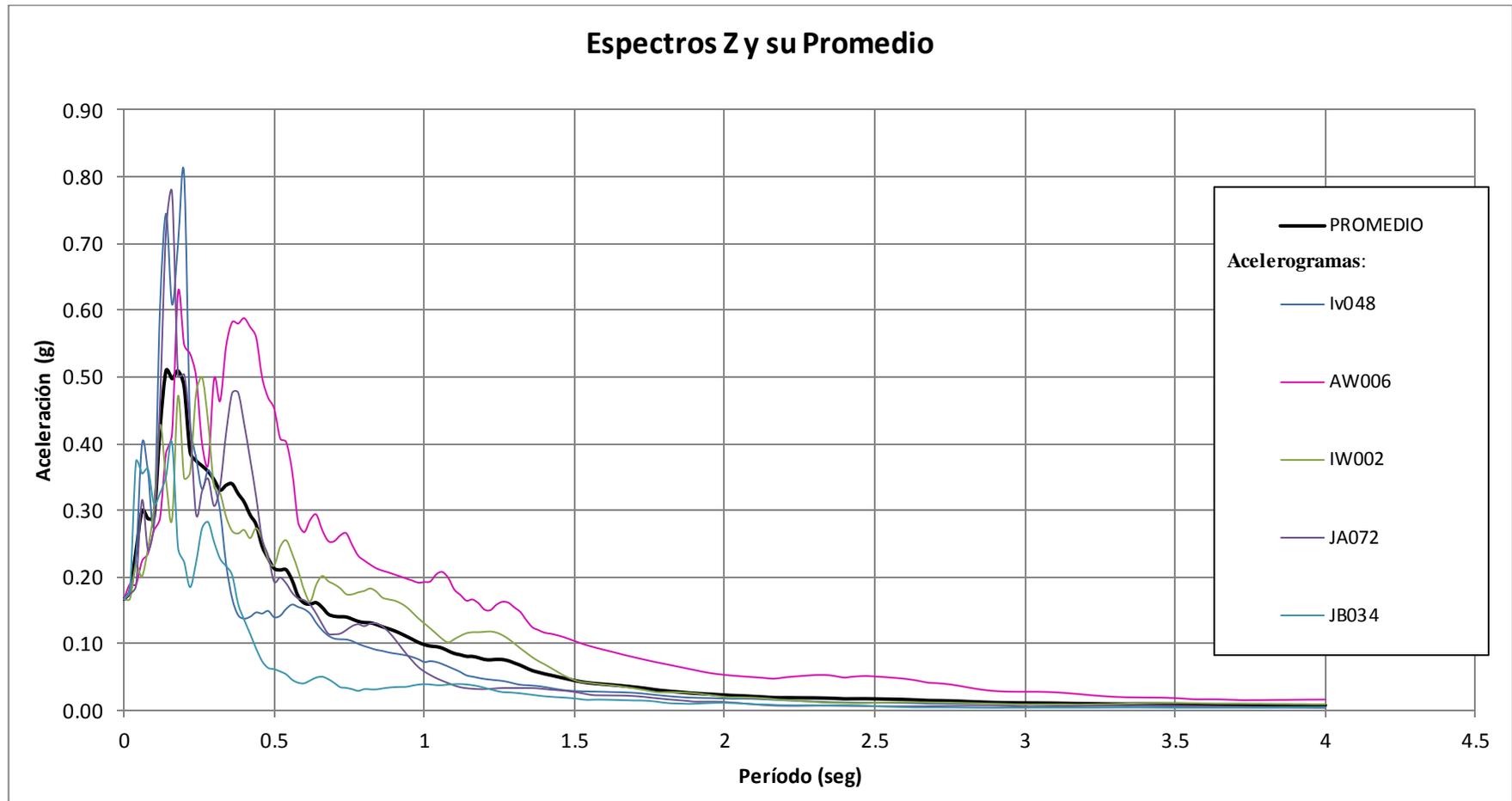


Figura 65. Creación del espectro promedio de las 5 componentes Z

Fuente: Elaboración Propia

Con el objetivo de tener un punto de comparación se han graficado los espectros promedios obtenidos junto al espectro propuesto por la NEC

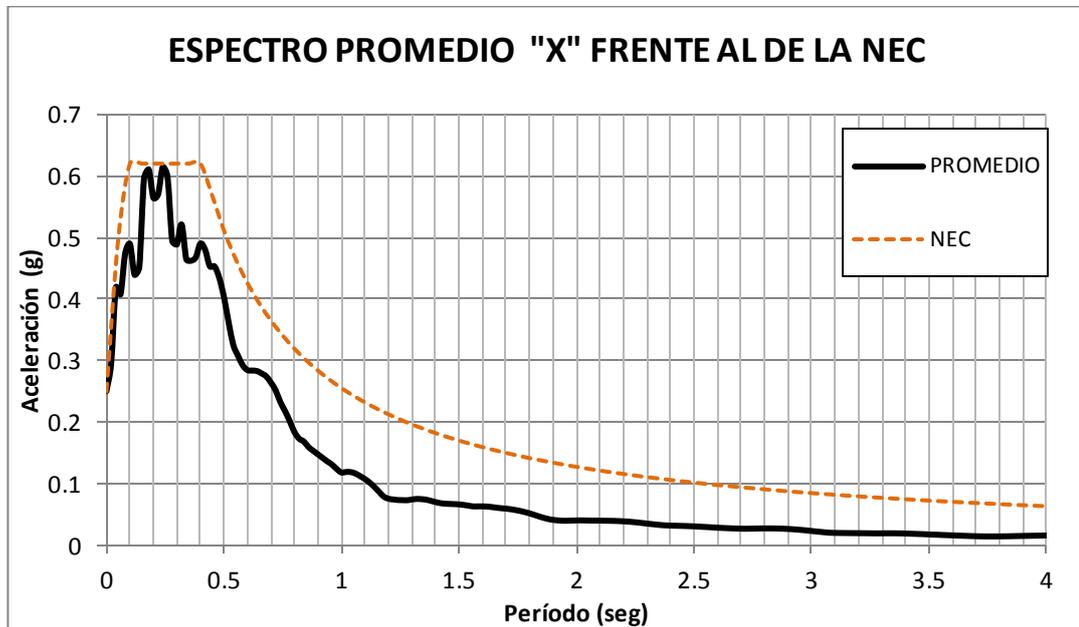


Figura 66. Espectro promedio "x" frente al de la NEC

Fuente: Elaboración Propia

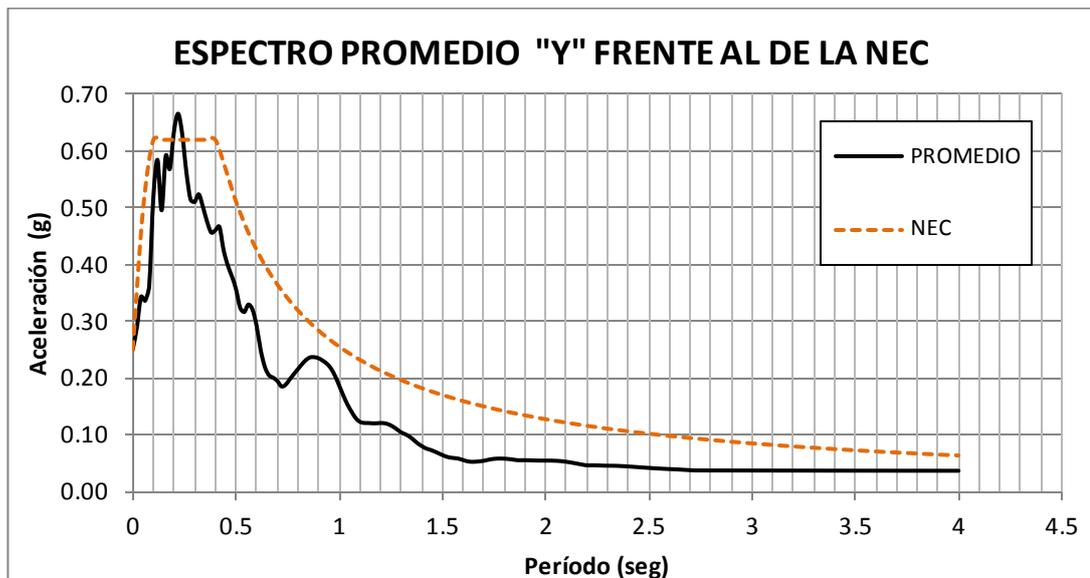


Figura 67. Espectro promedio "y" frente al de la NEC

Fuente: Elaboración Propia

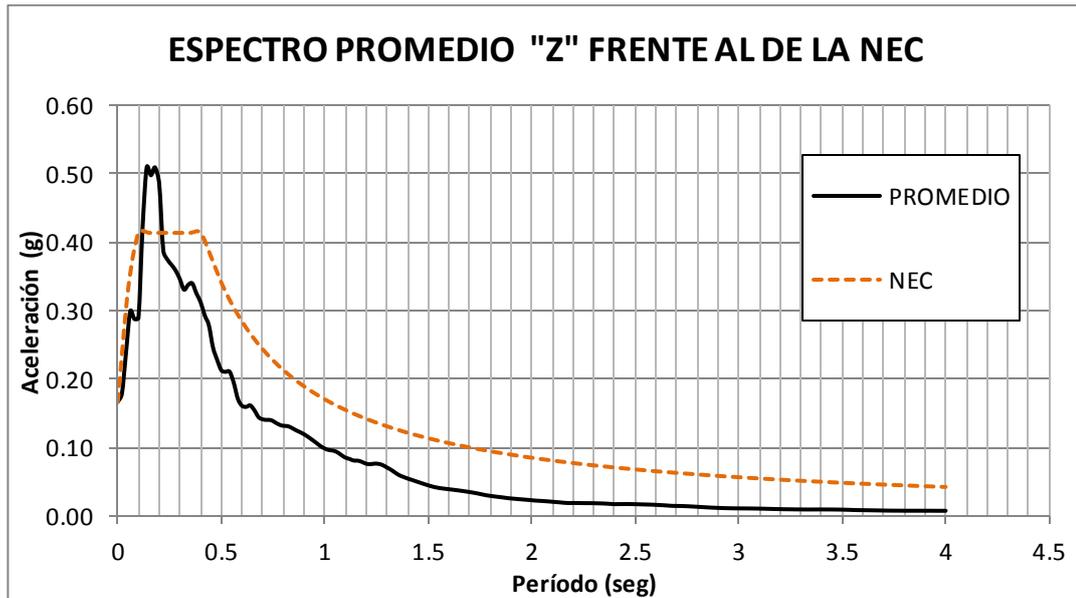


Figura 68. Espectro promedio "y" frente al de la NEC

Fuente: Elaboración Propia

6.7.5.3. Ajuste para la Curva del espectro

Con cada uno de estos tres espectros promedio se ha buscado un ajuste a la curva que sea lo más cercano y conserve la tendencia lo mejor posible. Por lo que se ha utilizado un programa denominado LAB-FIT, que es justamente un software para Windows desarrollado con el objetivo del tratamiento y el análisis de datos que cuenta con una librería de más de 200 ecuaciones predefinidas para el ajuste de curvas.

Este programa puede ser descargado fácilmente de la red en versión libre de prueba.

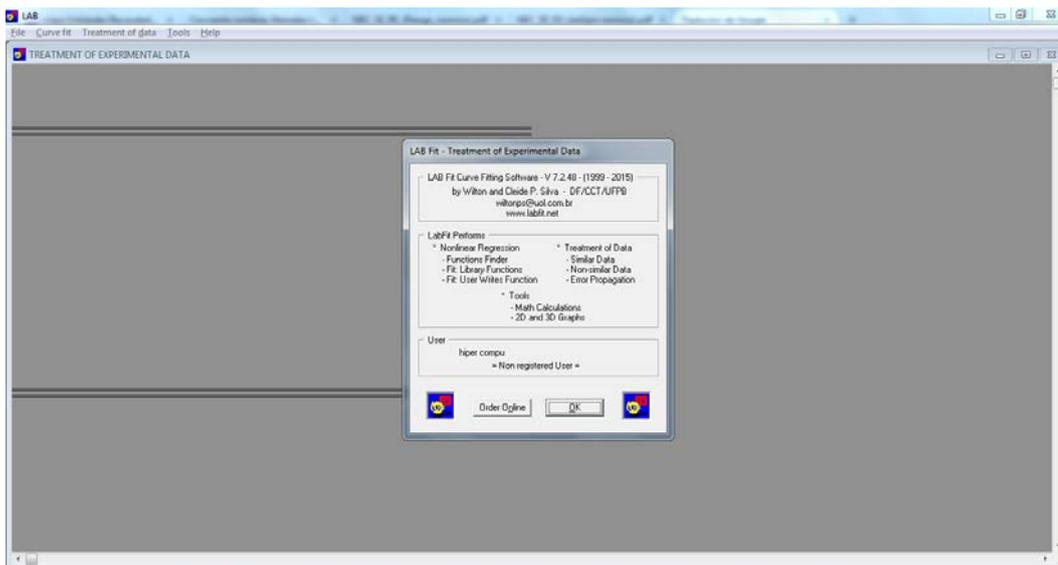


Figura 69. Pantalla de inicio Programa LAB FIT

Fuente: Lab-Fit

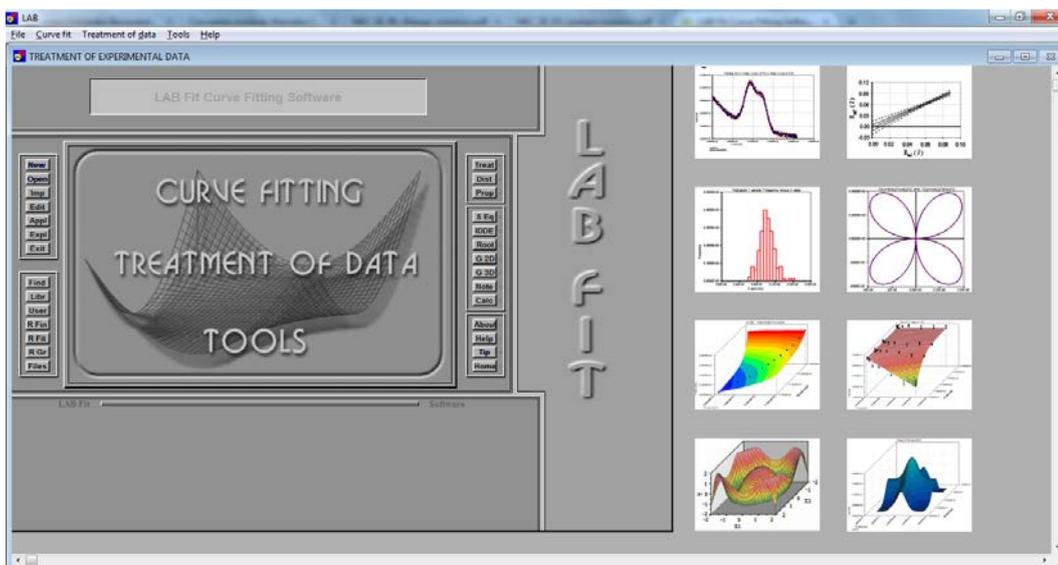


Figura 70. Entorno del Programa LAB FIT

Fuente: Lab-Fit

Para cargar los datos del espectro promedio a ajustar se siguen los siguientes pasos:

1. Ingresar los datos seleccionando la opción NEW, y en la ventana que se despliega el botón PASTE.

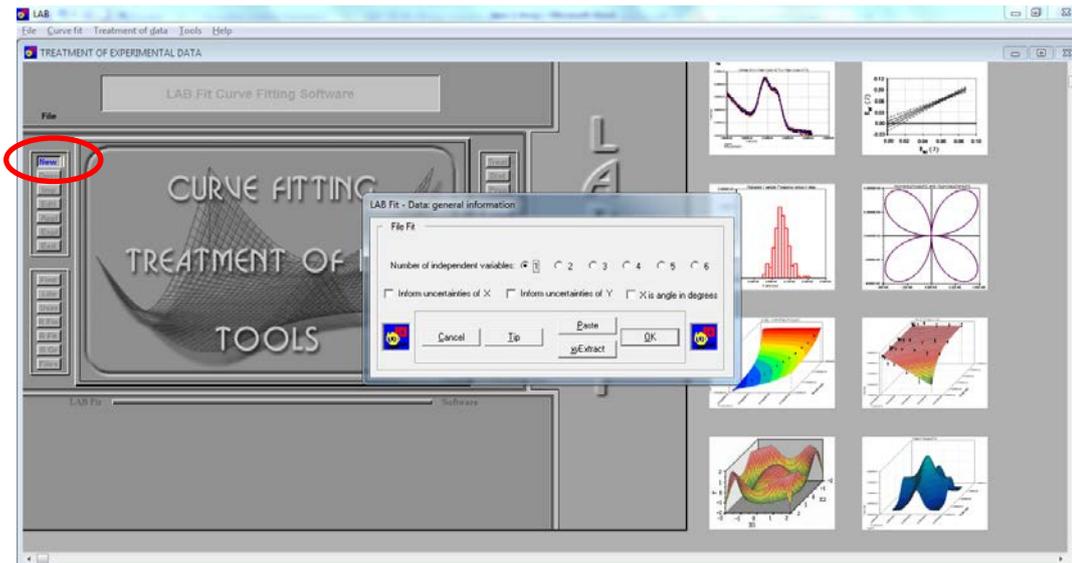


Figura 71.- Programa LAB FIT

Fuente: Lab-Fit

En la siguiente ventana pegamos las dos columnas de datos correspondientes al espectro promedio (en este caso de las coordenadas X de la Tabla 20.)

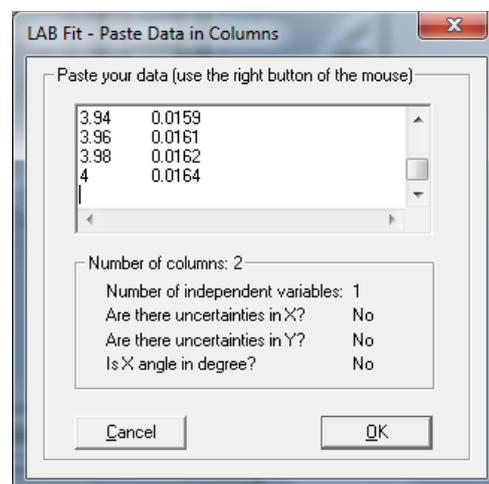


Figura 72. Ingreso de datos en LAB FIT

Fuente: Lab-Fit

Y un mensaje pide guardar los datos en un archivo de texto.

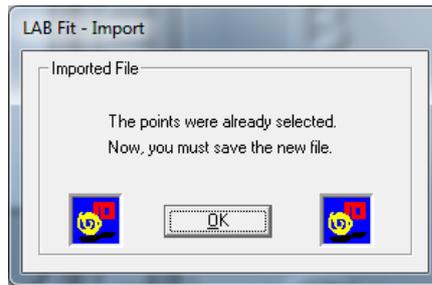


Figura 73. Mensaje para guardar datos

Fuente: Lab-Fit

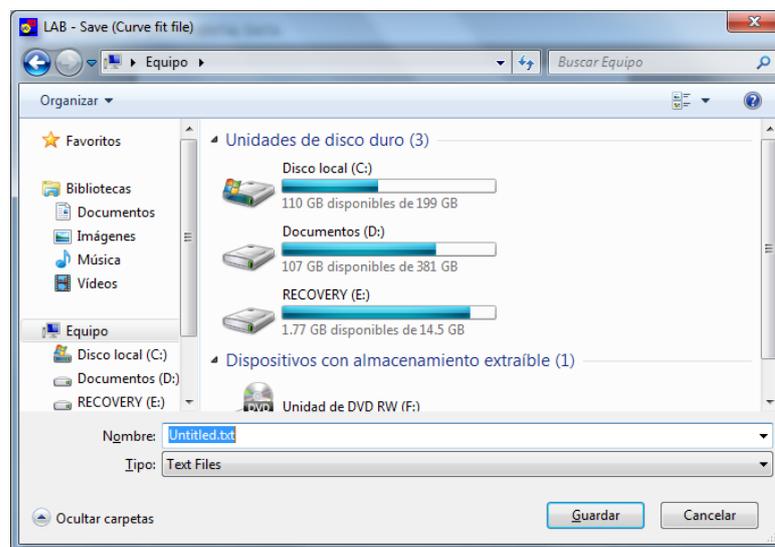


Figura 74. Guardar el archivo

Fuente: Lab-Fit

Con lo que ya se tiene la curva graficada y lista para buscar un ajuste en su librería.

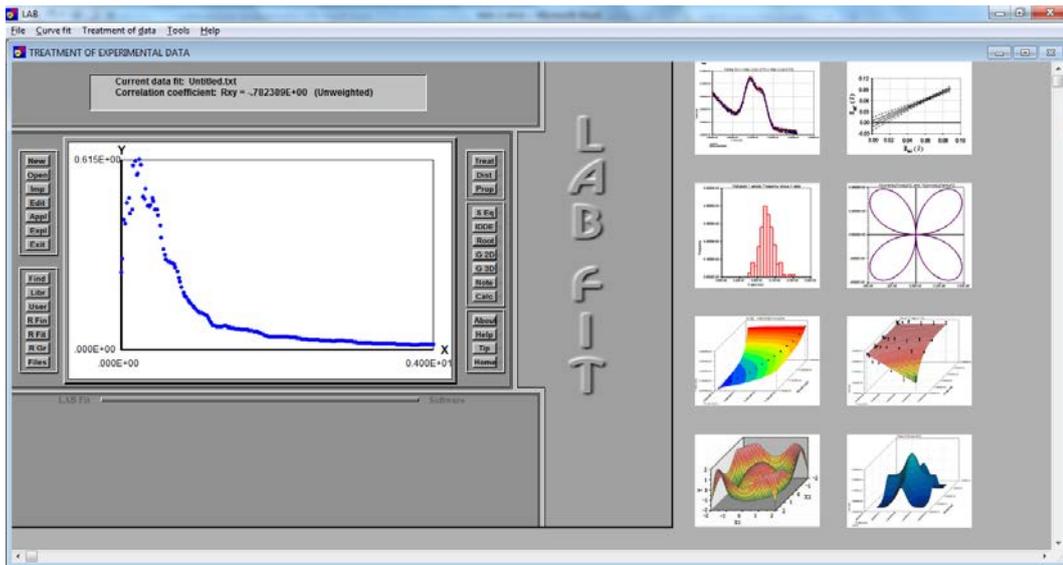


Figura 75. Gráfica en LAB FIT

Fuente: Lab-Fit

2. Buscar un ajuste con alguna de las opciones de la librería

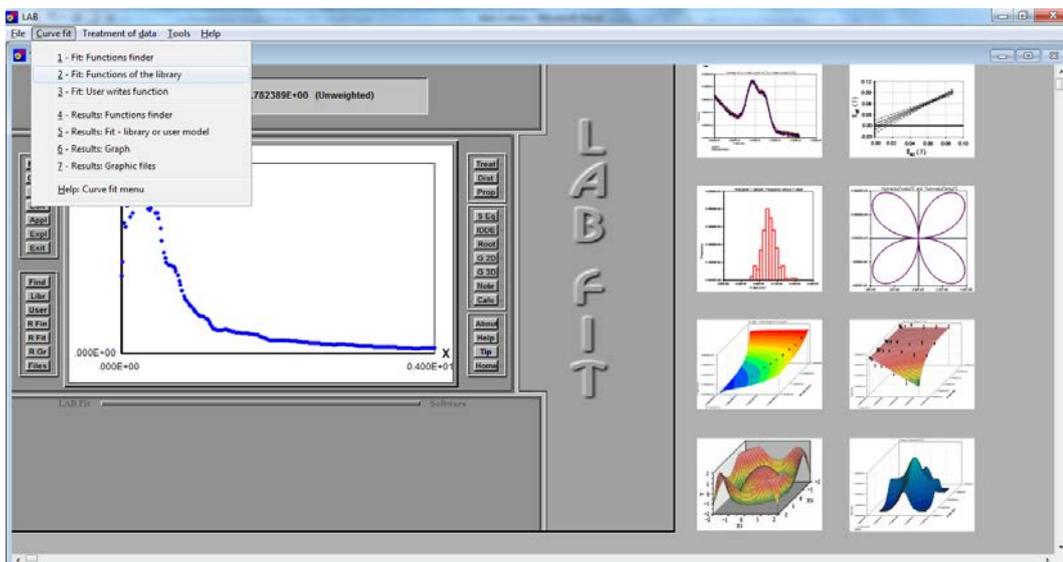


Figura 76. Opciones de ajuste del programa

Fuente: Lab-Fit

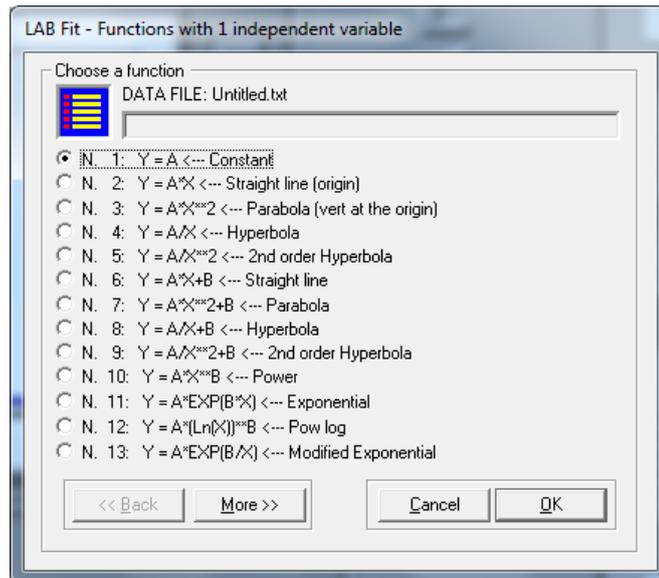


Figura 77. Librería de Ecuaciones para ajuste

Fuente: Lab-Fit

En esta ventana se puede escoger las funciones con el botón MORE y BACK para buscar la ecuación que mejor se adapte a la curva ingresada.

Después de algunas pruebas y comparaciones se dedujo que para los espectros el mejor ajuste es el dado por la ecuación número 31, proporcionado por la ecuación de Cauchy.

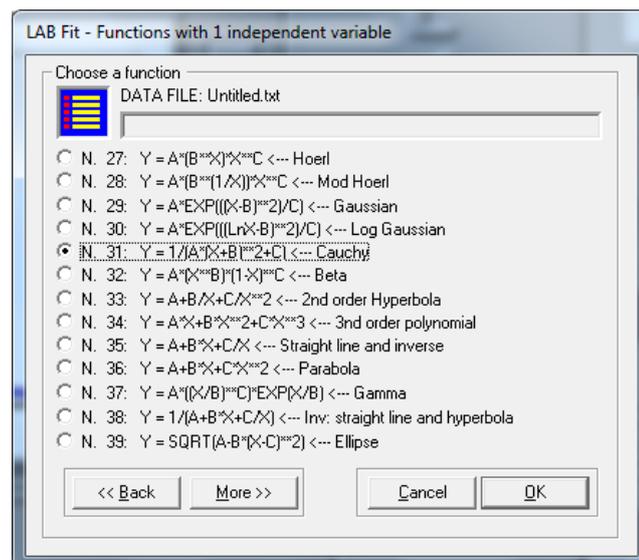


Figura 78. Ecuación seleccionada para el ajuste

Fuente: Lab-Fit

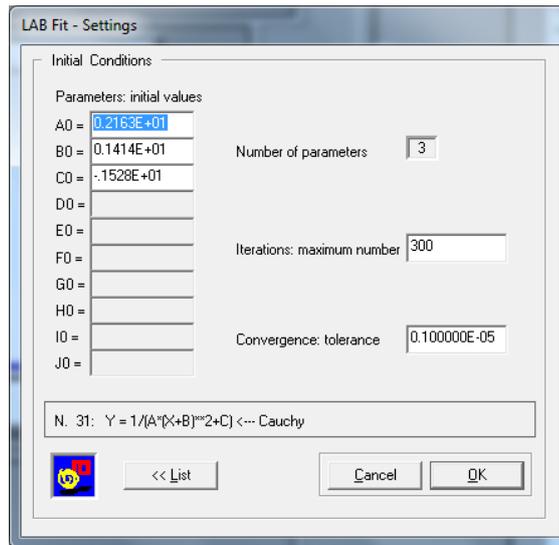


Figura 79. Valores adoptados para las constantes de la Ecuación

Fuente: Lab-Fit

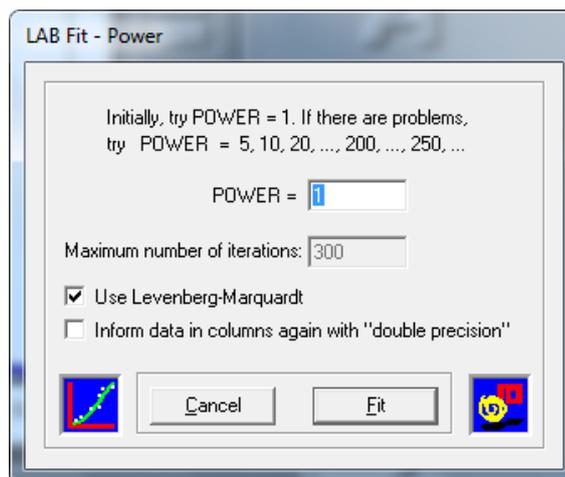


Figura 80. Parámetros de la Ecuación

Fuente: Lab-Fit

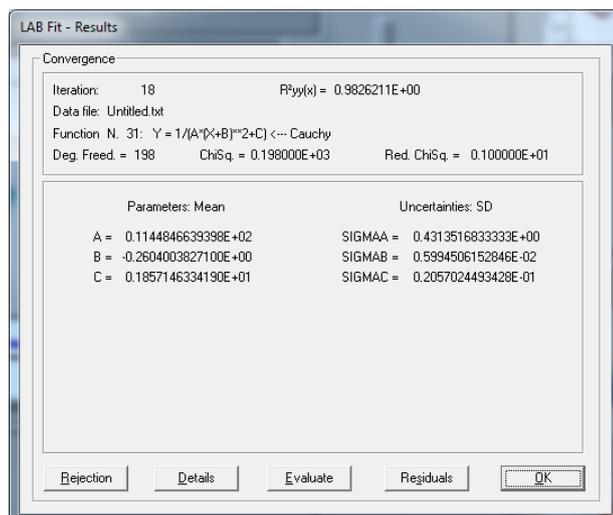


Figura 81. Parámetros y opciones de la Ecuación

Fuente: Lab-Fit

Si se pulsa el botón EVALUATE aparece una tabla, en la que se puede crear la tabla de datos de la curva de ajuste de acuerdo al intervalo que se requiera. En este caso estamos analizando de 0 a 4 segundos y el número de datos que se ha puesto es 50.

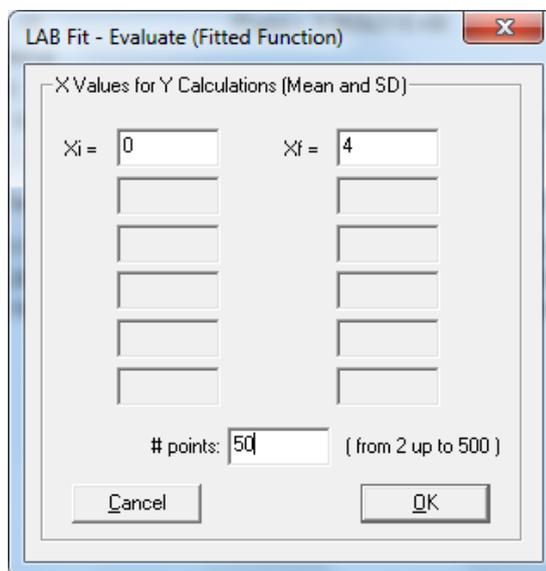


Figura 82. Ajustes para generar tabla de datos

Fuente: Lab-Fit

Y se genera un archivo de texto con los datos de la curva ajustada, mismo que podemos usarlo para graficar la curva en una hoja electrónica.

X	Y	SD(95.4%)
0.00000E+00	0.37973E+00	0.15657E-01
0.81633E-01	0.44984E+00	0.14059E-01
0.16327E+00	0.50886E+00	0.12046E-01
0.24490E+00	0.53766E+00	0.11801E-01
0.32653E+00	0.52433E+00	0.12268E-01
0.40816E+00	0.47458E+00	0.11462E-01
0.48980E+00	0.40657E+00	0.10063E-01
0.57143E+00	0.33731E+00	0.90856E-02
0.65306E+00	0.27607E+00	0.84981E-02
0.73469E+00	0.22560E+00	0.79665E-02
0.81633E+00	0.18535E+00	0.73671E-02
0.89796E+00	0.15359E+00	0.67189E-02
0.97959E+00	0.12856E+00	0.60697E-02
0.10612E+01	0.10870E+00	0.54547E-02
0.11429E+01	0.92830E-01	0.48923E-02
0.12245E+01	0.80012E-01	0.43887E-02
0.13061E+01	0.69558E-01	0.39431E-02
0.13878E+01	0.60948E-01	0.35513E-02
0.14694E+01	0.53790E-01	0.32077E-02
0.15510E+01	0.47785E-01	0.29064E-02
0.16327E+01	0.42707E-01	0.26419E-02
0.17143E+01	0.38378E-01	0.24093E-02
0.17959E+01	0.34661E-01	0.22041E-02
0.18776E+01	0.31450E-01	0.20225E-02
0.19592E+01	0.28657E-01	0.18614E-02
0.20408E+01	0.26214E-01	0.17180E-02
0.21224E+01	0.24066E-01	0.15898E-02
0.22041E+01	0.22169E-01	0.14750E-02
0.22857E+01	0.20484E-01	0.13718E-02
0.23673E+01	0.18983E-01	0.12787E-02
0.24490E+01	0.17639E-01	0.11945E-02
0.25306E+01	0.16431E-01	0.11182E-02
0.26122E+01	0.15342E-01	0.10488E-02
0.26939E+01	0.14357E-01	0.98550E-03
0.27755E+01	0.13463E-01	0.92766E-03
0.28571E+01	0.12649E-01	0.87468E-03
0.29388E+01	0.11907E-01	0.82603E-03
0.30204E+01	0.11227E-01	0.78127E-03
0.31020E+01	0.10604E-01	0.73999E-03
0.31837E+01	0.10031E-01	0.70186E-03

Figura 83. Tabla de datos de la Curva de Ajuste generada

Fuente: Lab-Fit

Pulsar ok la ventana representada en la Figura 81 y se genera:

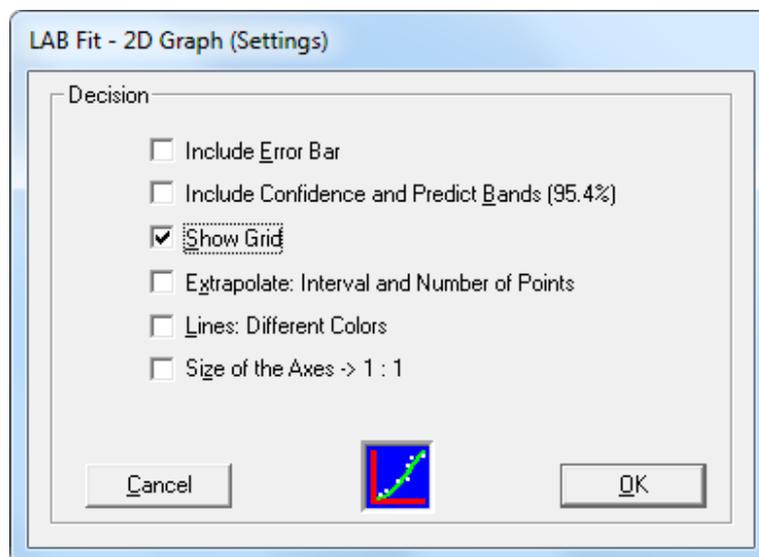


Figura 84. Opciones para la gráfica

Fuente: Lab-Fit

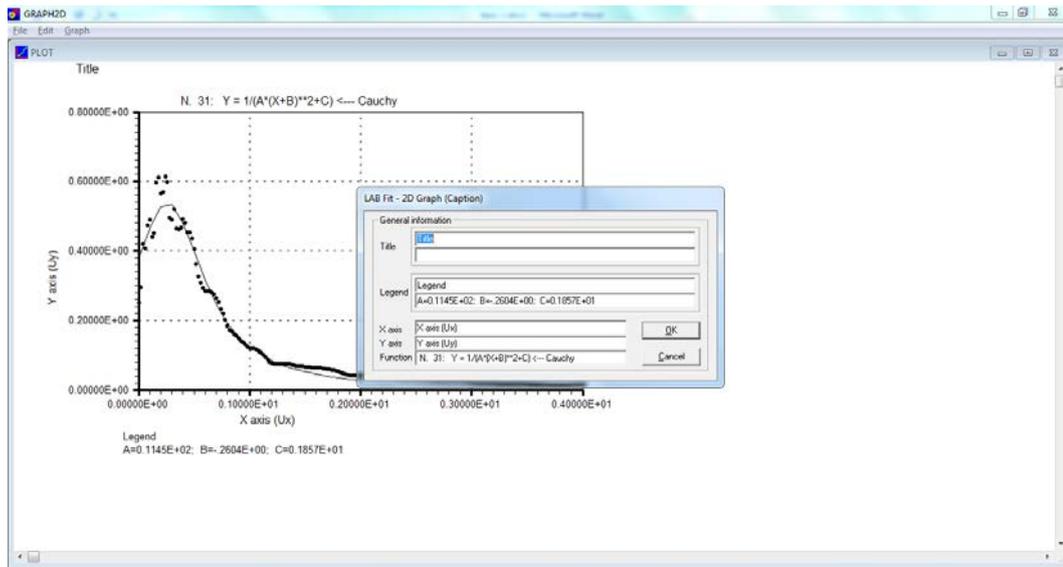


Figura 85. Ventana con los parámetros que aparecerán de la Curva de Ajuste

Fuente: LAB-FIT

Donde se puede poner un título a la gráfica generada por el programa

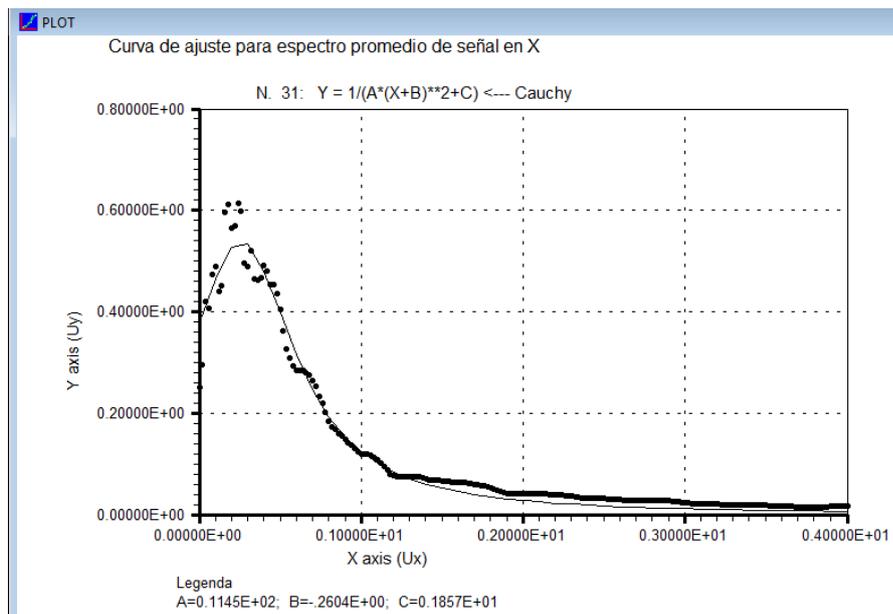


Figura 86. Curva de Ajuste para espectro de las señales en X

Fuente: LAB-FIT

De esta misma manera obtenemos el ajuste para los espectros de Y y Z.

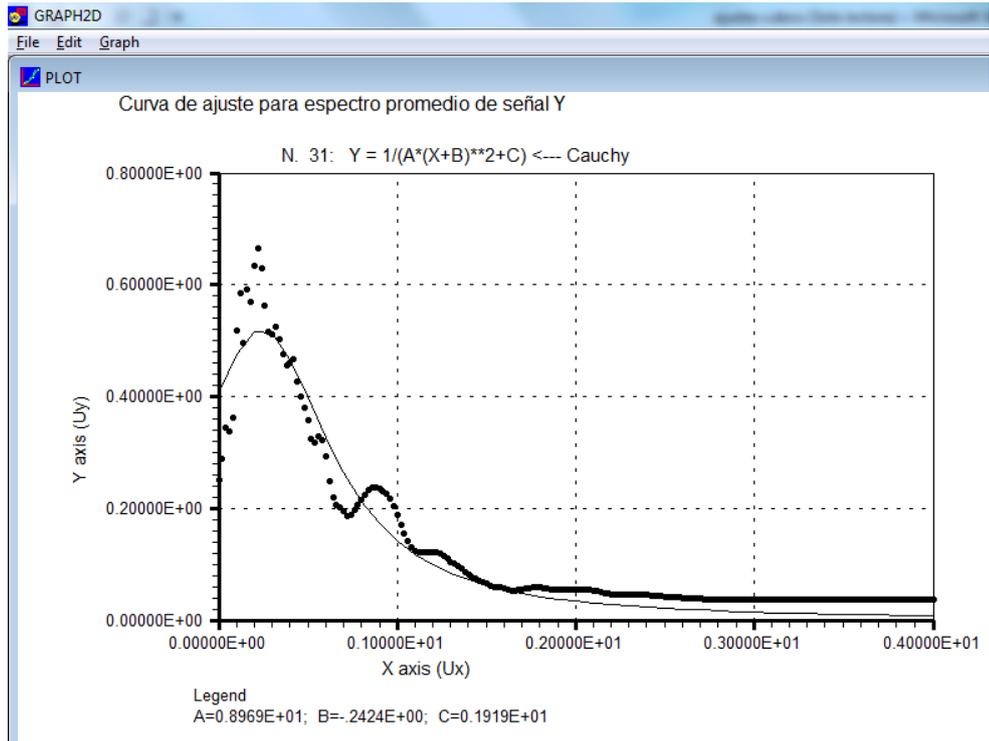


Figura 87. Curva de Ajuste para espectro de las señales en Y

Fuente: LAB-FIT

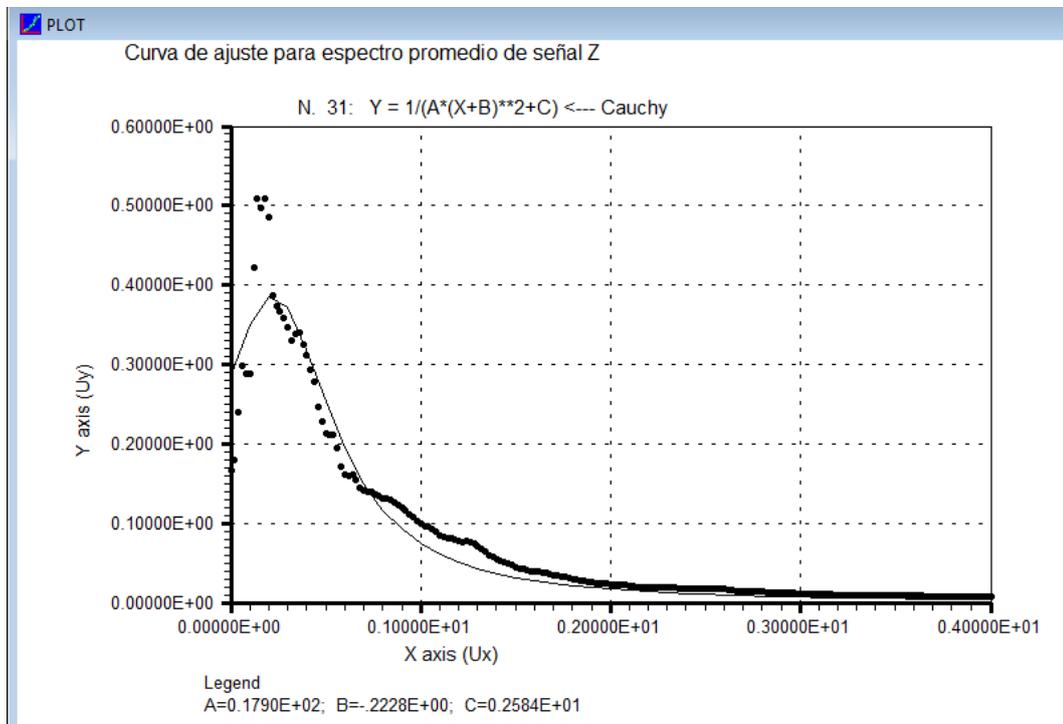


Figura 88. Curva de Ajuste para espectro de las señales en Y

Fuente: LAB-FIT

Una vez obtenidos los ajustes para las tres componentes del sismo se ha establecido una gráfica en la que se puede observar tanto el espectro procedente de los registros así como los propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC y el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 CEC y con ello establecer un parámetro de comparación.

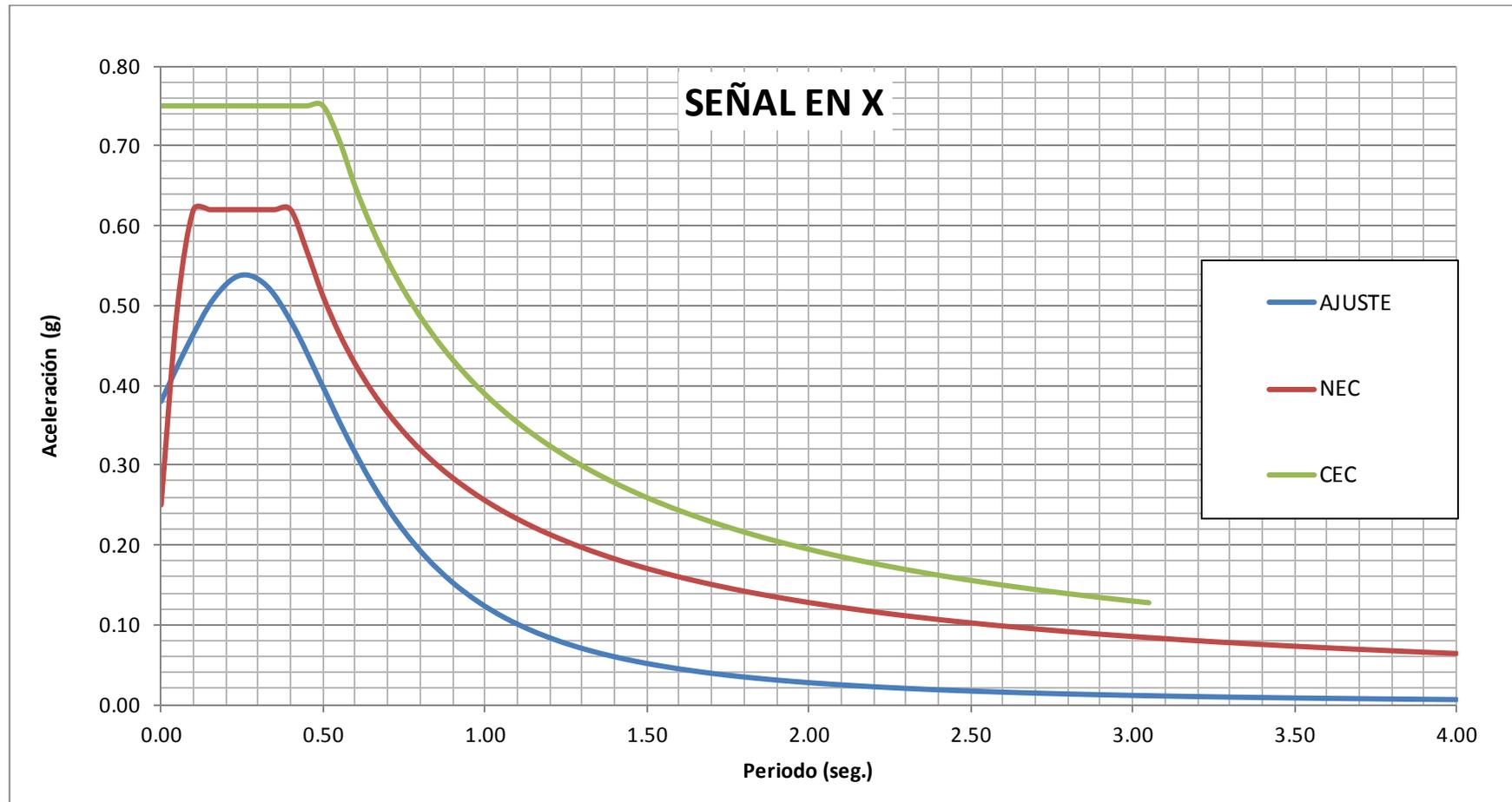


Figura 89. Comparación de Diferentes Espectros para la señal en x

Fuente: Elaboración propia

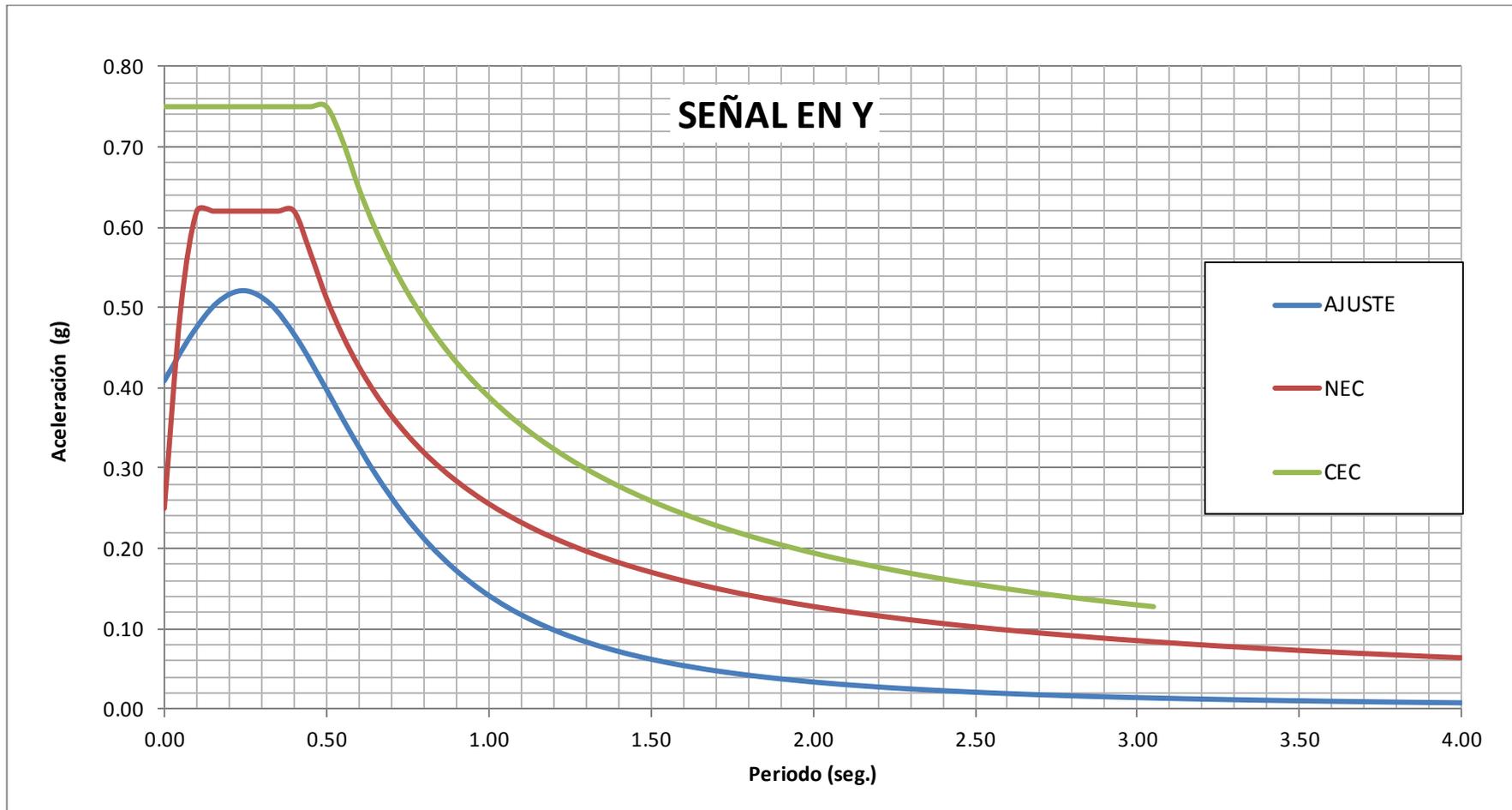


Figura 90. Comparación de Diferentes Espectros para la señal en y

Fuente: Elaboración propia

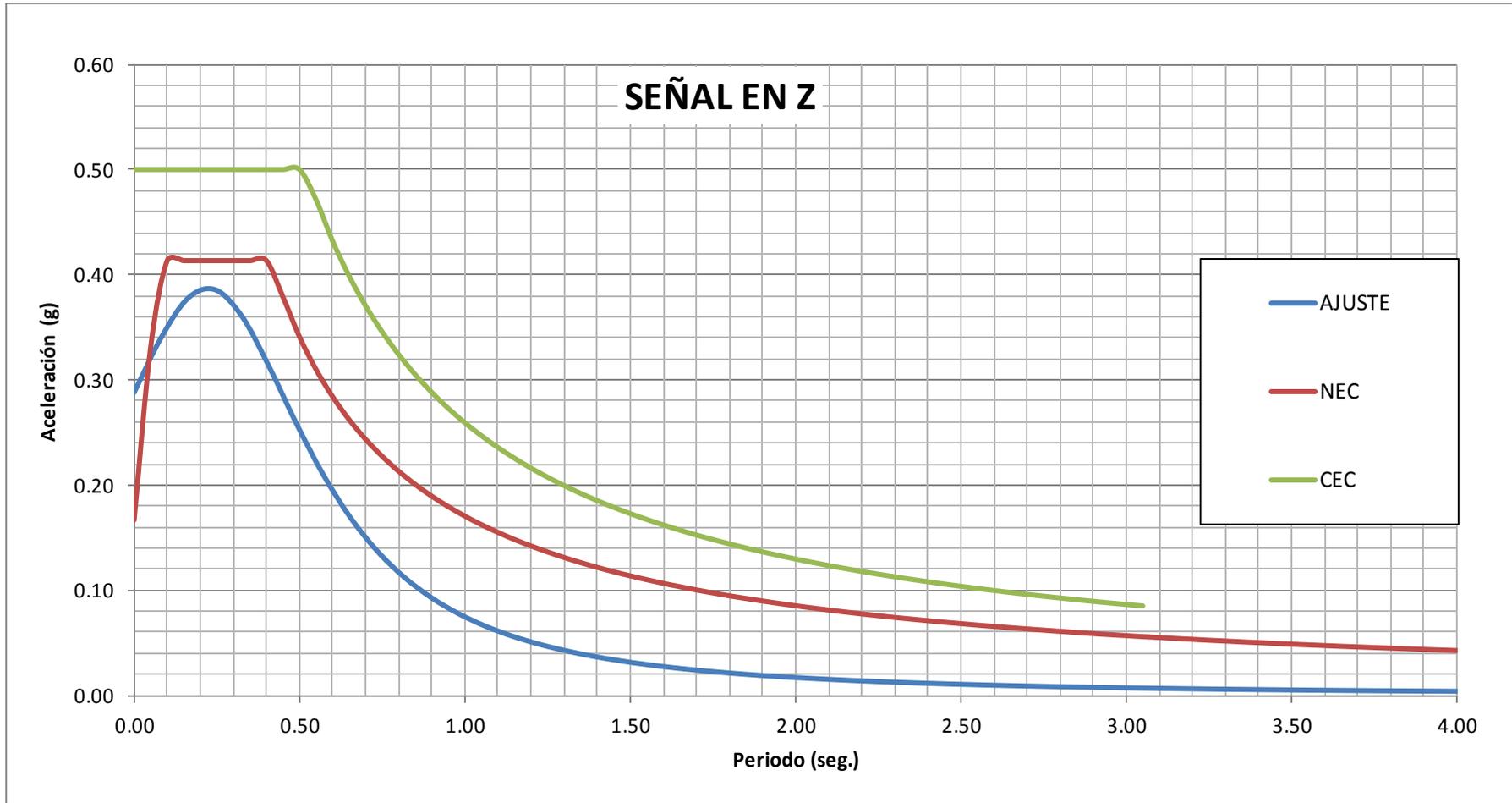


Figura 91. Comparación de Diferentes Espectros para la señal en z

Fuente: Elaboración Propia

6.7.6. MODELACIÓN EN EL SOFTWARE DE CÁLCULO

6.7.6.1. Análisis Estático

Los pasos más relevantes del ingreso de datos se incluyen a continuación:

a) Definición de la geometría de la estructura en estudio

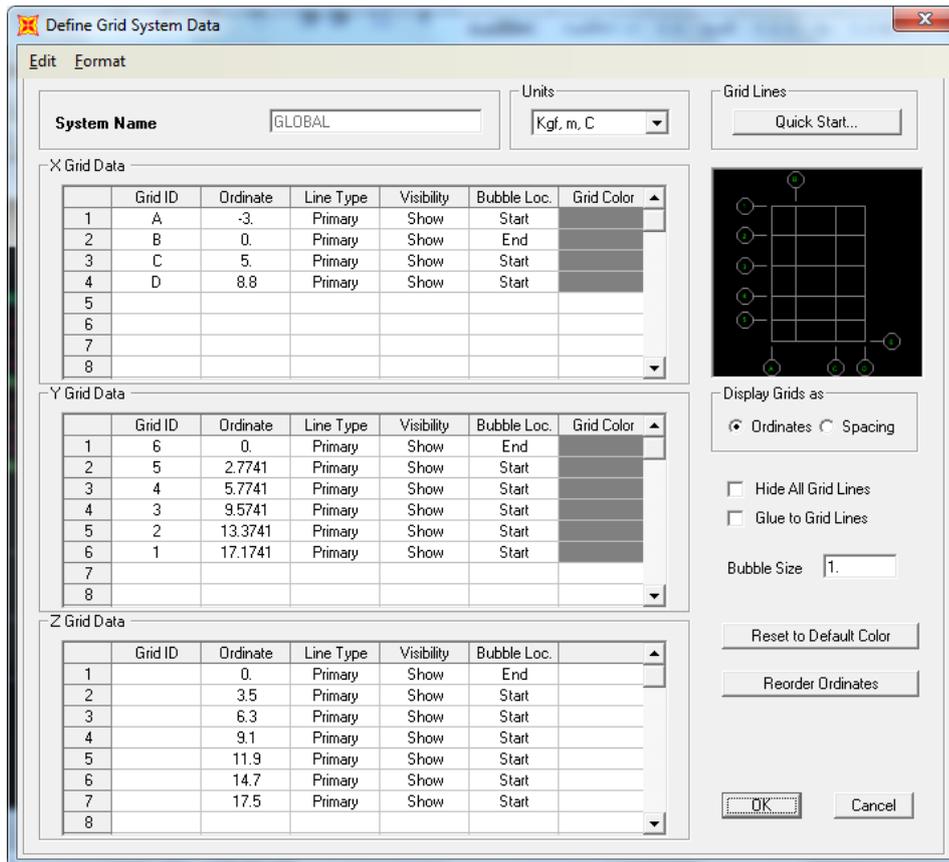


Figura 92. Grilla para definir la geometría del edificio

Fuente: Programa de Cálculo

b) Ingreso de Datos de Material

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CONCRETO210

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2402.7637

Mass per Unit Volume: 245.0143

Units

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.385E+09

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.080E+10

Shear Modulus, G: 9.939E+08

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2800000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty Field]

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 93. Datos del material para la estructura

Fuente: Programa de Cálculo

c) Creación de secciones de elementos estructurales

Previamente se ha realizado un prediseño con el que se han seleccionado las secciones de columnas, vigas, nervios y loseta de compresión para losa alivianada, con las que se obtenga un mejor comportamiento estructural.

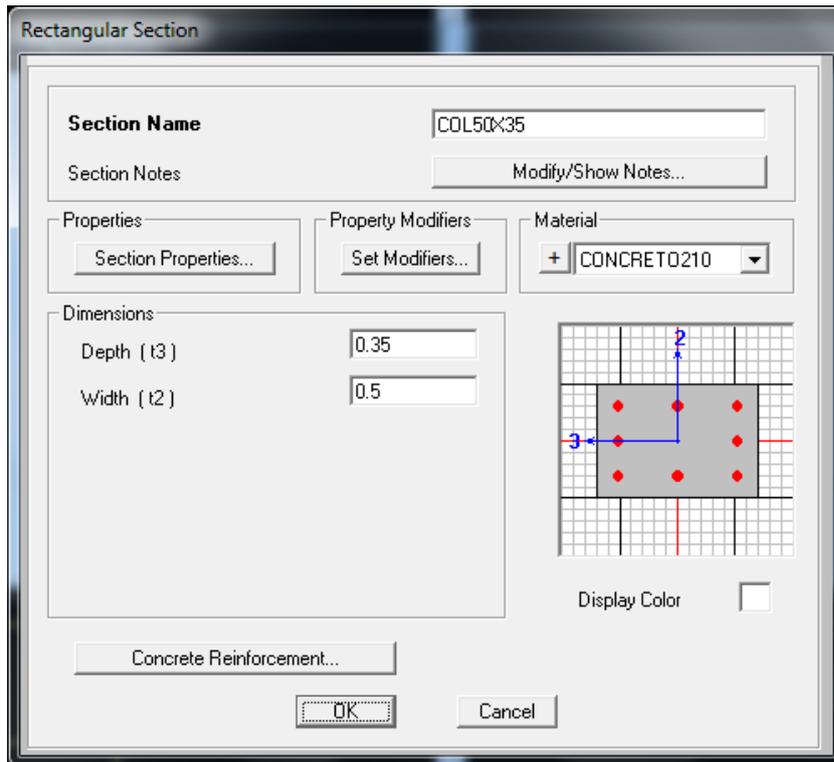


Figura 94. Sección de Columnas

Fuente: Programa de Cálculo

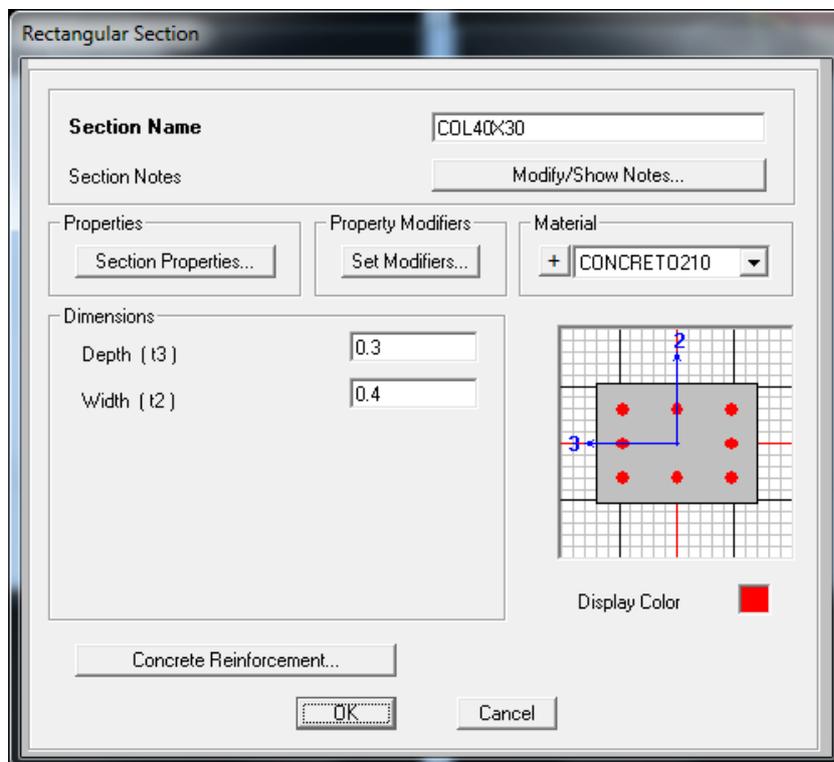


Figura 95. Sección de Columnas

Fuente: Programa de Cálculo

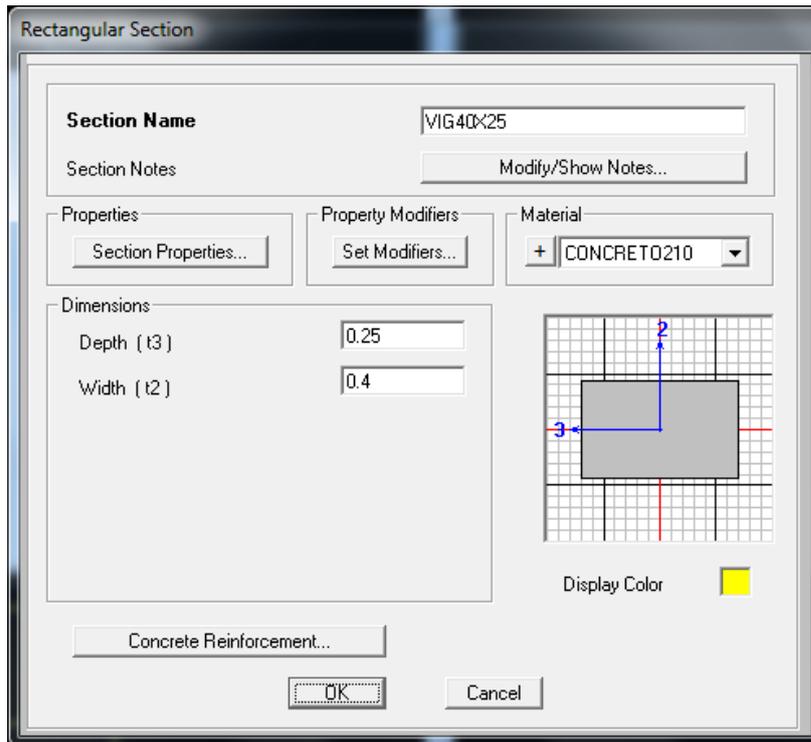


Figura 96. Sección de Vigas
Fuente: Programa de Cálculo

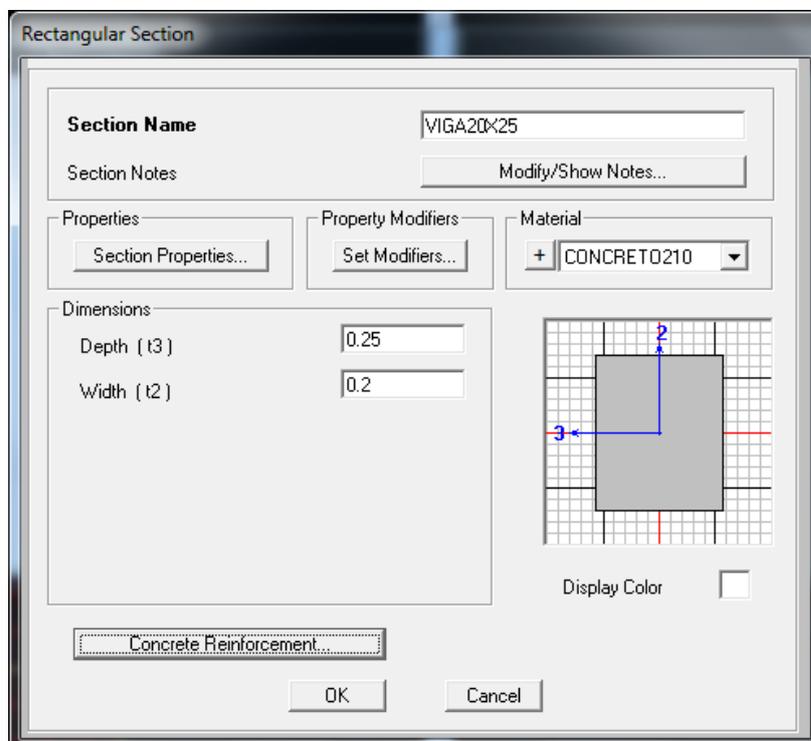


Figura 97. Sección de Vigas
Fuente: Programa de Cálculo

Para evitar tener vigas peraltadas, se ha optado por incrementar el espesor de la losa a 25cm. Y para su ingreso al programa se ha optado por un losa maciza equivalente de espesor=18.06cm

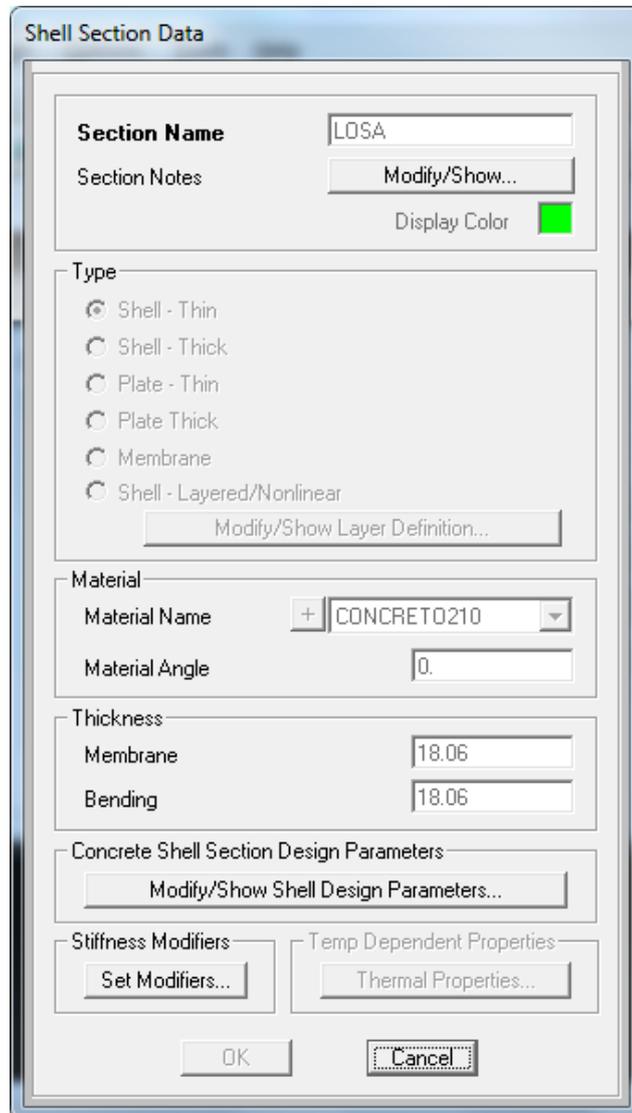


Figura 98. Sección de losa

Fuente: Programa de Cálculo

Se asignan estas secciones a la estructura

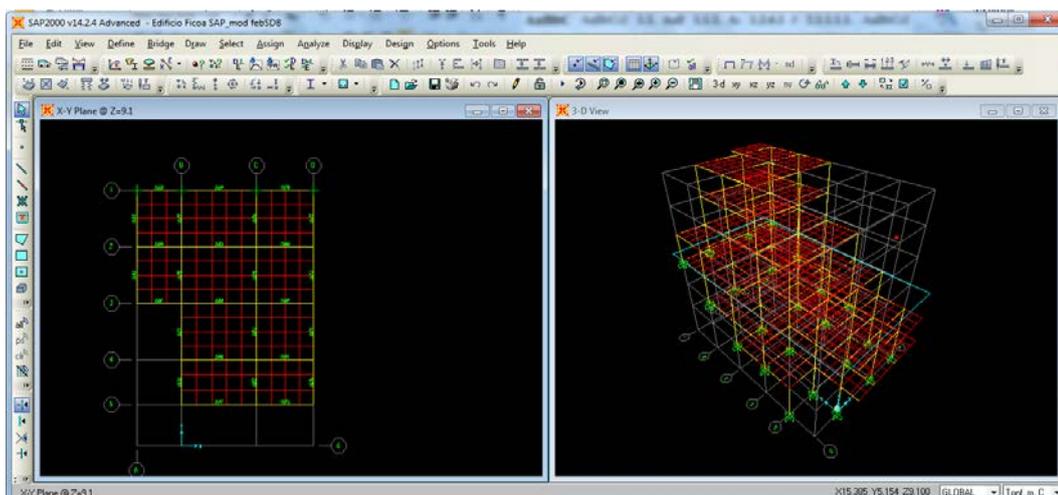


Figura 99. Modelo asignado las secciones respectivas

Fuente: Programa de Cálculo

- d) A todos los elementos tipo frame o elementos pórtico se les asigna la propiedad de nudo rígido con un valor de 0.5, es decir no toda la zona de intersección es rígida sino un 50%.

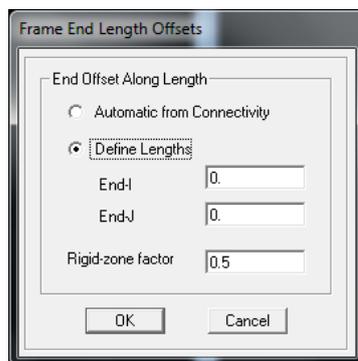


Figura 100. Propiedad de nudo rígido

Fuente: Programa de Cálculo

- e) Se asigna un diafragma rígido por piso, con la característica de rígidos por ser una estructura de hormigón armado.

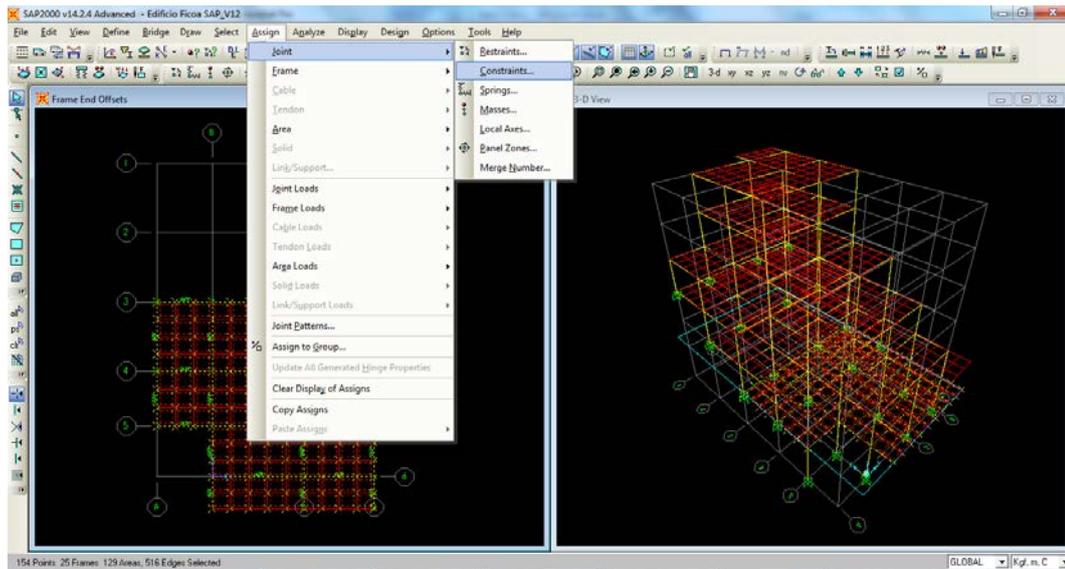


Figura 101. Asignación de Diafragmas

Fuente: Programa de Cálculo

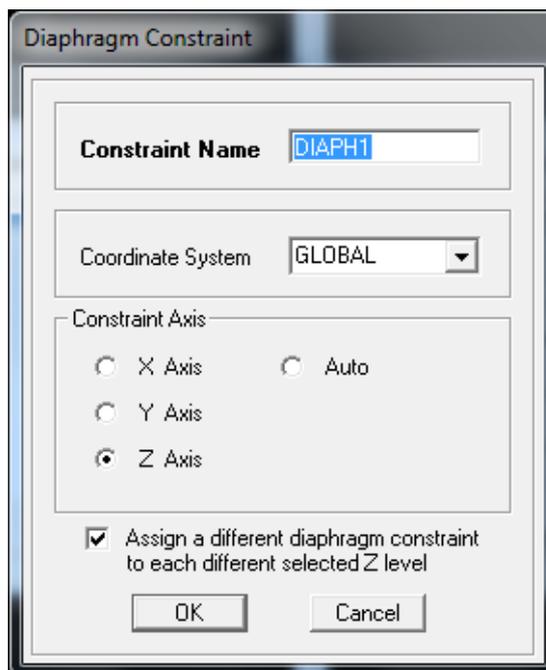


Figura 102. Creación de Diafragmas

Fuente: Programa de Cálculo

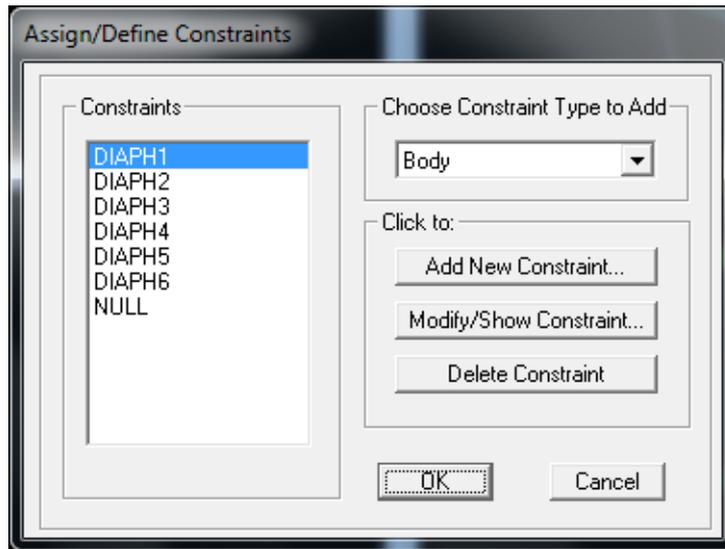


Figura 103. Creación de Diafragmas

Fuente: Programa de Cálculo

f) Se definen los patrones de carga:

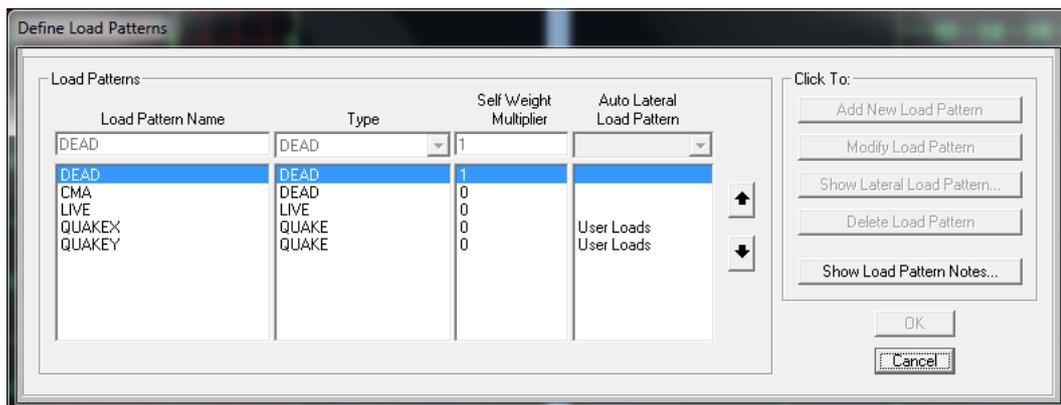


Figura 104. Patrones de carga

Fuente: Programa de Cálculo

Para lo cual la carga sísmica tanto en “x” como en “y” deben ser ingresadas a partir de las fuerzas calculadas anteriormente dentro de los parámetros recomendados por la NEC y ubicadas en el centro de masas.

g) Definición de la masa (según NEC-11 la carga muerta con el 100% de participación y la carga viva con un 25%)

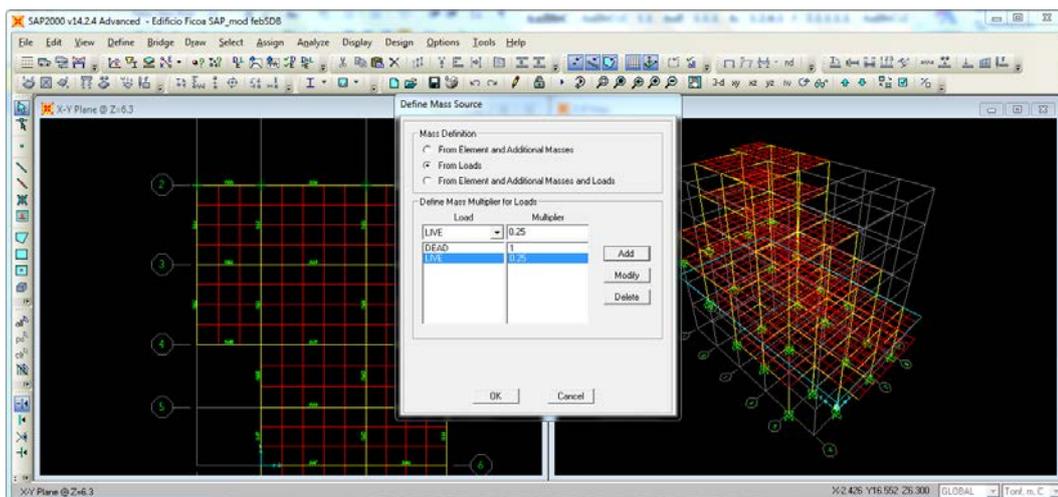


Figura 105. Definición de la Masa

Fuente: Programa de cálculo

h) Con los patrones de carga definidos se generan las siguientes combinaciones para el diseño:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + L
- 1.2D ± E + L
- 0.9D ± E

Más una combinación de una envolvente de las combinaciones anteriores y se corre el modelo.

6.7.6.1.1. Control de Derivas de piso del análisis Estático

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	Step Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
1	ENVOLVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
1	ENVOLVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
2	ENVOLVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
2	ENVOLVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
3	ENVOLVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
3	ENVOLVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
6	ENVOLVENTE	Combination	Max	0.244268	0.162483	0	0	0	0.0001
6	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0.24026	-0.173975	0	0	0	-9E-05

7	ENVOLVENTE	Combination	Max	0.560654	0.38331	0	0	0	0.0003
7	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0.573206	-0.41513	0	0	0	-0.0002
8	ENVOLVENTE	Combination	Max	0.759263	0.548599	0	0	0	0.0004
8	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0.771831	-0.55602	0	0	0	-0.0003

Tabla 38. Desplazamientos del Centro de masas calculados por el programa

Fuente: Programa de Cálculo estructural

Piso	H Piso	dx	dy			d=d _n -d _{n-1}		Deriva			
	(m)	(cm)	(cm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2.80	0.771	0.556	0.771	0.556	0.198	0.141	0.0007	0.00050357	OK	OK
5	2.80	0.573	0.415	0.573	0.415	0.329	0.241	0.0012	0.00086071	OK	OK
4	2.80	0.244	0.174	0.244	0.174	0.244	0.174	0.0009	0.00062143	OK	OK
3	2.80	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	OK
2	2.80	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	OK
1	3.50	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	OK

Tabla 39. Control de derivas de Piso

Fuente: Elaboración propia

Con lo que se puede calcular el período fundamental aplicando el Método 2 recomendado por la NEC, así:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i * \delta_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}} \quad \text{Ecuación 37}$$

Piso	dx (cm)	W _i .dx ² (Tn cm ²)	F _x .dx (Tn cm)	dy (cm)	W _i .dy ² (Tn cm ²)	F _x .dy (Tn cm)
6	0.771	32.91	6.97	0.556	17.11	5.03
5	0.573	19.36	4.59	0.415	10.15	3.32
4	0.244	5.55	2.47	0.174	2.82	1.76
3	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
2	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
1	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00

Σ	57.82	14.02	30.09	10.11
---	--------------	--------------	--------------	--------------

Tabla 40. Tabla de apoyo para calcular período por el método 2

Fuente: Elaboración propia

$$T_x = 2\pi * \sqrt{\frac{57.82 \text{ Tn cm}^2}{981 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2} * 14.02 \text{ Tn cm}}} = 0.41 \text{ seg}$$

$$T_y = 2\pi * \sqrt{\frac{30.09 \text{ Tn cm}^2}{981 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2} * 10.11 \text{ Tn cm}}} = 0.35 \text{ seg}$$

$$T = \frac{T_x + T_y}{2}$$

Ecuación 38

$$T = 0.377 \text{ seg}$$

Por el método 1: $T_1=0.617 \text{ seg}$

Por el método 2: $T_2=0.377 \text{ seg}$

Como T_2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_1 calculado con el Método 1 no es necesario que el cortante basal sea re-evaluado.

6.7.6.2. Análisis Dinámico Espectral

Para el análisis Dinámico espectral se han calculado los momentos de inercia polar



Figura 106. Cálculo de Momentos de Inercia Polar

Fuente: Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado. (Ing. Patricio Vasco, 2003) Universidad Técnica de Ambato

$$MI = \frac{m \times (a^2 + b^2)}{12}$$

Ecuación 39

$$MI_{CM} = MI + m \times d$$

Para el caso en estudio ya se obtuvieron las coordenadas del centro de masas calculadas por el programa:

NIVEL	CM-x	CM-y
+3.50	3.37	4.34
+6.30	3.51	6.48
+9.10	3.51	10.39
+11.90	3.61	11.89

Tabla 41. Coordenadas del Centro de masas

Fuente: Programa de Cálculo Estructural

Por lo que se usará la ecuación de la izquierda considerando los nuevos pesos al asumir una losa de 25cm.

	PESO	MASA	MOMENTO
	W	m	MI
NIVEL	Tonf	Ton	Ton-m
CUBIERTA Nv. +17.50	58.71	5.98	195.52
PLANTA 1 Nv. +14.70	62.31	6.35	207.51
PLANTA 0 Nv. +11.90	98.51	10.04	328.07
PLANTA -1 Nv. +9.10	132.00	13.46	439.62
PLANTA -2 Nv. +6.30	129.85	13.24	432.44
PLANTA -3 Nv. +3.50	102.48	10.45	341.28

Tabla 42. Momentos de Inercia Polar

Fuente: Elaboración Propia

Y estos valores de masa y momento serán ingresados al programa en cada piso en el centro de masas.

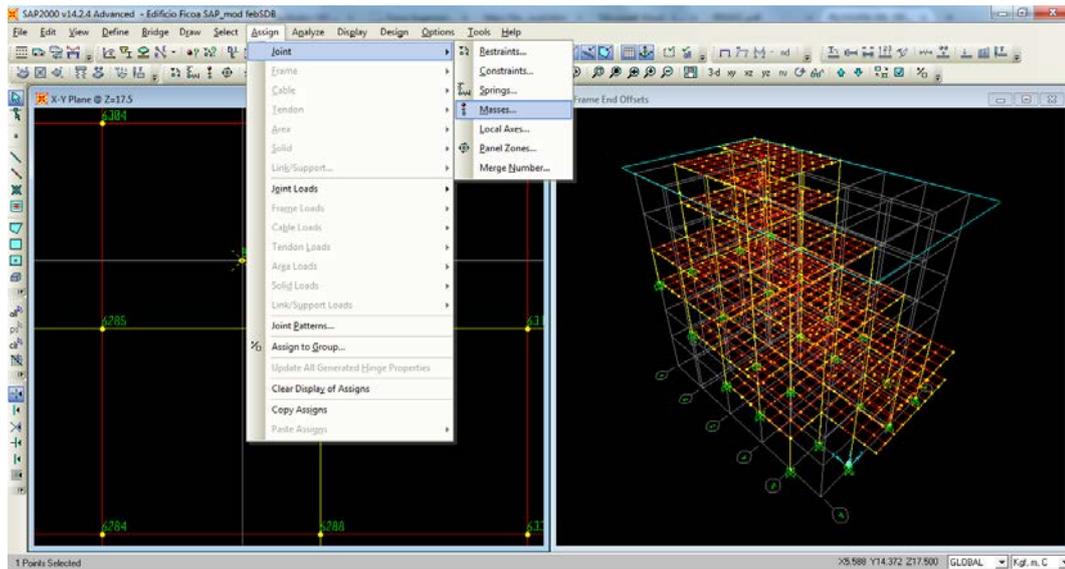


Figura 107. Asignación de masa y momentos de inercia polares

Fuente: Programa de cálculo

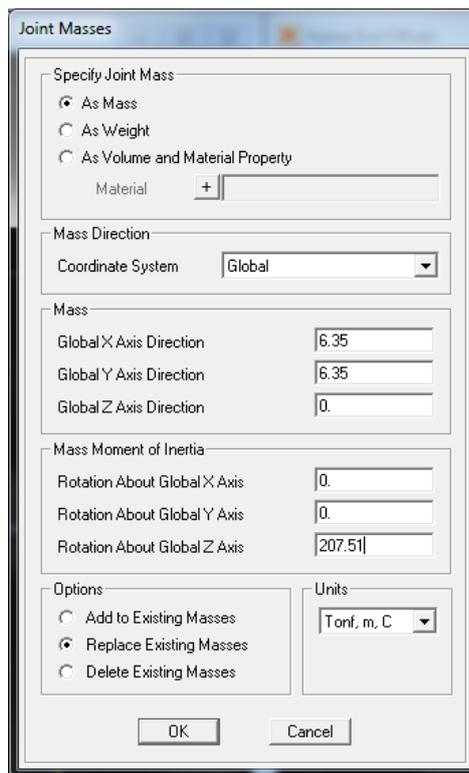


Figura 108. Asignación de masa y momentos de inercia polares

Fuente: Programa de cálculo

A continuación es necesario definir el espectro creado desde un archivo de texto.

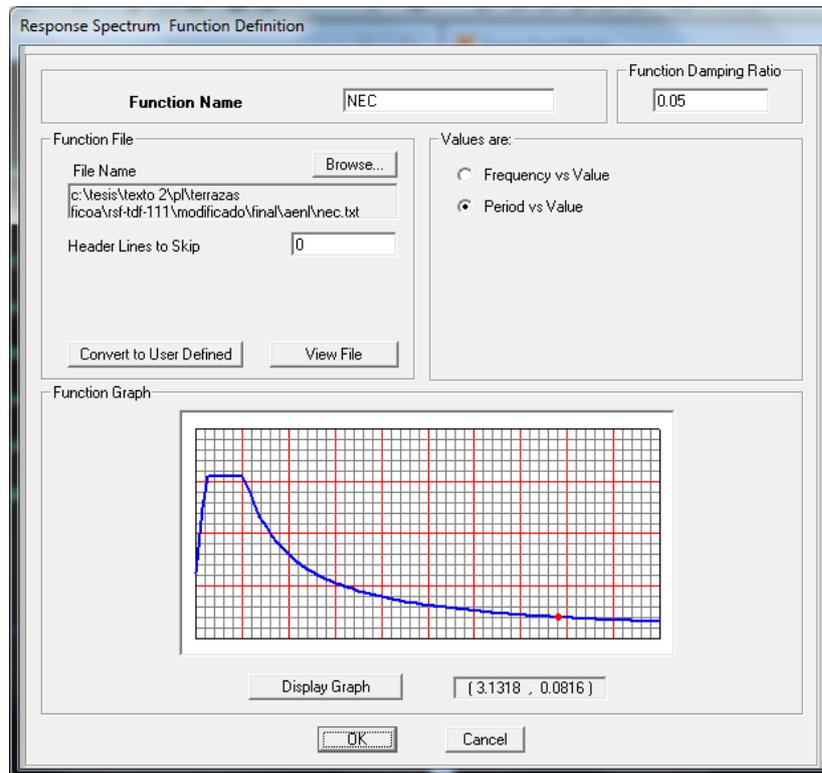


Figura 109. Definición de Espectro Elástico NEC

Fuente: Programa de cálculo

Y también definir los casos de análisis con un factor de 1 para los casos que tienen los patrones de carga, puesto que ya se han definido las combinaciones de cargas.

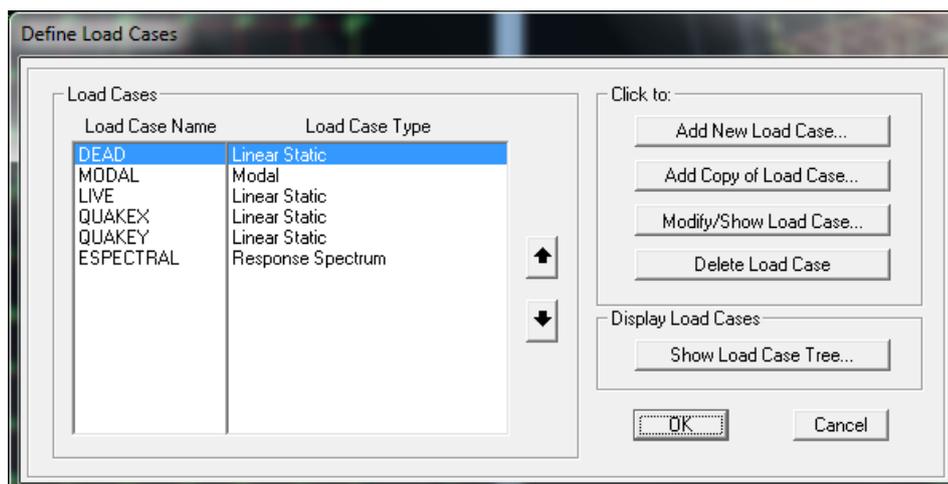


Figura 110. Casos de Análisis

Fuente: Programa de cálculo

6.7.6.2.1. Análisis de Resultados del Análisis Dinámico Espectral

Después de haber ingresado los parámetros descritos anteriormente el software especializado de cálculo, el programa da las siguientes deformadas:

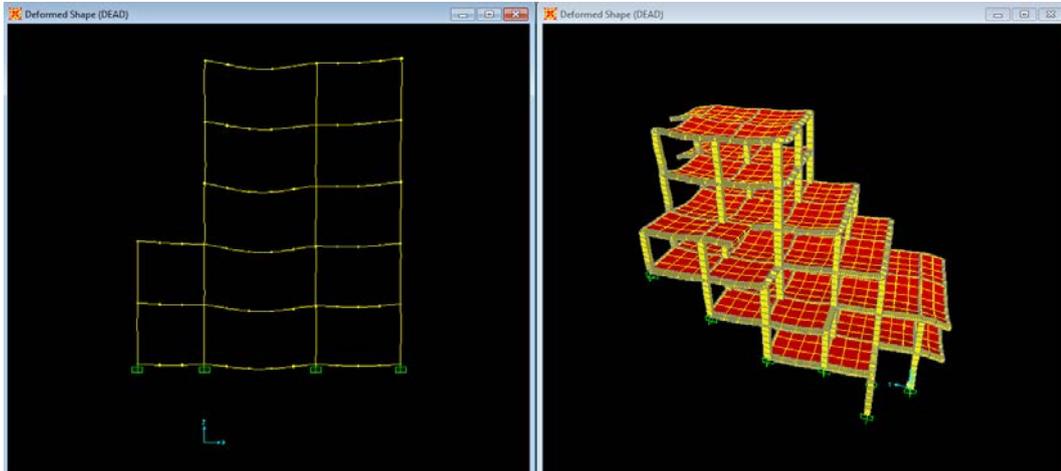


Figura 111. Deformada por Carga Permanente (Muerta)

Fuente: Programa de Cálculo estructural

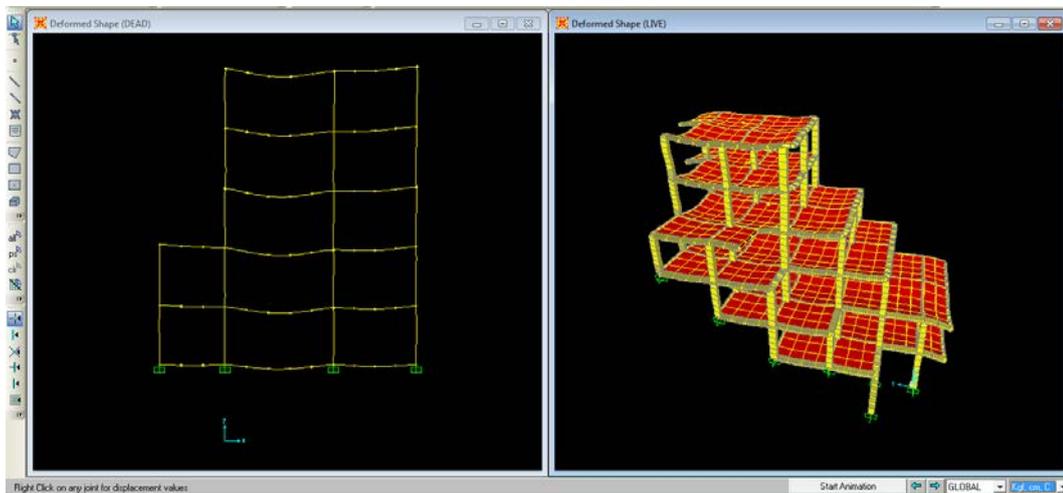


Figura 112. Deformada por Carga Transitoria (Viva)

Fuente: Programa de Cálculo estructural

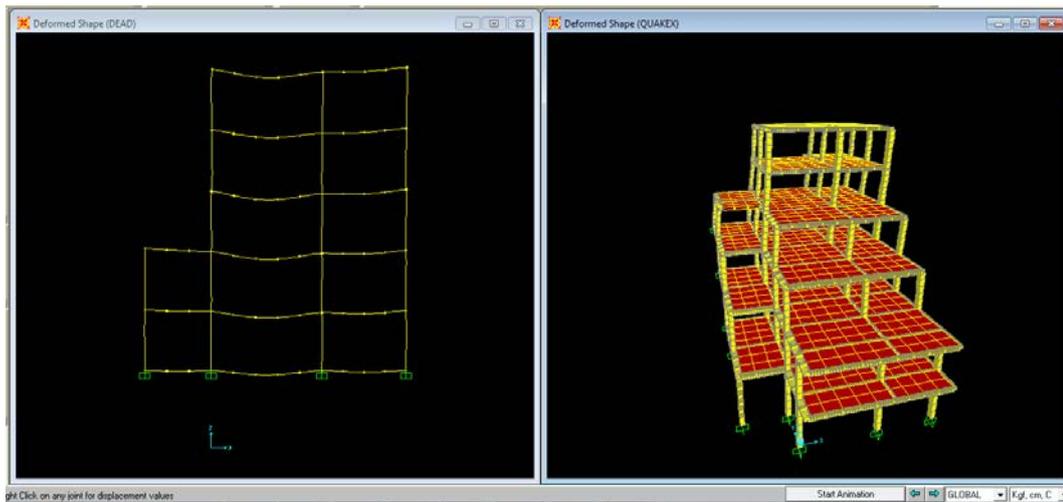


Figura 113. Deformada por Carga Sísmica en sentido X

Fuente: Programa de Cálculo estructural

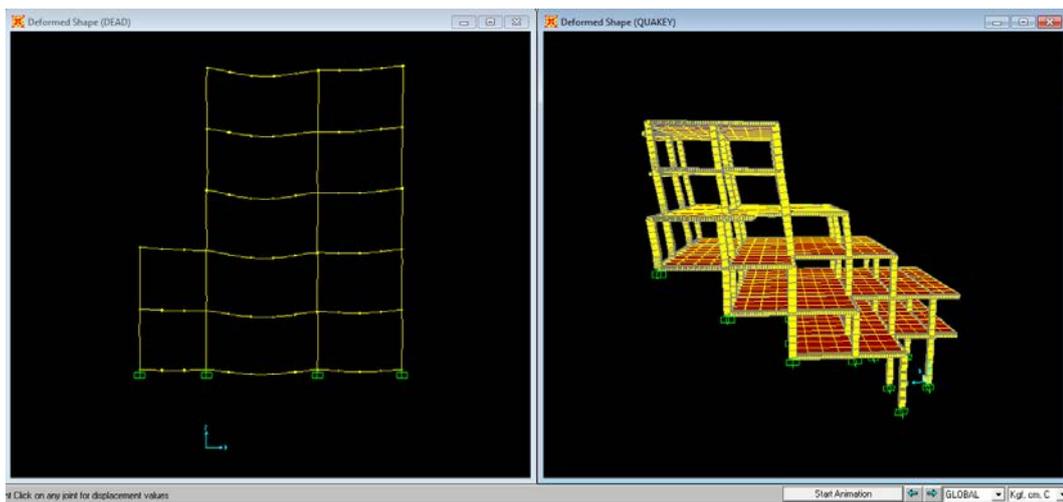


Figura 114. Deformada por Carga Sísmica en sentido Y

Fuente: Programa de Cálculo estructural

Y de la misma forma el software se encargará de devolver los respectivos resultados que deben pasar ciertos controles, de los cuales se analizarán los siguientes:

I. Control de la deriva de piso

Piso	H Piso	dx	dy	d=d _n -d _{n-1}				Deriva		X-X	Y-Y
	(m)	(cm)	(cm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y		
6	2.80	0.824	0.846	0.771	0.556	0.198	0.141	0.00070714	0.00050357	OK	OK
5	2.80	0.739	0.715	0.573	0.415	0.329	0.241	0.001175	0.00086071	OK	OK
4	2.80	0.657	0.651	0.244	0.174	0.244	0.174	0.00087143	0.00062143	OK	OK
3	2.80	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	OK
2	2.80	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	OK
1	3.50	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	OK

Tabla 43. Control de derivas de Piso

Fuente: Elaboración propia

Teniendo con ello un criterio mucho más certero que las secciones adoptadas son las adecuadas para dicha edificación.

II. Control de los efectos P-delta

En el sentido X-X

Piso	Hi Piso	Vi	PiCM	PiCV	dx	d=dn-dn-1	Δi	Pi . Δ i	Vi . hi	Qi	Cálculo	f.P-Δ
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)	(cm)	(cm)	d/H	Tn-m	Tn-m			
6	2.80	9.04	55.36	102	0.771	0.198	0.0007	0.312	25.310	0.012	OK	1
5	2.80	17.04	114.32	204	0.573	0.329	0.0012	1.047	47.720	0.022	OK	1
4	2.80	27.16	207.54	204	0.244	0.244	0.0009	1.004	76.049	0.013	OK	1
3	2.80	37.37	332.46	204	0	0	0.0000	0.000	104.624	0.000	OK	1
2	2.80	44.17	455.34	204	0	0	0.0000	0.000	123.666	0.000	OK	1
1	3.50	47.05	552.31	204	0	0	0.0000	0.000	164.664	0.000	OK	1

Tabla 44. Control de Efectos P-Delta

Fuente: Elaboración propia

En el sentido Y-Y

Piso	Hi Piso	Vi	PiCM	PiCV	dy	d=dn-dn-1	Δi	Pi . Δ i	Vi . hi	Qi	Cálculo	f.P-Δ
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)	(cm)	(cm)	d/H	Tn-m	Tn-m			
6	2.8	9.039	55.363	102	0.556	0.141	0.0005	0.222	25.310	0.009	OK	1
5	2.8	17.043	114.321	204	0.415	0.241	0.0009	0.767	47.720	0.016	OK	1
4	2.8	27.160	207.541	204	0.174	0.174	0.0006	0.716	76.049	0.009	OK	1
3	2.8	37.366	332.459	204	0.000	0.000	0.0000	0.000	104.624	0.000	OK	1
2	2.8	44.166	455.335	204	0.000	0.000	0.0000	0.000	123.666	0.000	OK	1
1	3.5	47.047	552.310	204	0.000	0.000	0.0000	0.000	164.664	0.000	OK	1

Tabla 45. Control de Efectos P-Delta

Fuente: Elaboración propia

Con la verificación de los efectos P-Delta se deduce que no es necesario considerar dichos efectos para el Análisis Estático no Lineal.

6.7.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Las secciones de los elementos estructurales de acuerdo al diseño propuesto del edificio se resumen en las siguientes tablas:

Ubicación	Sección (cm)	Armadura (mm)	Área de Acero (cm ²)	Porcentaje (%)	Observaciones
Cubierta	35 x50	8 ø 18 + 2 ø 16	22.369	1.28%	Distribuido
	30 x 40	6 ø 16+ 2 ø 14	15.143	1.26%	Distribuido
Planta 1	35 x50	8 ø 18 + 2 ø 16	22.369	1.28%	Distribuido
	30 x 40	6 ø 16+ 2 ø 14	15.143	1.26%	Distribuido
Planta Baja	35 x50	8 ø 18 + 2 ø 16	22.369	1.28%	Distribuido
	30 x 40	6 ø 16+ 2 ø 14	15.143	1.26%	Distribuido
Planta -1	35 x50	8 ø 18 + 2 ø 16	22.369	1.28%	Distribuido
	30 x 40	6 ø 16+ 2 ø 14	15.143	1.26%	Distribuido
Planta -2	35 x50	8 ø 18 + 2 ø 16	22.369	1.28%	Distribuido
	30 x 40	6 ø 16+ 2 ø 14	15.143	1.26%	Distribuido
Planta -3	35 x50	8 ø 18 + 2 ø 16	22.369	1.28%	Distribuido
	30 x 40	6 ø 16+ 2 ø 14	15.143	1.26%	Distribuido

Tabla 46. Áreas de acero de Columnas

Fuente: Verificación Estructural Planos de Diseño

Pero para facilitar la identificación en el programa las columnas de 35x50 se las denominará tipo “A”, mientras que las columnas de 30x40 serán tipo “B”.

Ubicación	Tipo	Sección (cm)	Armadura (+) (mm)	Área de Acero (cm ²)	Armadura (-) (mm)	Área de Acero (cm ²)
Nv +3.5	A	40 x 25	3 ø 14	4.62	3 ø 14	4.62
	B	40 x 25	5 ø 14	7.70	3 ø 14	4.62
	D	40 x 25	2 ø 14	3.08	2 ø 14	3.08
	E	20 x 25	2 ø 14	3.08	2 ø 14	3.08
Nv +6.30	A	40 x 25	3 ø 14	4.62	3 ø 14	4.62
	B	40 x 25	5 ø 14	7.70	3 ø 14	4.62
	E	20 x 25	2 ø 14	3.08	2 ø 14	3.08
Nv +9.10	A	40 x 25	3 ø 14	4.62	3 ø 14	4.62

	B	40 x 25	5 ϕ 14	7.70	3 ϕ 14	4.62
	D	40 x 25	2 ϕ 14	3.08	2 ϕ 14	3.08
	E	20 x 25	2 ϕ 14	3.08	2 ϕ 14	3.08
Nv +11.90	A	40 x 25	3 ϕ 14	4.62	3 ϕ 14	4.62
	B	40 x 25	5 ϕ 14	7.70	3 ϕ 14	4.62
	C	40 x 25	3 ϕ 14 + 2 ϕ 12	6.88	3 ϕ 14	4.62
Nv +14.70	C	40 x 25	3 ϕ 14 + 2 ϕ 12	6.88	3 ϕ 14	4.62
Nv +17.50	A	40 x 25	3 ϕ 14	4.62	3 ϕ 14	4.62

Tabla 47. Áreas de acero de vigas

Fuente: Verificación Estructural Planos de Diseño

De la misma forma las vigas han adoptado un tipo diferente de acuerdo a su sección y armadura.

En el programa de cálculo se han creado dichas secciones, ingresando el área de acero lo más real posible y asegurándonos que esté seleccionada la opción para que el reforzamiento vaya a ser chequeado, de la siguiente manera:

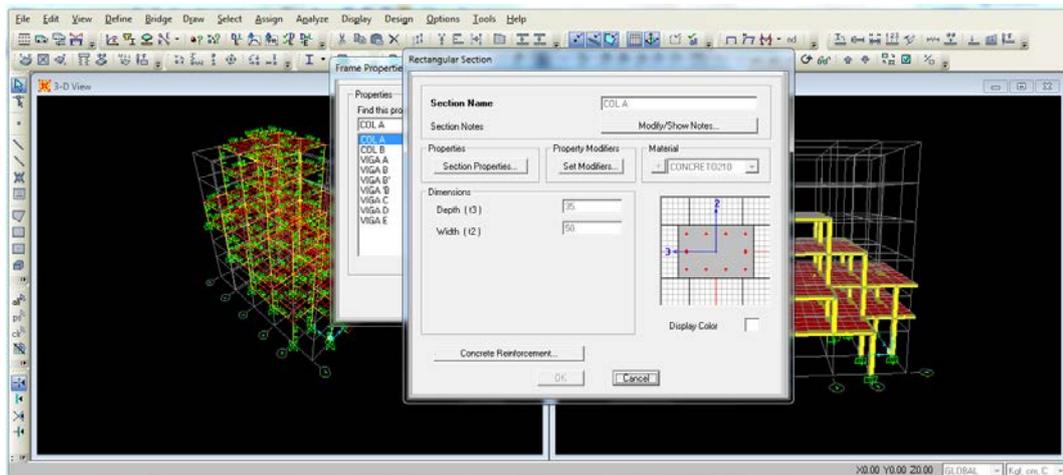


Figura 115. Creación de Secciones de Columnas

Fuente: Programa de Cálculo

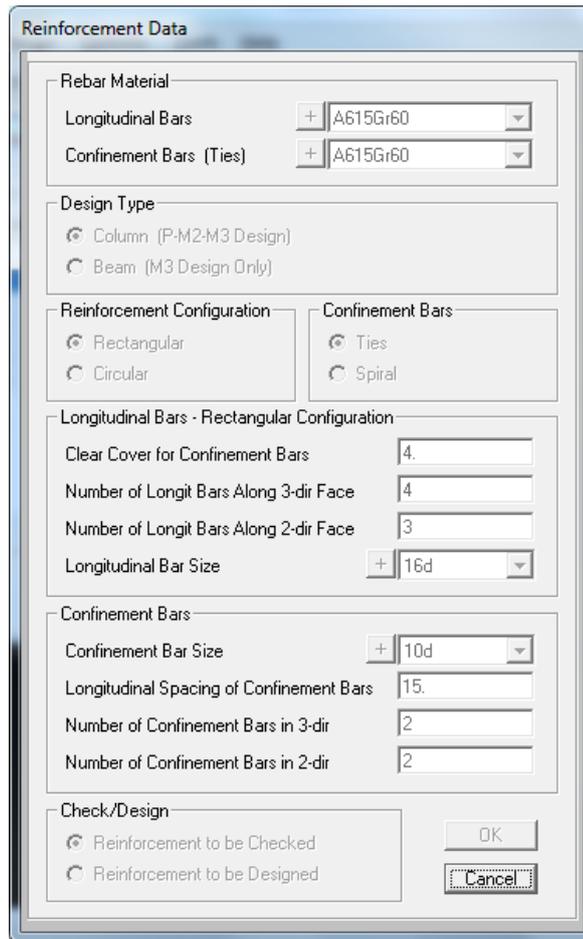


Figura 116. Creación de Secciones de Columnas

Fuente: Programa de Cálculo

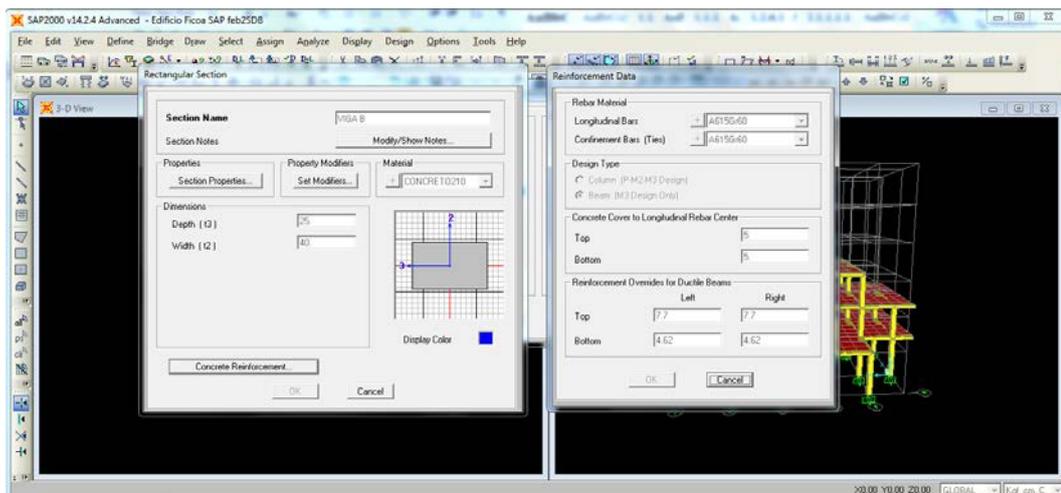


Figura 117. Creación de Secciones de Columnas

Fuente: Programa de Cálculo

Y se asignan las secciones correspondientes

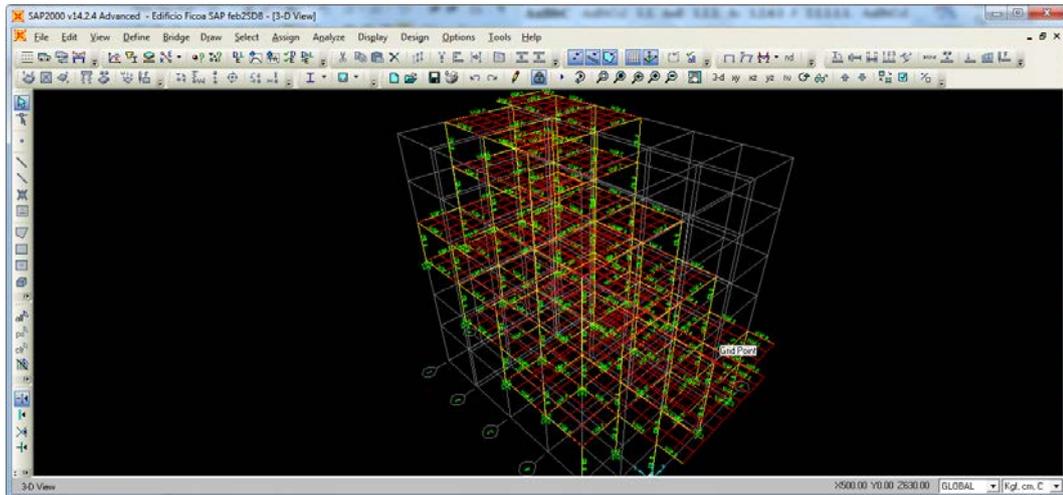


Figura 118. Asignación de secciones.

Fuente: Programa de Cálculo

Otro punto importante es establecer el Nudo de Control, mismo que en el FEMA 356 en el Apartado 3.3.3.2.2.- CONTROL NODE DISPLACEMENT, se recomienda que debe estar ubicado en el centro de masas en el último piso de la edificación y que un ático, tapagradas no deben ser considerados como pisos.

Para la edificación en estudio el nudo de control corresponde al nudo # 8 en el Nivel +17.50 correspondiente a una losa de cubierta

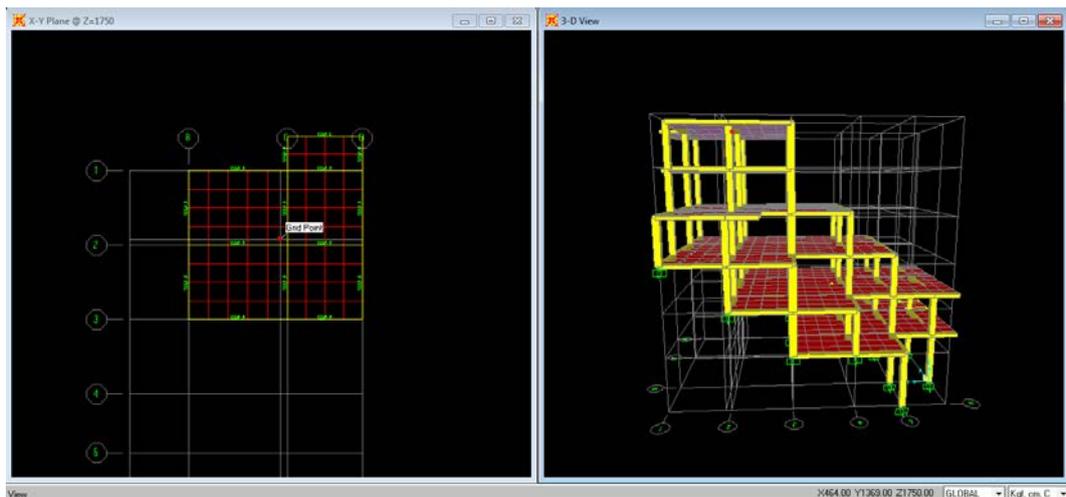


Figura 119. Nudo de Control

Fuente: Programa de Cálculo

A continuación se establecen los Casos de Carga; al crear el primer caso de carga no lineal lo denominaremos “NLSTAT 1” y a este lo integrarán las cargas gravitacionales, para lo cual se considerará lo que establece la NEC-11 en el numeral 2.7.1.1 (CARGA SÍSMICA REACTIVA W), criterio que coincidentalmente comparte con el FEMA 356 en el numeral 3.3.1.3.1. (PSEUDO LATERAL LOAD) en donde se considera el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva de piso.

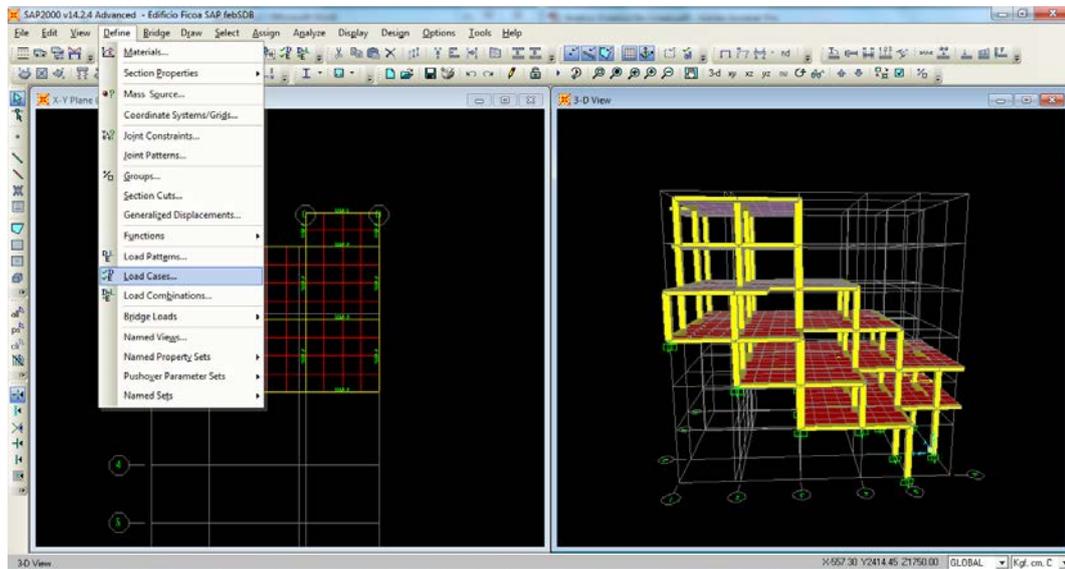


Figura 120. Ingreso de Casos de carga

Fuente: Programa de Cálculo

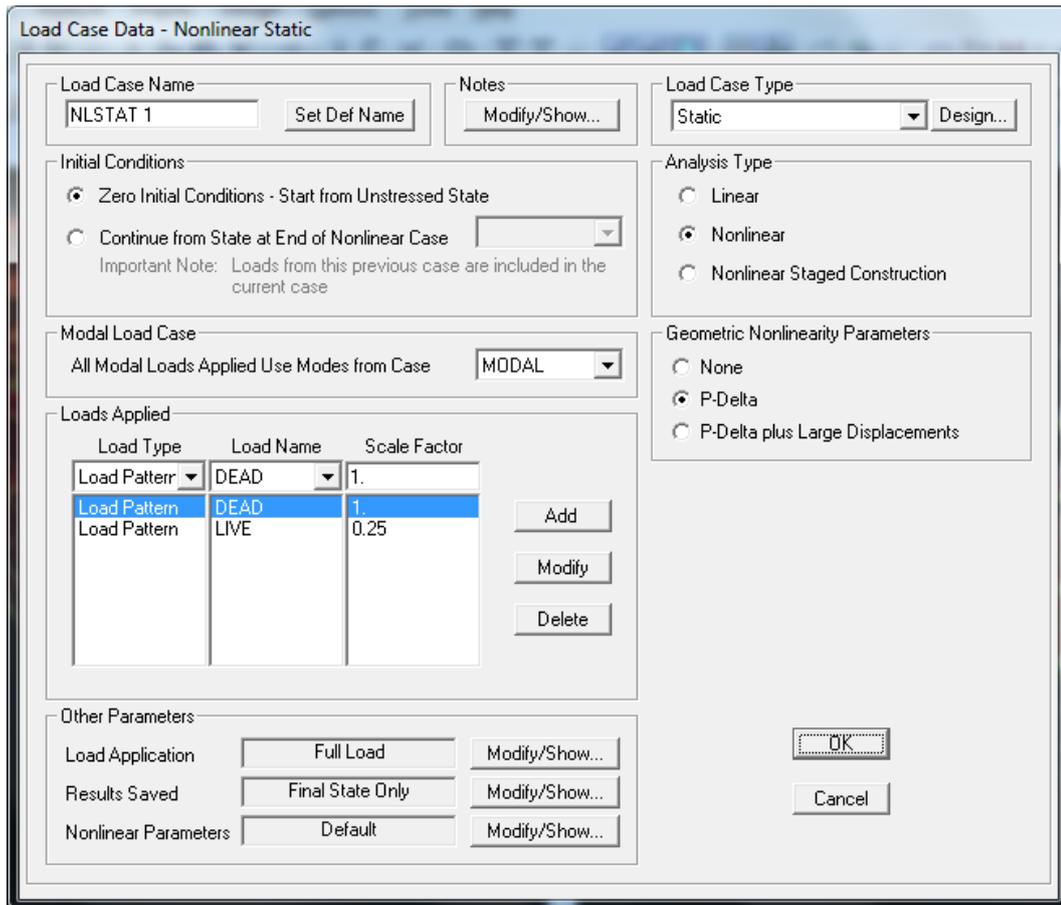


Figura 121. Caso de Cargas Gravitacionales

Fuente: Programa de Cálculo

Para el segundo caso de carga se adoptará el nombre “NLSTAT SISMOX”, inicialmente con un análisis para el sentido X; el cual será un caso no lineal, y es el encargado de considerar las cargas laterales. En este punto se puede crear dos distribuciones diferentes para establecer la curva de capacidad y con ello se podrá usar el caso más crítico para la verificación del desempeño de la estructura.

Este caso se empezará desde el caso anterior con el Análisis Modal utilizando la respuesta del primer modo de vibración según las consideraciones de FEMA 356 en el numeral 3.3.1.3.1. (PSEUDO LATERAL LOAD).

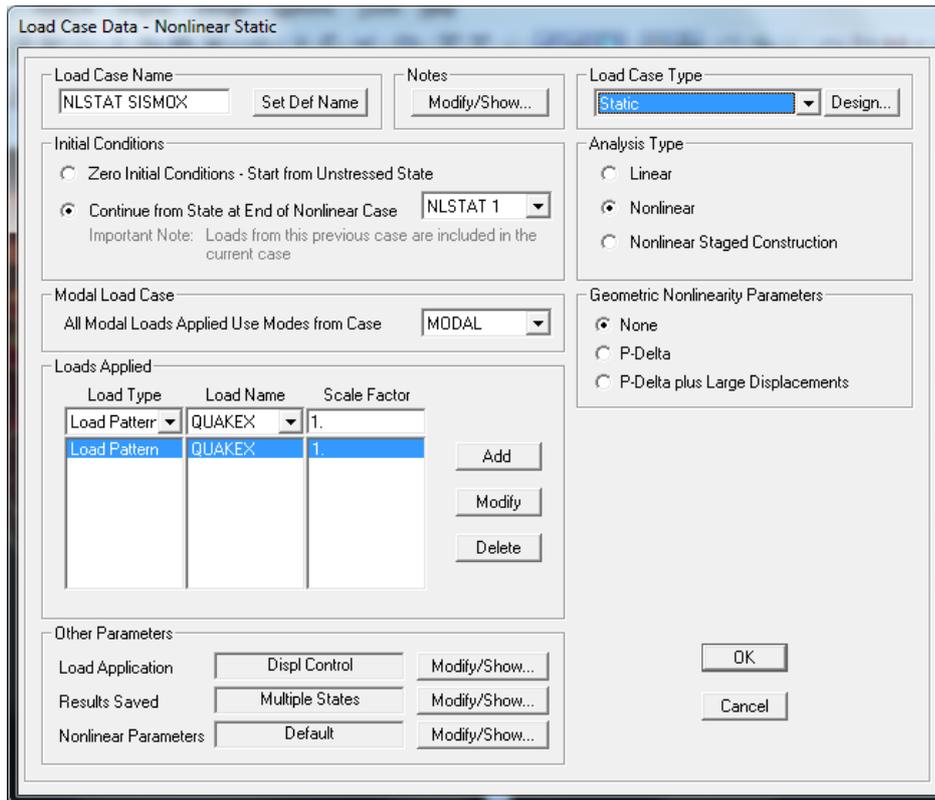


Figura 122. Caso de Cargas laterales

Fuente: Programa de Cálculo

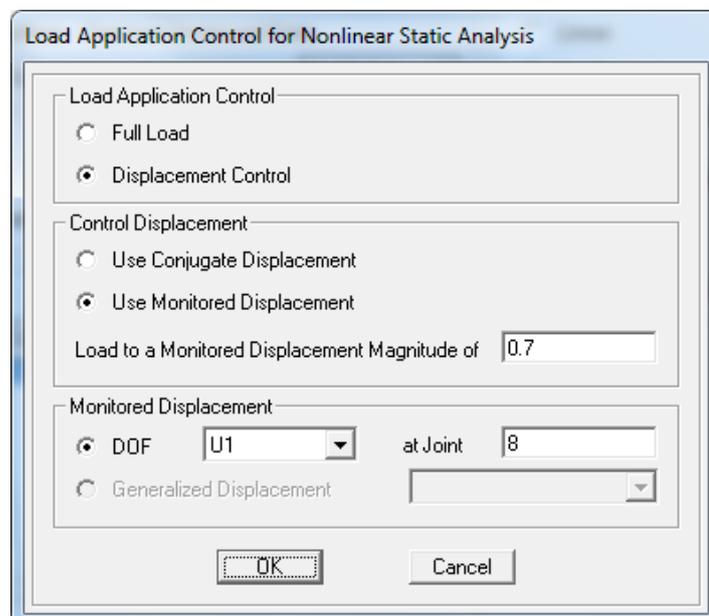


Figura 123. Secuencia para caso de Cargas laterales

Fuente: Programa de Cálculo

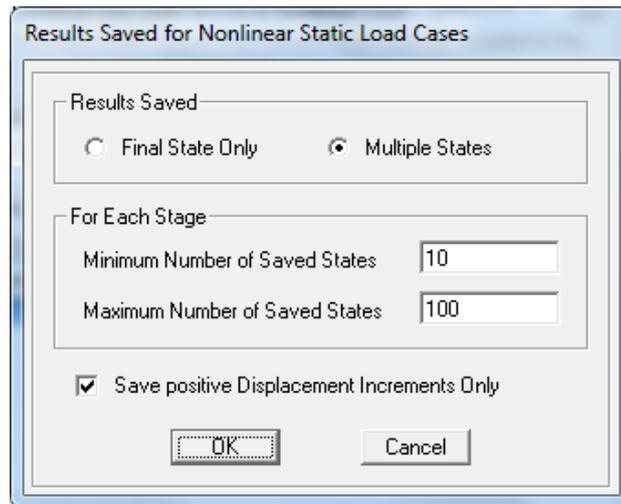


Figura 124. Secuencia para caso de Cargas laterales

Fuente: Programa de Cálculo

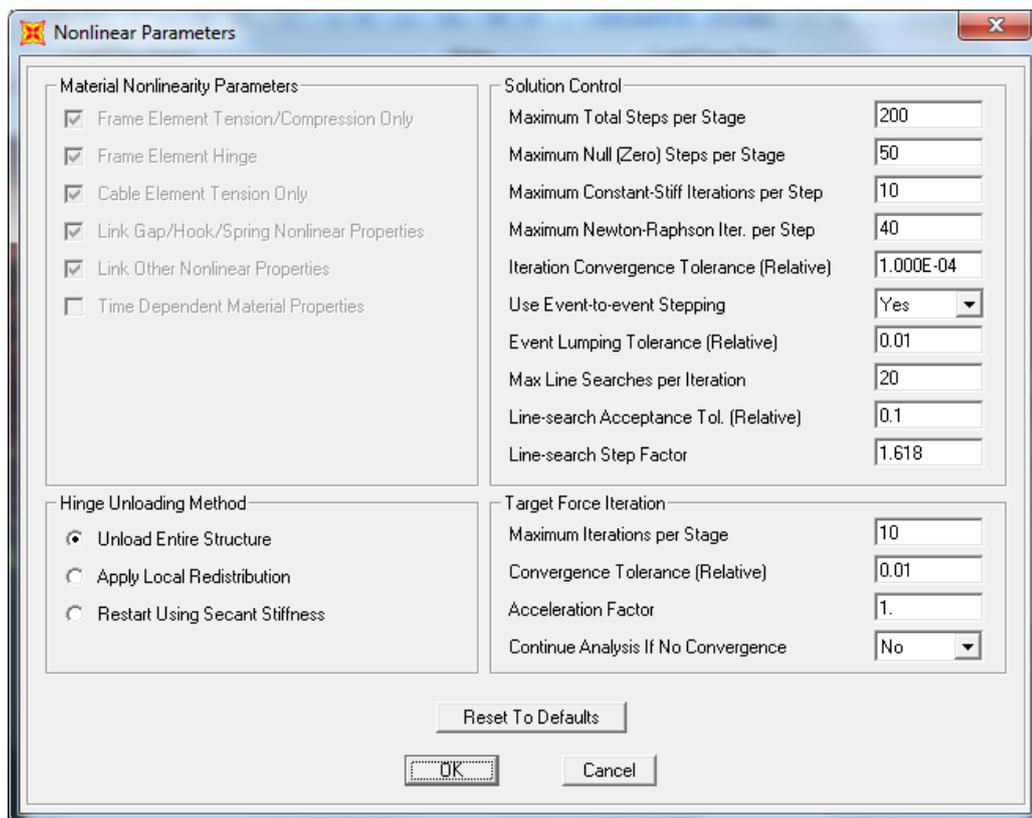


Figura 125. Secuencia para caso de Cargas laterales

Fuente: Programa de Cálculo

Para asignar las rótulas, se selecciona cada grupo de columnas y vigas y se asignan las rótulas independientemente, tomando las respectivas consideraciones tanto para columnas como para vigas.

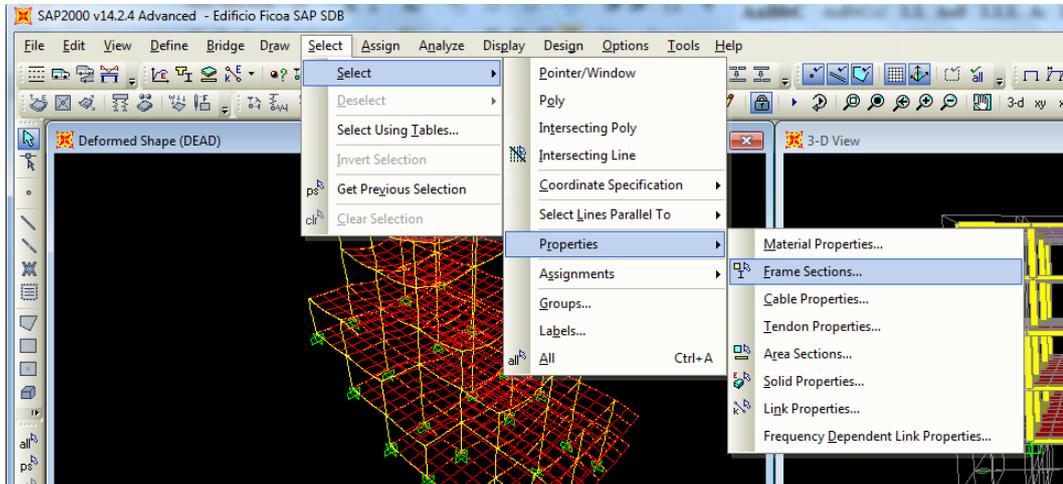


Figura 126. Secuencia para asignar rótulas plásticas

Fuente: Programa de Cálculo

Una vez seleccionada la viga o columna correspondiente se le asigna la rótula así:

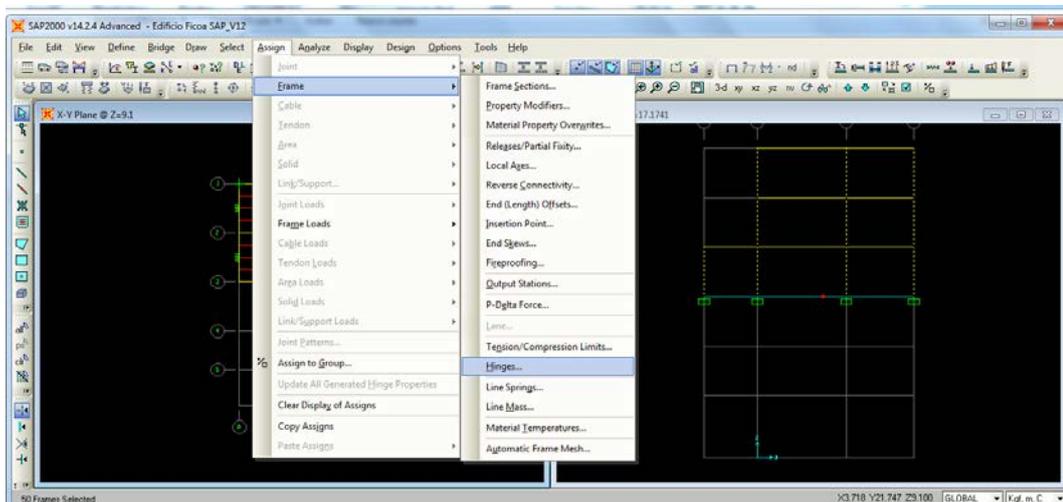


Figura 127. Secuencia para asignar rótulas plásticas

Fuente: Programa de Cálculo

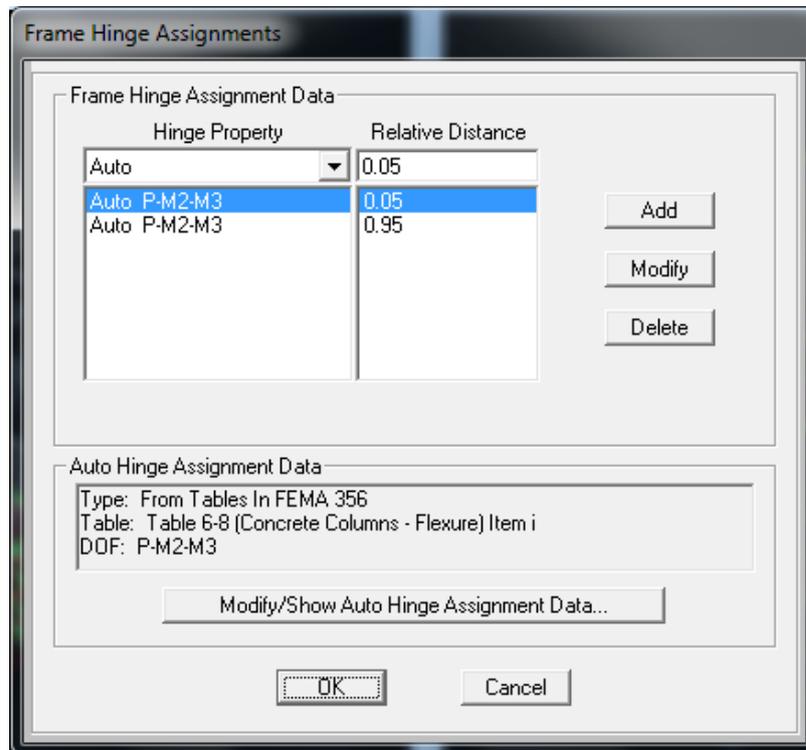


Figura 128. Secuencia para asignar rótulas plásticas a columnas
Fuente: Programa de Cálculo

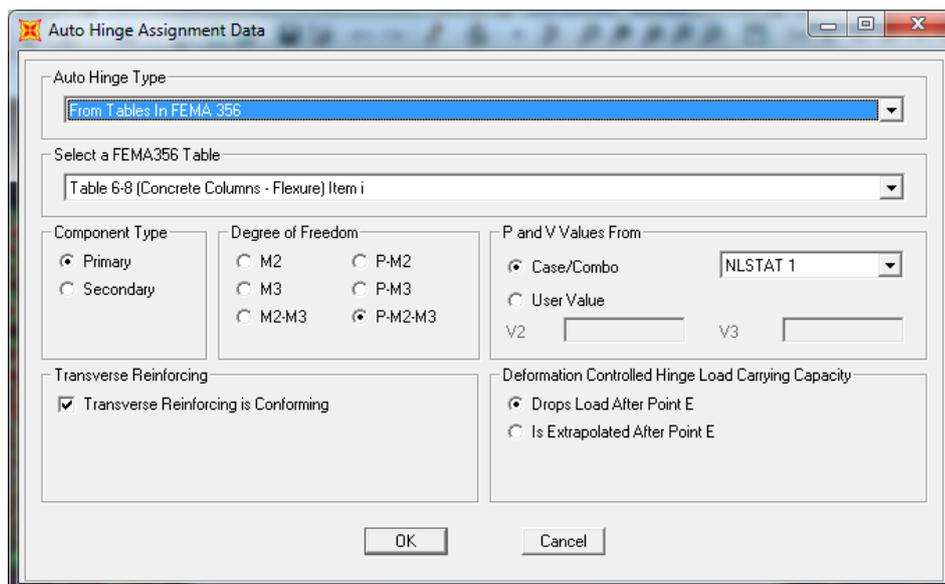


Figura 129. Secuencia para asignar rótulas plásticas a columnas
Fuente: Programa de Cálculo

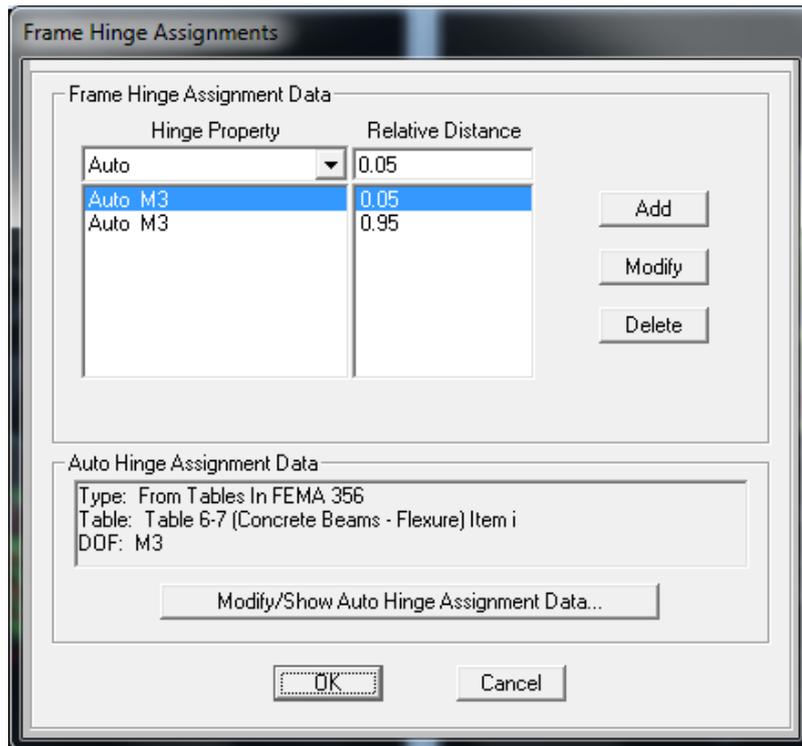


Figura 130. Secuencia para asignar rótulas plásticas a vigas

Fuente: Programa de Cálculo

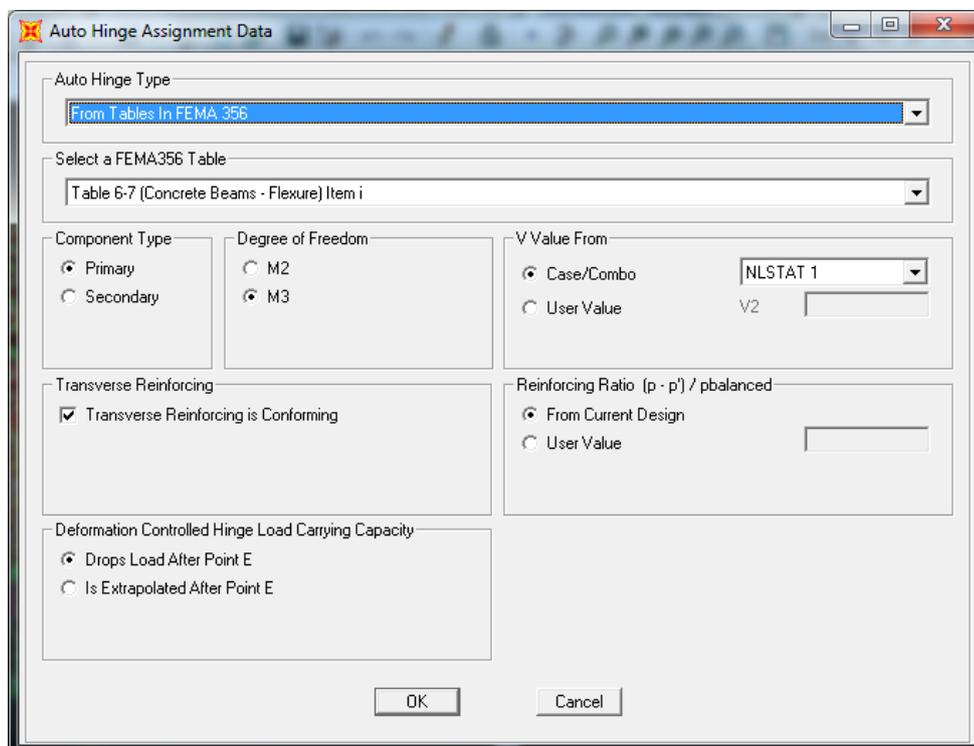


Figura 131. Secuencia para asignar rótulas plásticas a vigas

Fuente: Programa de Cálculo

Posteriormente se selecciona toda la estructura y se procede a discretizar las rótulas plásticas.

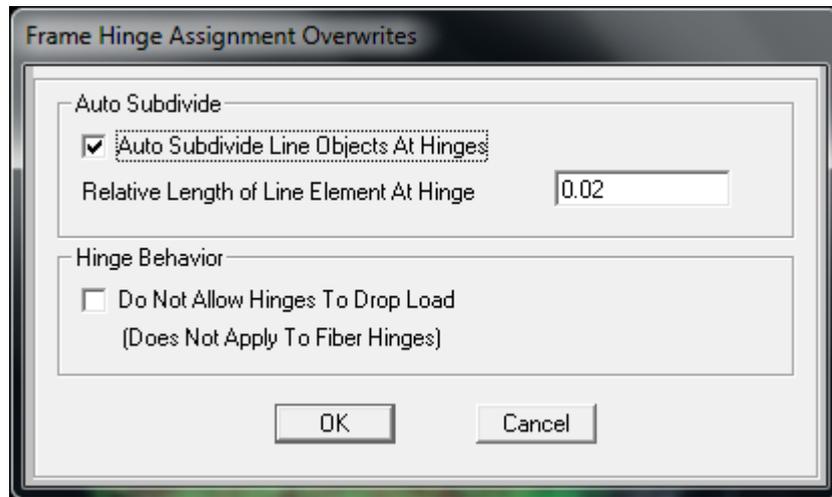


Figura 132. Discretización de Rótulas

Fuente: Programa de Cálculo

Finalmente en *SET LOAD CASES TO RUN* se escogen los casos de análisis, que serán los dos creados anteriormente (“NLSTAT 1” , “NLSTAT SISMO”) y el MODAL

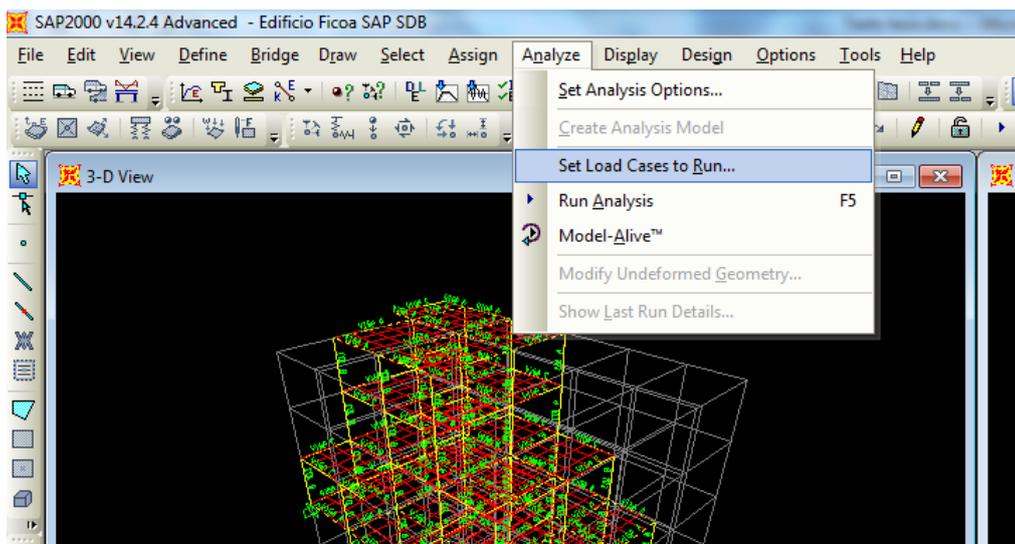


Figura 133. Selección de Casos de Análisis

Fuente: Programa de Cálculo

Y se corre el modelo hasta obtener el reporte del análisis completo.

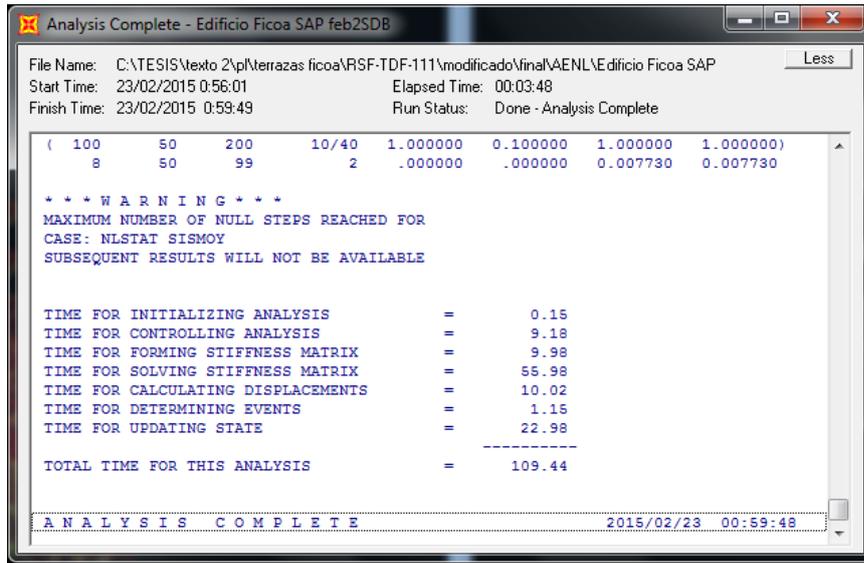


Figura 134. Reporte de análisis completo

Fuente: Programa de Cálculo

6.7.7.1. Curva De Capacidad (Corte Basal Vs. Desplazamiento)

Siguiendo la siguiente secuencia

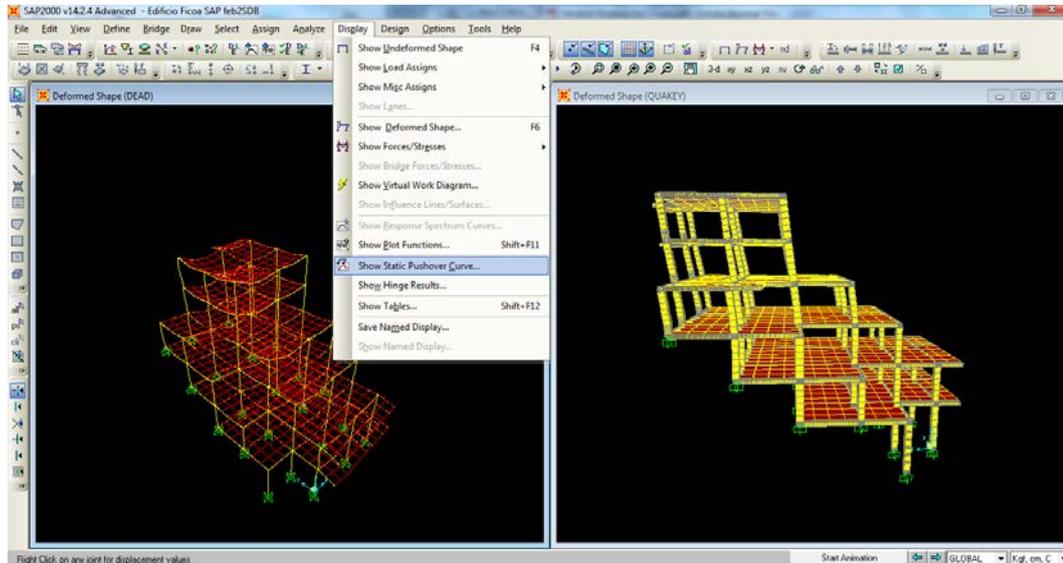


Figura 135. Secuencia para visualizar curva Pushover

Fuente: Programa de Cálculo

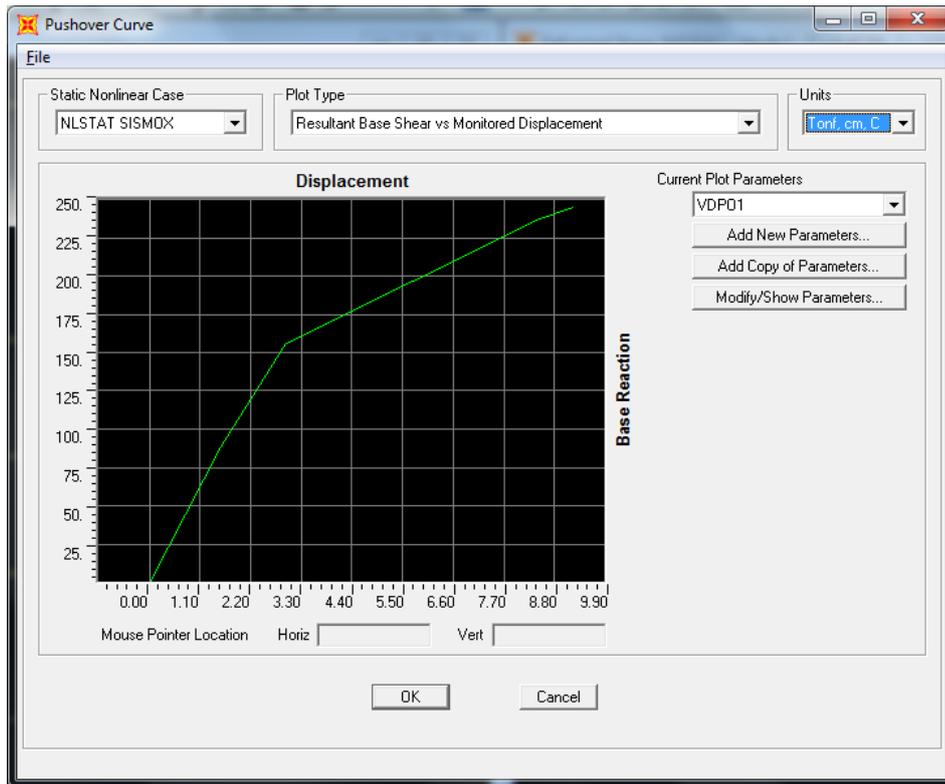


Figura 136. Secuencia para visualizar curva de capacidad sísmica resistente.

Fuente: Programa de Cálculo

Para visualizar la tabla de los puntos de la curva, en el botón *FILE/DISPLAY TABLAS*

Step	Displacement cm	Base Force Tonf	AtoB	BtoD	IDtoLS	LStoCP	CProC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0.003117	0.0000	412	0	0	0	0	0	0	0	412
1	1.537290	88.0267	411	1	0	0	0	0	0	0	412
2	2.966202	155.6806	391	21	0	0	0	0	0	0	412
3	8.473074	237.5884	323	61	28	0	0	0	0	0	412
4	9.214378	245.1214	318	64	29	0	0	1	0	0	412
5	9.221276	245.1659	318	64	29	0	0	1	0	0	412
6	9.226399	245.2159	318	64	29	0	0	1	0	0	412
7	9.226410	245.2161	318	64	29	0	0	1	0	0	412
8	9.226410	245.2161	318	64	29	0	0	1	0	0	412
9	9.226410	245.2161	318	64	29	0	0	1	0	0	412
10	9.226410	245.2161	318	64	29	0	0	1	0	0	412
11	9.226410	245.2161	318	64	29	0	0	1	0	0	412

Figura 137. Tabla de la curva de capacidad sísmica resistente.

Fuente: Programa de Cálculo

Además se pueden visualizar los pasos en los que se van formando las rótulas hasta el colapso.

6.7.7.2. Punto de desempeño

Una vez obtenida la curva se procede a situar el punto de desempeño. Previo a esto, debe estar cargada la función del espectro con el que se va a analizar, según la teoría de ATC-40 y su Espectro de Capacidad.

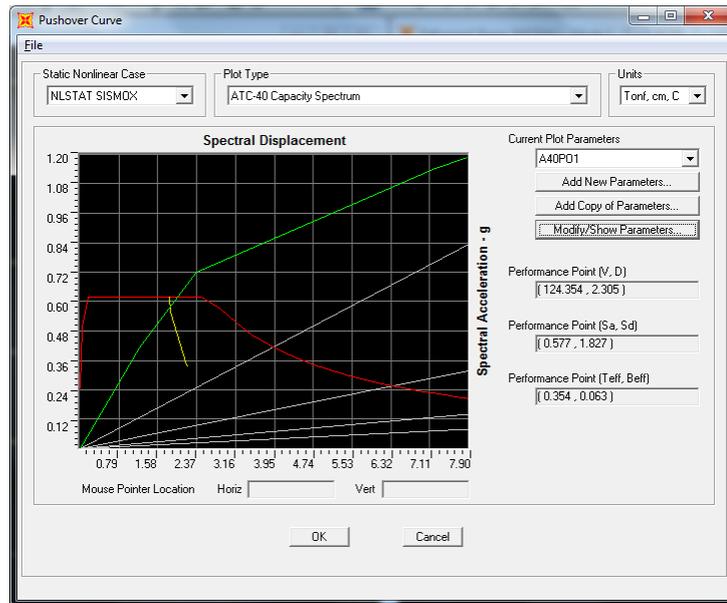


Figura 138. Espectro de Capacidad ATC-40

Fuente: Programa de Cálculo

Figura 139. Configuración de Parámetros para obtener punto de desempeño

Fuente: Programa de Cálculo

Para este caso no se uso coeficientes sísmicos debido a que disponemos de los espectros de respuesta para cada evento sísmico por lo tanto seleccionamos *Function* y cargamos el espectro correspondiente, el factor de escala “SF” es igual a 100 en unidades a Ton-cm.

Y se obtiene las coordenadas V,D (124.35 ton 2.31cm) para este caso.

6.7.7.3.Punto de Fluencia Efectiva (Dy , Vy)

A continuación se procede a sacar el punto de Fluencia Efectiva, aplicando el Método de Coeficientes del FEMA-356.

En esta ventana se visualiza la curva de capacidad y el modelo bilineal que está formado por dos rectas en donde el punto de intersección de las mismas es el punto de fluencia efectiva. Dicho punto marca el límite entre el rango elástico e inelástico.

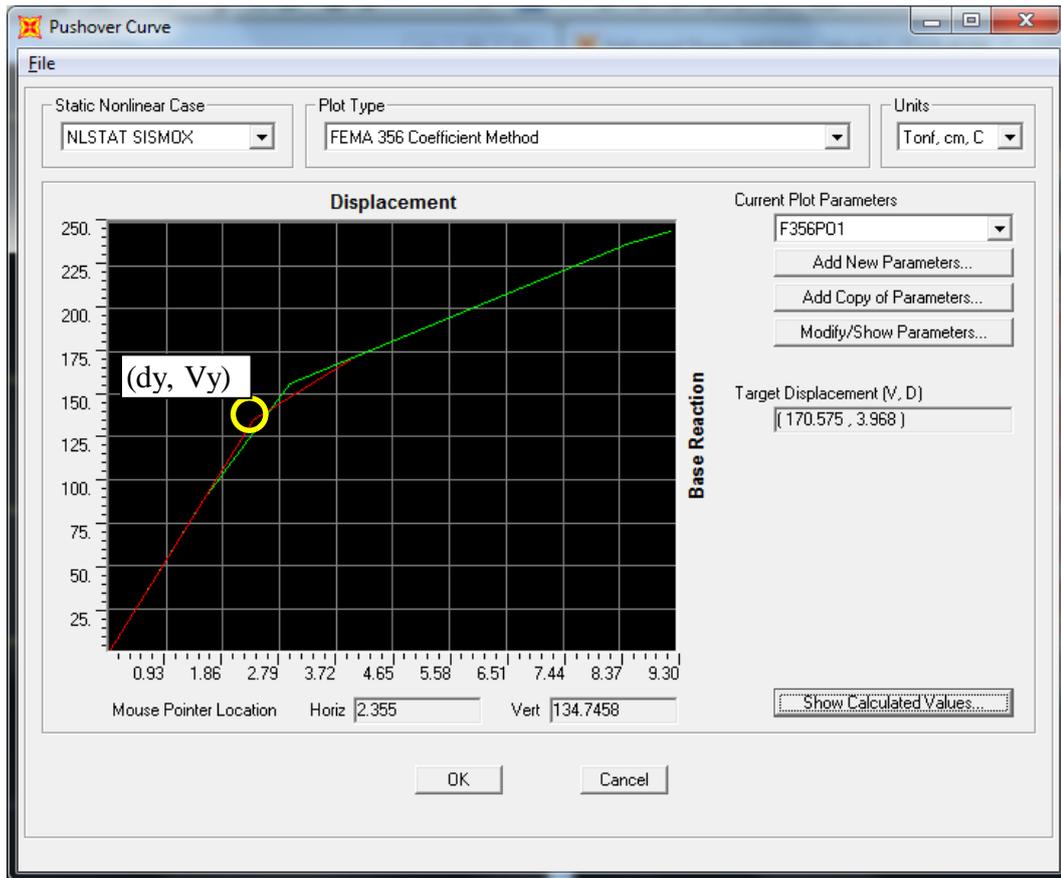


Figura 140. Fluencia Efectiva
Fuente: Programa de Cálculo

En el botón SHOW CALCULATE VALUES se puede ver los parámetros calculados

Item	Value
C0	1.2413
C1	1.093
C2	1.
C3	1.
Sa	1.
Te	0.3442
Ti	0.3442
Ki	57.261
Ke	57.261
Alpha	0.3857
R	5.3359
Vy	135.0232
Weight	720.4764
Cm	1.

Figura 141. Datos calculados con el método de coeficientes de FEMA 356

Fuente: Programa de Cálculo

Finalmente se puede decir que las coordenadas (d_y , V_y) del punto de fluencia dado por el programa es (2.35 cm, 135.02 ton),

6.7.7.4. Sectorización de la Curva de Capacidad Según Visión 2000

La estructura considerada para el análisis es una edificación básica, ya que esta será utilizada para residencia por tal motivo se debe alcanzar un Nivel:

- Totalmente Operacional para el Sismo Frecuente,
- Inmediatamente Ocupacional para un Sismo Ocasional,
- Seguridad de Vida para el Sismo Raro
- Prevención del Colapso para el Sismo Muy Raro.

Con el criterio propuesto por el Comité VISION 2000, la curva de capacidad puede ser dividida en sectores basados en los niveles de desempeño antes descritos. Para sectorizar la curva de capacidad, el primer paso es simplificar la curva a un modelo bilineal junto con señalar el punto de fluencia efectiva, el sector a la izquierda de éste punto representa el primer sector de los cinco totales. Como segundo paso, consiste en dividir el rango inelástico de la curva simplificada en los cuatro sectores restantes. En la Fig. 135. se muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes.

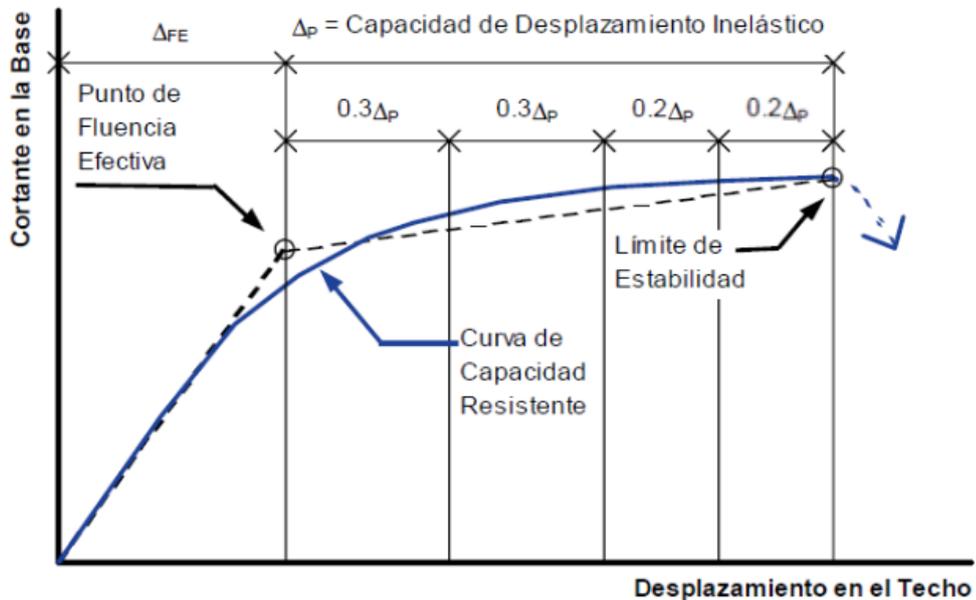


Figura 142. Niveles de desempeño de Visión 2000

Fuente: Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1 %. (DÍAZ Leonardo y SANTOS Dennis, 2013). Pontificia Universidad Católica del Perú

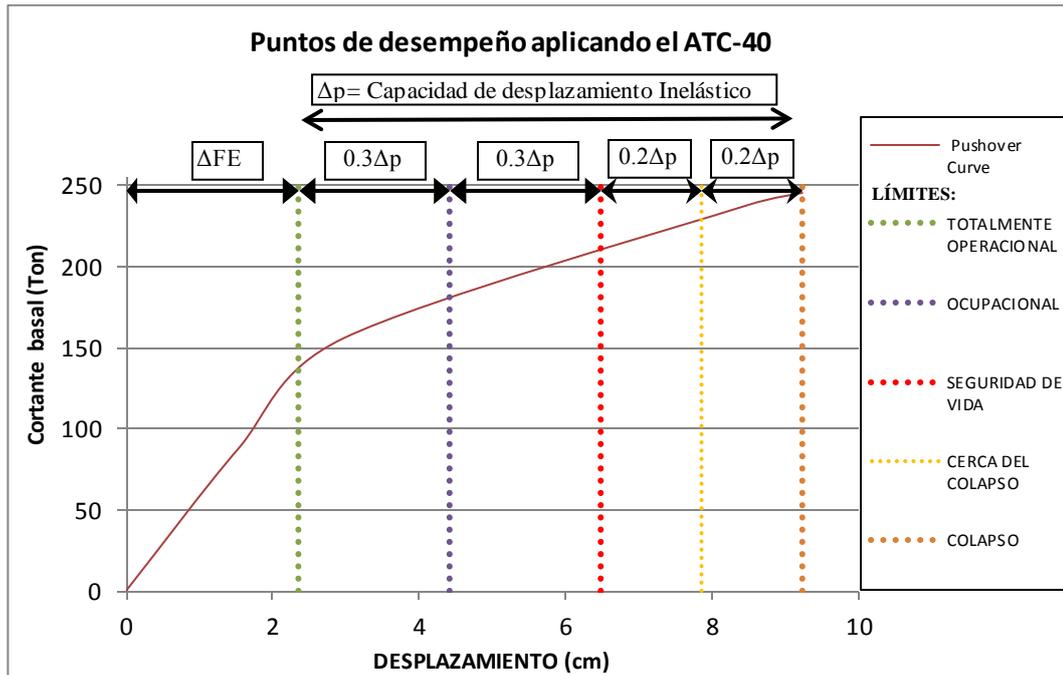


Figura 143. Sectorización de la Curva de Capacidad Según Visión 2000

Fuente: Elaboración Propia.

Para evaluar la estructura según los cuatro sismos propuestos por Visión 2000, se ha recurrido a las curvas de peligrosidad sísmica de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, tomando la correspondiente a la ciudad de Cuenca, por ser la más cercana a la estación sísmica con la cual se estableció el análisis inicialmente.

Se conoce que el período de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia, entonces se tendría:

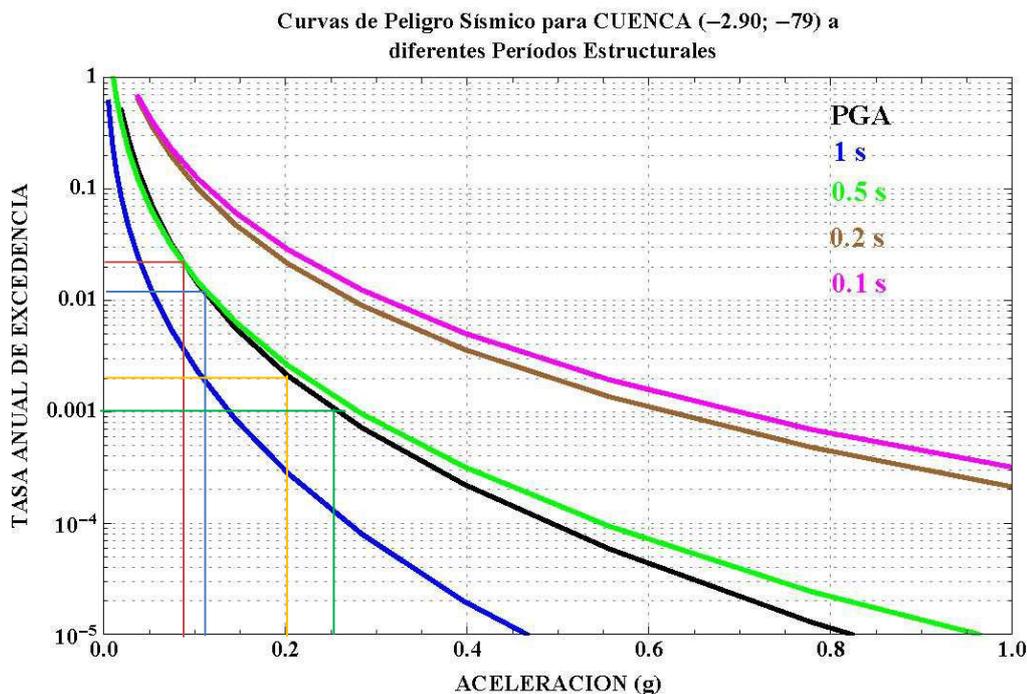


Figura 144. Curvas de peligro sísmico, Cuenca.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Nivel del movimiento sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)	Tasa anual de excedencia λ	Aceleración sísmica esperada en roca (g)
Frecuente	43	50% en 30 años	0.023	0,09
Ocasional	72	50% en 50 años	0.014	0,12
Raro	475	10% en 50 años	0.002	0,20
Muy Raro	970	10 % en 100 años	0.001	0,25

Tabla 48. Tasa anual de excedencia para cada sismo de diseño

Fuente: Elaboración Propia

Si se considera el valor Z, de zona dado por la NEC el sismo de diseño propuesto por la NEC sería el Muy Raro, aunque en el texto referente a la obtención del espectro se propone un sismo de diseño de 475 años que correspondería a un Sismo Raro.

Con estos valores se han obtenido los siguientes espectros:

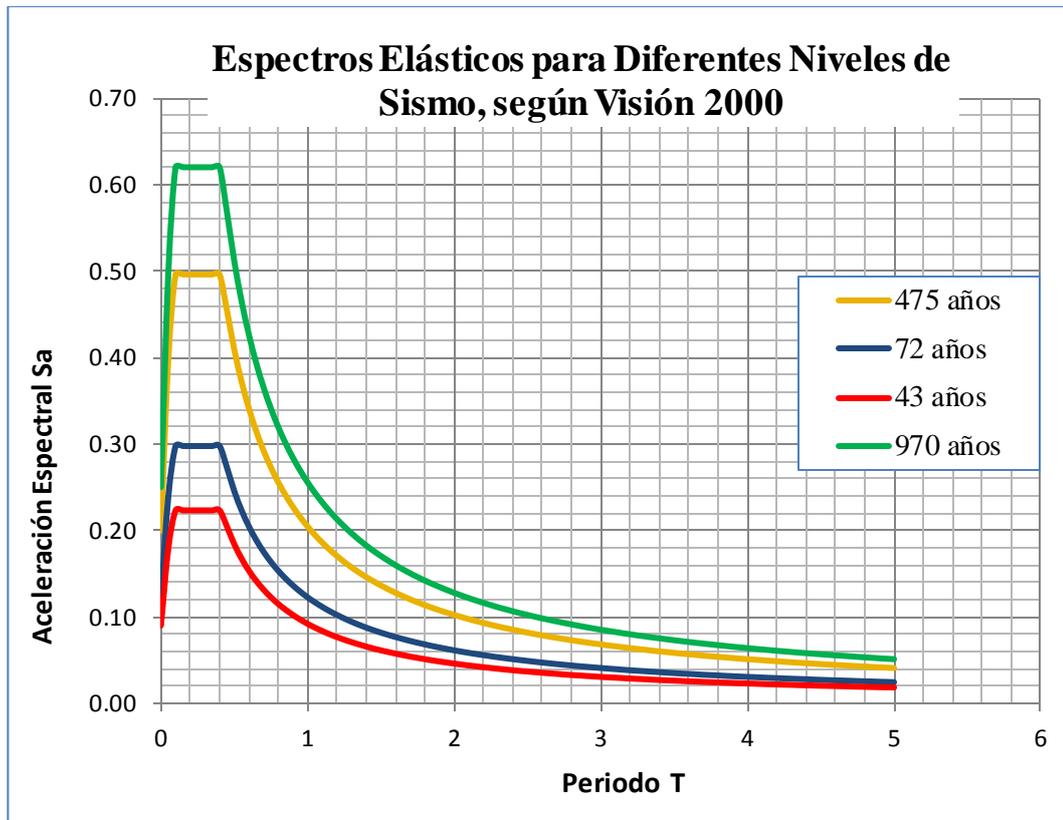


Figura 145. Espectros de Diferentes niveles de Sismos

Fuente: Elaboración Propia

Ubicación del ajuste propuesto entre los diferentes niveles de Sismo Ubicación del
ajuste propuesto entre los diferentes niveles de Sismo

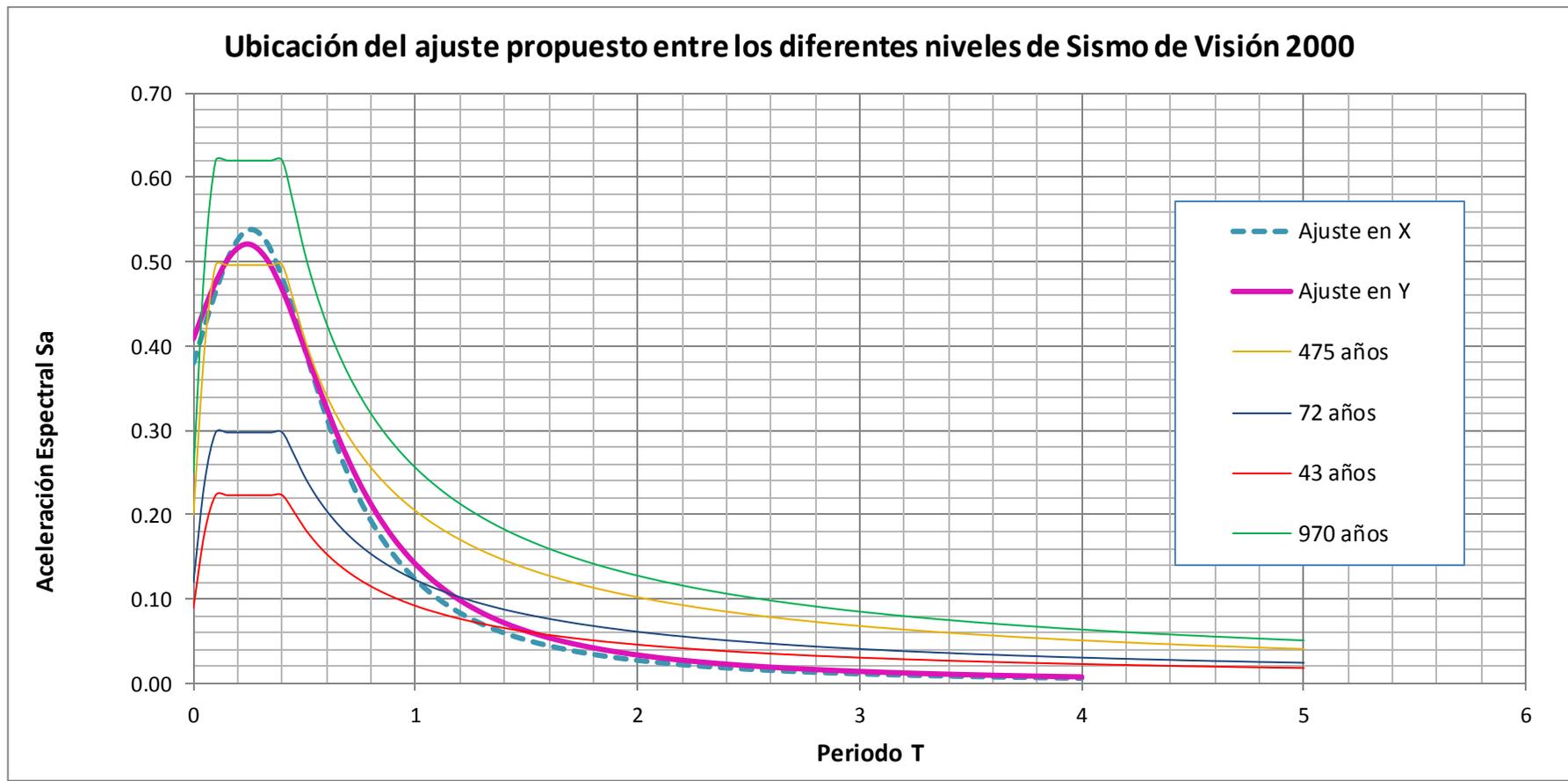


Figura 146. Ubicación del ajuste propuesto para las coordenadas horizontales del sismo entre los diferentes niveles de Sismo de Visión 2000

Fuente: Elaboración propia

Haciendo referencia a la Figura 146, se puede notar que el ajuste propuesto anteriormente (Figura 86 y Figura 87) para los espectros de las señales sísmicas corresponde a un sismo raro con un período de retorno de 475 años.

Con estas observaciones se puede decir que el análisis anteriormente propuesto utilizando la zona sísmica planteada de la NEC con una aceleración en roca de 0,25g para el lugar donde están registrados los sismos ha sido realizado para un sismo Muy Raro, si consideramos las curvas de peligro sísmico de la NEC. Con lo que se procede a realizar los chequeos para los otros tres niveles de sismo con un procedimiento totalmente parecido, y se obtuvieron los resultados detallados en las siguientes tablas:

SISMO FRECUENTE						Tr=43 años			
Piso	H Piso	dx	dy	d=d_n-d_{n-1}		Deriva			
	(m)	(cm)	(cm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2.80	1.415068	0.133018	0.421558	0.03867	0.151%	0.014%	OK	OK
5	2.80	0.99351	0.094348	0.612796	0.063071	0.219%	0.023%	OK	OK
4	2.80	0.380714	0.031277	0.380714	0.031277	0.136%	0.011%	OK	OK
3	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
2	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
1	3.50	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK

Tabla 49. Derivas para un sismo Frecuente

Fuente: Elaboración Propia

SISMO OCASIONAL						Tr=72 años			
Piso	H Piso	dx	dy	d=d_n-d_{n-1}		Deriva			
	(m)	(cm)	(cm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
6	2.80	1.886918	0.177363	0.562124	0.051561	0.201%	0.018%	OK	OK
5	2.80	1.324794	0.125802	0.817134	0.084098	0.292%	0.030%	OK	OK
4	2.80	0.50766	0.041704	0.50766	0.041704	0.181%	0.015%	OK	OK
3	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
2	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
1	3.50	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK

Tabla 50. Derivas para un sismo Ocasional

Fuente: Elaboración Propia

SISMO RARO									
Tr=475 años									
Piso	H Piso	dx	dy	d=d_n-d_{n-1}		Deriva		X-X	Y-Y
	(m)	(cm)	(cm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y		
6	2.80	3.1449	0.2956	0.9369	0.0859	0.335%	0.031%	OK	OK
5	2.80	2.208	0.2097	1.3619	0.1402	0.486%	0.050%	OK	OK
4	2.80	0.8461	0.0695	0.8461	0.0695	0.302%	0.025%	OK	OK
3	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
2	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
1	3.50	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK

Tabla 51. Derivas para un sismo Raro

Fuente: Elaboración Propia

SISMO MUY RARO									
Tr=970 años									
Piso	H Piso	dx	dy	d=d_n-d_{n-1}		Deriva		X-X	Y-Y
	(m)	(cm)	(cm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y		
6	2.80	3.9312	0.3695	1.1711	0.1074	0.418%	0.038%	OK	OK
5	2.80	2.7601	0.2621	1.7024	0.1752	0.608%	0.063%	OK	OK
4	2.80	1.0577	0.0869	1.0577	0.0869	0.378%	0.031%	OK	OK
3	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
2	2.80	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK
1	3.50	0	0	0	0	0.000%	0.000%	OK	OK

Tabla 52. Derivas para un sismo Muy Raro

Fuente: Elaboración Propia

Desempeño según Visión 2000

Para situar el nivel de desempeño se toma como referencia la tabla propuesta por el Comité de Visión 2000

Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Colapso
< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-	> 2.5% +/-

Tabla 53. Derivas de Piso recomendadas

Fuente: Comité Visión 2000

- Para un sismo frecuente tendrá un nivel operacional.
- Para un sismo ocasional y raro un nivel Inmediatamente ocupacional.
- Para un sismo muy raro tendrá seguridad de vida.

Nivel del movimiento sísmico	Nivel de desempeño de la edificación				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro		X			
Muy Raro			X		

Tabla 54. Desempeño de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

Como un detalle adicional en la gráfica (Figura 145) de los niveles de sismos propuestos por Visión 2000, se ha buscado encontrar si éstos guardan una distribución lineal en lo que a su escalamiento se refiere, siendo aseverativa esta presunción presentada en la Figura 147. Encontrando a partir del sismo raro y muy raro; factores con los que se llegarían a obtener los espectros de los demás niveles de sismos, así:

Si usamos las curvas de peligrosidad sísmica de Cuenca, el verdadero valor para el sismo raro de 475 años de retorno la aceleración en roca es 0.20 g. Valor que termina siendo la primera coordenada en el eje de aceleraciones en la gráfica del espectro.

Con 0,20g podemos buscar el factor para obtener los demás espectros; por ejemplo para el sismo muy raro el primer valor de aceleración será 0,25 g (según las curvas de peligrosidad sísmica) entonces el factor será igual a:

$$f_e = \frac{Z_e}{Z_o}$$

Ecuación 40

Donde:

Z_e: Aceleración en roca correspondiente al sismo del que se desee obtener el espectro

Zo: Aceleración en roca correspondiente al sismo del que se tenga el espectro inicialmente.

$$f e = \frac{0.25g}{0.20g}$$

$$f e = 1.25$$

El factor encontrado se multiplica por cada uno de los valores de la columna aceleración del espectro inicial y se obtiene fácilmente los valores del espectro del nivel de sismo que se desee.

Factores a partir del Sismo Raro de Tr= 475 años		
Nivel de Sismo	Período de Retorno (Tr)	factor
Muy Raro	970 años	1.25
Sismo Ocasional	72 años	0.6
Sismo Frecuente	43 años	0.45

Tabla 55. Factores para obtener espectros de diferentes niveles de sismo a partir del espectro del Sismo Raro

Fuente: Elaboración propia

Factores a partir del Sismo Muy Raro de Tr=970 años		
Nivel de Sismo	Período de Retorno (Tr)	factor
Raro	475 años	0.8
Sismo Ocasional	72 años	0.48
Sismo Frecuente	43 años	0.36

Tabla 56. Factores para obtener espectros de diferentes niveles de sismo a partir del espectro del Sismo Muy Raro

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente figura se evidencia que las curvas tanto de los espectros calculados como los encontrados únicamente con un factor coinciden exactamente.

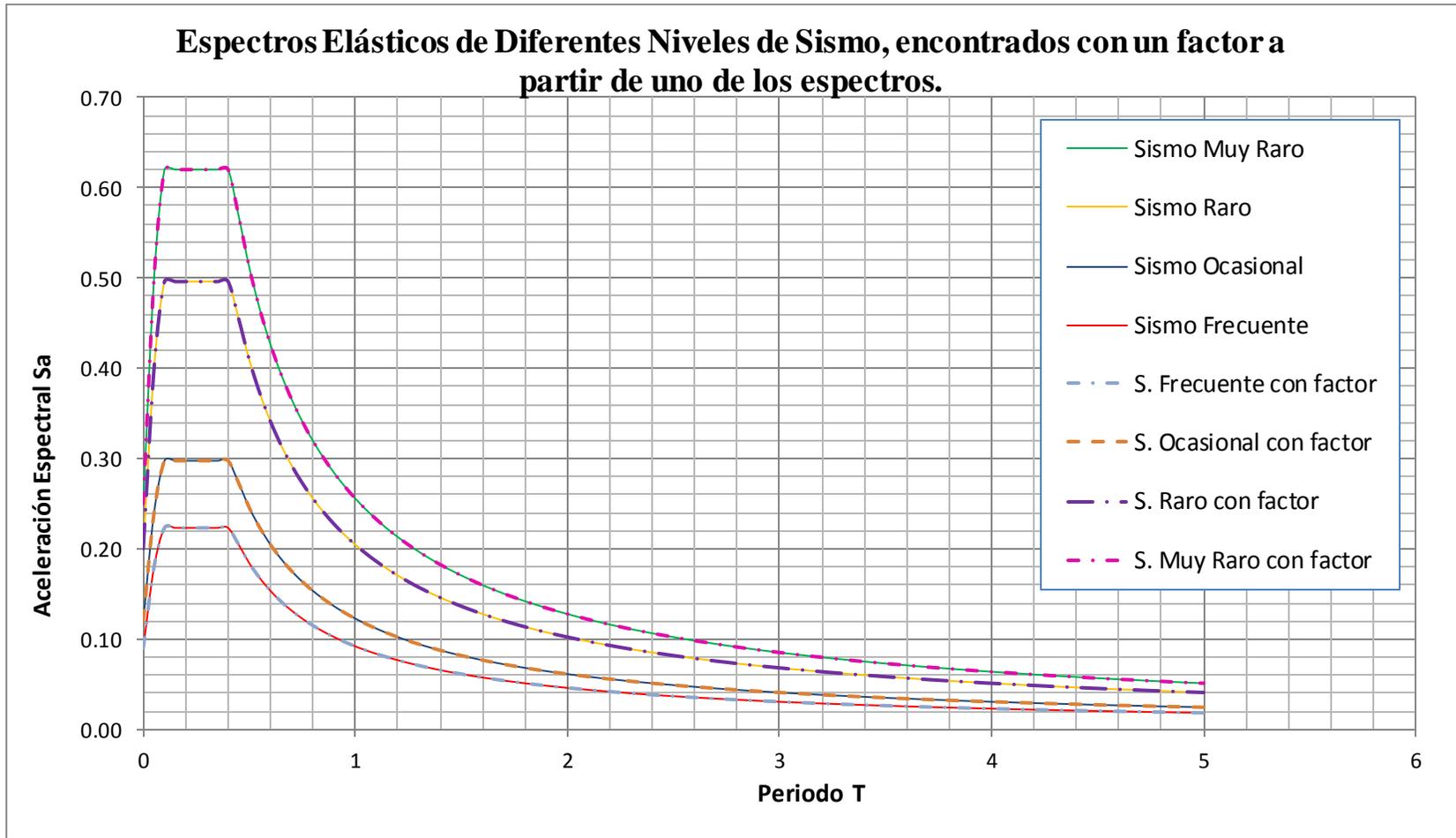


Figura 147. Comprobación de la relación lineal de los espectros de los diferentes niveles de sismos aplicando un factor.

Fuente: Elaboración propia

6.7.8. ESTADOS DE DAÑO DEFINIDOS POR HAZUS/ RISK-UE

Los estados de daño se definen por separado para los sistemas estructurales y no estructurales de un edificio. El daño es descrito por uno de los cuatro estados de daño discretos: leve, moderado, extenso o completo, y el colapso como subconjunto de daño estructural completo. Por supuesto, el daño real del edificio varía como una función continua de la demanda terremoto. Gamas de daño se utilizan para describir el daño del edificio, ya que no es práctico tener una escala continua, y estos estados de daño proporcionan al usuario una comprensión de la condición física del edificio. Funciones de pérdida se relacionan la condición física del edificio a varios parámetros de pérdida (es decir, la pérdida económica directa, bajas y pérdida de la función). Por ejemplo, la pérdida económica directa debido al daño moderado se supone que corresponden a 10% del valor de sustitución de componentes estructurales y no estructurales, en promedio.

Los cuatro estados de daño de la metodología de FEMA / NIBS son similares a los estados de daño definidos en Rendimiento esperado Sísmico de Edificios [EERI, 1994], salvo que las descripciones de los daños varían para cada tipo de edificio modelo basado en el tipo de sistema estructural y material. La Tabla 57 proporciona estados de daño estructural para W1 edificios (madera marco de la luz) típicos de la construcción convencional utilizado para viviendas unifamiliares.

Estado de daño		Descripción
	Leve	Grietas de yeso pequeñas en las esquinas de las aberturas de puertas y ventanas y las intersecciones de pared y techo; pequeñas grietas en las chimeneas de mampostería y chapas de mampostería. Pequeñas grietas se supone que son visibles con una anchura máxima de menos de 1/8 de pulgada (grietas más amplias de 1/8 de pulgada se conocen como grietas "grandes").

	Moderado	Grandes grietas de yeso o de placas de gypsum en las esquinas de las aberturas de puertas y ventanas; pequeñas grietas diagonales a través de paneles de muros de corte exhibidas por pequeñas grietas en paneles de estuco y paredes de gypsum; grandes grietas en las chimeneas de ladrillo; caída de chimeneas de mampostería de altura
	Extenso	Grandes grietas diagonales a través de paneles de muros de corte o grandes grietas en las juntas de madera contrachapada; movimiento lateral permanente de pisos y techo; derrocamiento de la mayoría de las chimeneas de ladrillo; grietas en los cimientos; separación de placas y / o deslizamiento de la estructura sobre cimientos de umbral de madera.
	Completo	La estructura puede tener gran desplazamiento lateral permanente o estar en peligro inminente de colapso debido a paralizar el fallo de la pared o el fallo por carga lateral del sistema resistente; algunas estructuras pueden deslizarse y caer de la fundación; grandes grietas en cimientos. Se espera que el tres por ciento de la superficie total de los edificios con daño completo sea derrumbado, en promedio.

Tabla 57. Ejemplo de Estados de Daño - Luz-Frame de Edificios de madera (WI)

Fuente: HAZUS-MH MR1 (Multi-hazard Loss Estimation Methodology)

Advancedengineering building module technical and user's manual, Washington

D.C., National Institute of Building Sciences. USA (2012)

6.7.8.1.METODO LM2

“El método LM2 utiliza dos sistemas de modelos de resistencia y daño del edificio:

- Modelo de capacidad.
- Modelo de fragilidad.

Además de una adecuada representación de la demanda para cuantificar los potenciales daños a los edificios resultado de el previsto movimiento de la tierra.

Estos distinguen entre materiales de construcción, formas tradicionales de construcción, experiencia y tecnología utilizada así como los requerimientos del código. El modelo de la fragilidad predice las probabilidades condicionales para que una estructura clasificada en cierta topología, según el número de pisos que tenga, el material con el que fue construida y el nivel del código que rigió en su diseño; igual o exceda estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

El nivel y la cantidad de la frecuencia de la excitación sísmica controlan los niveles de respuesta máxima del edificio, o su desempeño. El método LM2, al igual que el procedimiento FEMA/NIBS (1997), expresa la entrada sísmica en términos del espectro de demanda, el cual esta basado en el 5% de amortiguamiento del espectro de respuesta especifica edificio-suelo, modificado para tener en cuenta el comportamiento estructural por fuera del dominio elástico.

La representación entre la curva de capacidad (pushover) y el espectro de demanda es en la aceleración espectral (S_a , ordenada) y el desplazamiento espectral (S_d , abscisa) en el sistema coordinado. Este formato de presentación se refiere como ADRS (Aceleración Desplazamiento Espectros de Respuesta, Mahaney, 1993), o simplemente Espectro AD.”

Fuente: Niveles de Daño a Partir de un Análisis Pushover para una Estructura Aportricada de Concreto Reforzado. (ARÉVALO Juan y BERMÚDEZ William, 2007). Universidad Industrial De Santander, Facultad De Ingenierias Físico Mecánicas, Bucaramanga

6.7.8.1.1. DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO

El propósito de la evaluación de daños es la estimación de las pérdidas debido a la demanda sísmica incidente, para un solo edificio o para un grupo de edificios, esto se logra gracias a un análisis lo suficientemente detallado como para evaluar minuciosamente las características de vulnerabilidad (daño) del edificio o edificios para un nivel dado de demanda sísmica.

El procedimiento para definir los niveles de daño por medio después de un análisis pushover y usando la metodología LM2 del grupo RISK-UE será determinado así:

- Seleccionar la estructura representándola adecuadamente por las características: material de construcción, sistema estructural, geometría, cargas que serán aplicadas, entre otros, con esta información se realiza el modelo.
- Para el modelo del edificio definir la curva de capacidad y convertir este en espectro de capacidad usando un software de cálculo.
- Determinar para el sitio específico el espectro de demanda.
- Calcular la respuesta esperada del modelo del edificio (Comportamiento) por la intercepción de la capacidad y demanda espectral y determinar el punto de intercepción de la forma detallada anteriormente.
- Para el correspondiente modelo obtener los valores Δy y Δu y con la curva de capacidad utilizar los límites espectrales de la Tabla 58 para definir los rangos en los que se encuentran los niveles de daño definidos para el LM2.

Damage Grade	Definition	Displacement Limits (AUI)	Spectral Displacement Limits (UNIGE, CIMNE)
0	No damage	$\Delta < 0.7\Delta y$	$D < 0.7 D_y$
1	Slight damage	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05*\Delta u_y$	$0.7D_y \leq D < 1.0 D_y$
2	Moderate damage	$0.7\Delta y + 0.05*\Delta u_y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.20*\Delta u_y$	$1.0 D_y \leq D < D_y + D_{u_y}$
3	Extensive damage	$0.7\Delta y + 0.20*\Delta u_y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.50*\Delta u_y$	$D_y + D_{u_y} \leq D < D_u$
4	Very heavy damage	$0.7\Delta y + 0.50*\Delta u_y < \Delta < 0.7\Delta y + 1.00*\Delta u_y$	$D_u \leq D$
		$\Delta u_y = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y$	$D_{u_y} = 0.25*(D_u - D_y)$

Tabla 58. Parámetros de las curvas de fragilidad para edificios de concreto reforzado, especificaciones altas del código.

Fuente: RISK-UE

De la curva pushover, podemos obtener los valores de desplazamiento espectral (D_y , D_u) del espectro de capacidad y los valores de desplazamiento (Δy , Δu) de la curva de capacidad; con estos valores aplicamos las ecuaciones de la Tabla 58, y con ello obtener los intervalos en los que se encuentran cada nivel de daño.

$$\Delta y = 2.35 \text{ cm.}$$

$$\Delta u = 9.22 \text{ cm.}$$

$$\Delta u_y = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y \quad \text{Ecuación 41}$$

$$\Delta u_y = 6.653 \text{ cm.}$$

Con lo que aplicando las condiciones respectivas se tiene la gráfica siguiente:

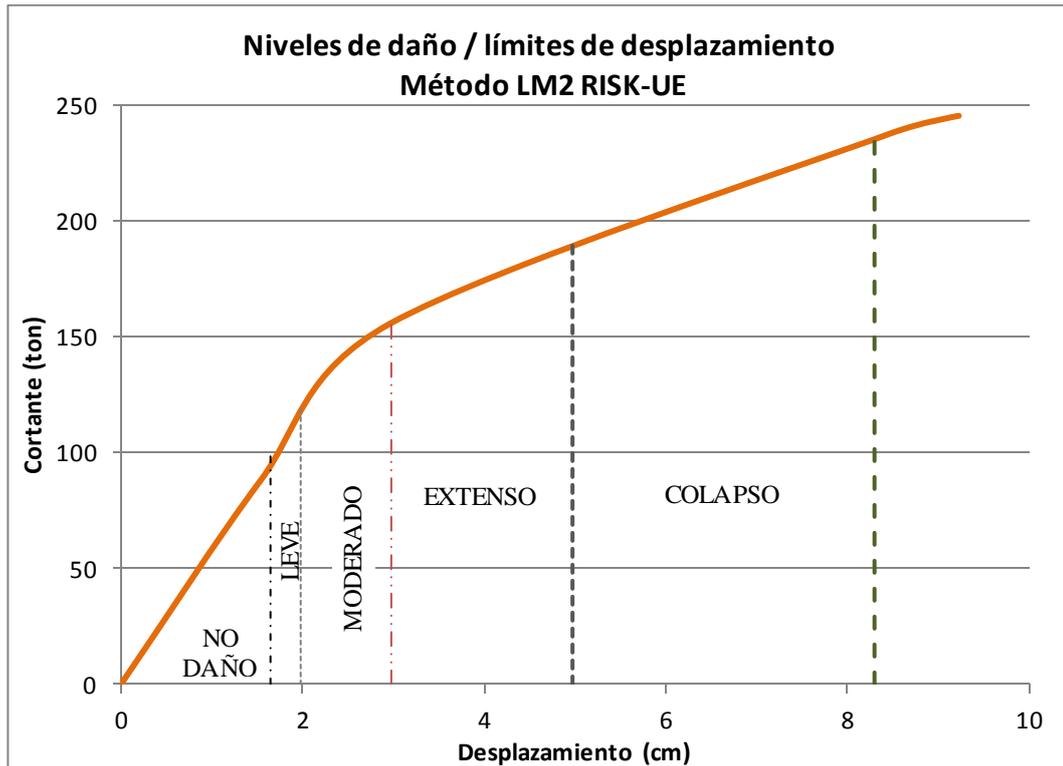


Figura 148. Límites de desplazamiento

Fuente: Elaboración Propia

6.7.9. EVALUACIÓN DEL FACTOR R

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas R , con el cual se pasa del espectro elástico al espectro inelástico, depende de una serie de variables, no muy detalladas en los códigos, lo que puede ocasionar que el proyectista estructural se encuentre diseñando para fuerzas sísmicas muy bajas ya que no seleccionó en forma apropiada el valor R .

Los espectros de diseño, prescritos en las normativas sísmicas tienen un período de retorno de 475 años, cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja durante la vida útil de la estructura. Por este motivo, es que se diseña pensando que la estructura va a sufrir daño ante el espectro de diseño pero no va a colapsar, ya que la misión fundamental de todo profesional es salvar vidas

Por lo tanto, ante el sismo prescrito en las normativas de diseño, se espera daño en la estructura y para ello el proyectista estructural debe conferirle suficiente ductilidad μ , debe proporcionarle una adecuada sobre resistencia y redundancia.

6.7.9.1.COMONENTES DEL FACTOR R

En las últimas dos décadas se ha realizado un gran trabajo para cuantificar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R y se tienen varias formulaciones con sustento teórico y experimental. Una de ellas reconoce que el factor R es igual al producto de cuatro factores. Bertero et al (1991), Miranda (1997), Whittaker et al (1999).

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_{VG} R_R$$

Ecuación 42

Donde R_{μ} es el factor de reducción de resistencia por ductilidad, se lo obtiene en un sistema de un grado de libertad; es el factor de sobre resistencia definida como la capacidad última de la estructura con respecto a la capacidad de diseño; es un factor de reducción que toma en cuenta que el sistema tiene múltiples grados de libertad y es el factor de redundancia que indica la eficiencia de los elementos estructurales para transmitir cargas en el rango no lineal.

Existen otras propuestas, muy similares a la Ecuación 41., en la que cambian el factor por el factor de amortiguamiento ξ . Uang (1991), Whittaker et al (1999), Elnashai and Mwafy (2002).

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_{\xi} R_R$$

Ecuación 43

Cuando la estructura ingresa al rango no lineal, disipa energía por histéresis (daño). El factor de amortiguamiento ξ se incrementa conforme más se daña la estructura. El factor R_{μ} es un factor de reducción debido a disipación de energía y existen trabajos que consideran el amortiguamiento ξ en el valor de R_{μ} de tal

manera que se tiene un factor $R_{\mu\xi}$. Riddell y Newmark (1979). En otra palabras los factores R_{μ} y R_{ξ} pueden formularse en un solo factor $R_{\mu\xi}$.

El ATC-19 (1995) considera que el factor R es igual al producto de tres factores, pasando de la Ecuación 41 a:

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_R$$

Ecuación 44

Si en una estructura se aplican cargas monotónicas crecientes en cada uno de los pisos y se analiza con teoría elástica, la relación entre el cortante basal V y el desplazamiento lateral en el tope del edificio Δ es lineal y esto se lo ha representado en la Figura 149., con líneas entrecortadas. Analizar con teoría elástica significa que la rigidez del sistema nunca cambia por más que la estructura experimente desplazamientos considerables.

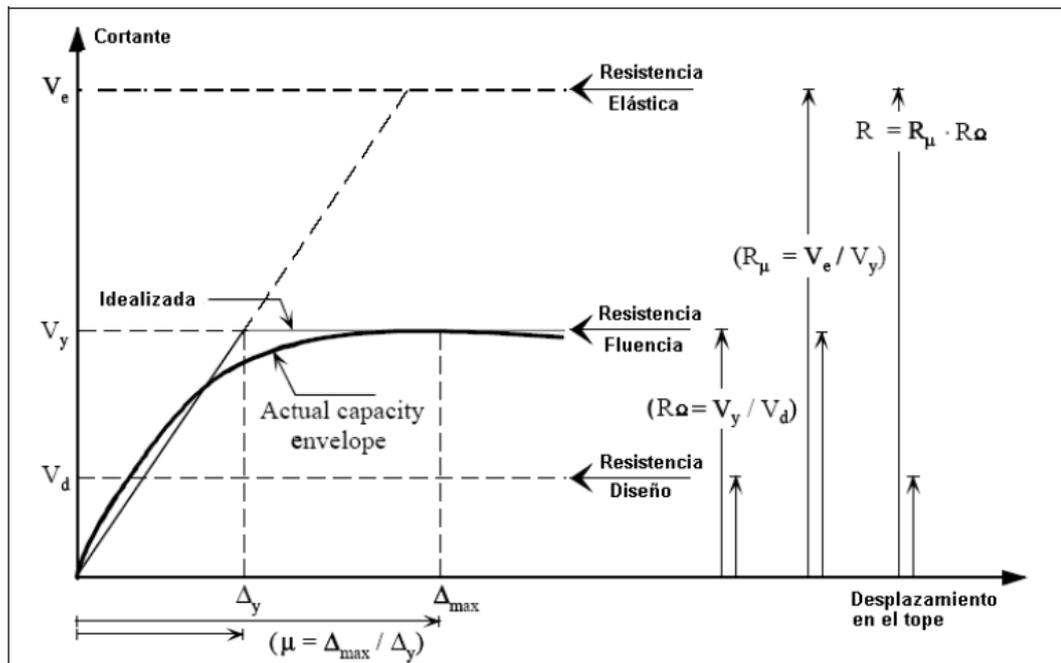


Figura 149. Curva de capacidad sísmica y factores R_{μ} y R_{Ω} . Mwfay y Elnashai (2002)

Fuente: Factor De Reducción De Las Fuerzas Sísmicas En Edificios De Hormigón Armado Sin Muros De Corte, (Aguar, Roberto. 2007).

Ahora bien, si se considera un modelo de análisis no lineal, en el cual va cambiando la rigidez del sistema de acuerdo al nivel de deformación de la estructura la relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral, tiene la forma indicada en la Figura 149, con línea continua. La pendiente en cualquier punto de la curva es la rigidez, la misma que va disminuyendo conforme se deforma la estructura.

En base a la curva, obtenida con análisis no lineal, se obtiene un modelo bilineal en el cual se define un punto de fluencia Y por las coordenadas Δ y V_y que son el desplazamiento y cortante de fluencia. Este modelo idealizado de dos rectas se lo encuentra aplicando algún criterio. Aguiar (2002). El criterio más utilizado es el de iguales áreas en el que se determina el punto Y como aquel en el cual el área de la curva continua, hallada con análisis no lineal, es aproximadamente igual al área del modelo bilineal idealizado.

En el modelo idealizado, el cortante de fluencia V_y es constante, de tal manera que por más que se deforme la estructura el valor del cortante es V_y . Ahora en la figura 1.3, se presentan las definiciones del factor de reducción por ductilidad R_μ y del factor de sobre resistencia R_Ω .

$$R_\mu = \frac{Ve}{Vy}$$

Ecuación 45

$$R_\Omega = \frac{Vy}{Vd}$$

Ecuación 46

Donde Ve es el cortante basal elástico, Vd es el cortante de diseño. En los próximos capítulos se va a tratar con detenimiento el cálculo de estos factores. Ahora lo que se pretende es visualizar estas definiciones.

Cuando se realiza el análisis sísmico a una estructura se obtienen fuerzas estáticas equivalentes que actúan a nivel de cada piso. La suma de estas fuerzas laterales

determina el cortante basal. Si se realiza un análisis elástico este cortante basal vale V_e .

Si se diseña la estructura para este cortante V_e no va a existir daño ante el sismo del análisis pero las fuerzas laterales van a ser muy altas. Ahora si estas se reducen por medio del factor R, las fuerzas laterales van a ser pequeñas pero existirá daño.

En la Figura 149, también se ilustra la definición de demanda de ductilidad μ como la relación entre el desplazamiento lateral máximo $\Delta_{máx}$ con relación al desplazamiento de fluencia Δ_y . Mientras mayor demanda tenga la estructura, mayor será su incursión en el rango inelástico y mayor será su daño.

Es conveniente que la estructura tenga suficiente capacidad de ductilidad pero durante un terremoto es conveniente que la estructura tenga una demanda de ductilidad baja para que el daño sea bajo.

Fuente: Factor De Reducción De Las Fuerzas Sísmicas En Edificios De Hormigón Armado Sin Muros De Corte, (Aguiar, Roberto. 2007). Primera Edición. Escuela Politécnica del Ejército. Valle de los Chillos, Ecuador

Con lo que siguiendo el procedimiento descrito en la Figura 149. Y adecuando la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal (pushover), se tiene:

Cuando se realizó el análisis sísmico la estructura y se obtuvo las fuerzas estáticas equivalentes que actúan a nivel de cada piso, también se calculó un Cortante Basal de diseño (con un factor R de la NEC) del que se puede obtener un Cortante elástico. El Cortante de fluencia V_y dado por el programa de cálculo.

$V_y = 135.02$ Ton

$V_d = 49.73$ Ton

$$V_e = V_d * R \quad \text{Ecuación 47}$$

Donde R (tablas -NEC) = 6

$$Ve = 49.73 * 6$$

$$Ve = 298.38 \text{ Ton}$$

Se hace necesario la aplicación de la siguiente fórmula dada en la NEC para el control de derivas inelásticas:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ecuación 48}$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia

$$R = \frac{\Delta_M}{0.75\Delta_E}$$

$$R = \frac{9.22 \text{ cm}}{0.75(2.35 \text{ cm})}$$

$$R = 5.23$$

Si se quiere tener los factores que componen el factor R se aplica la Ecuación 44 y la Ecuación 45 :

$$R_\mu = \frac{Ve}{Vy} = \frac{298.38 \text{ Ton}}{135.02 \text{ Ton}}$$

$$R_\mu = 2.21$$

$$R = R_\mu * R_\Omega$$

$$5.23 = 2.21 * R_\Omega$$

$$R_\Omega = 2.37$$

$$R_\Omega = \frac{Vy}{Vd}$$

$$2.37 = \frac{135.02}{Vd}$$

$$Vd = 56.97 \text{ Ton}$$

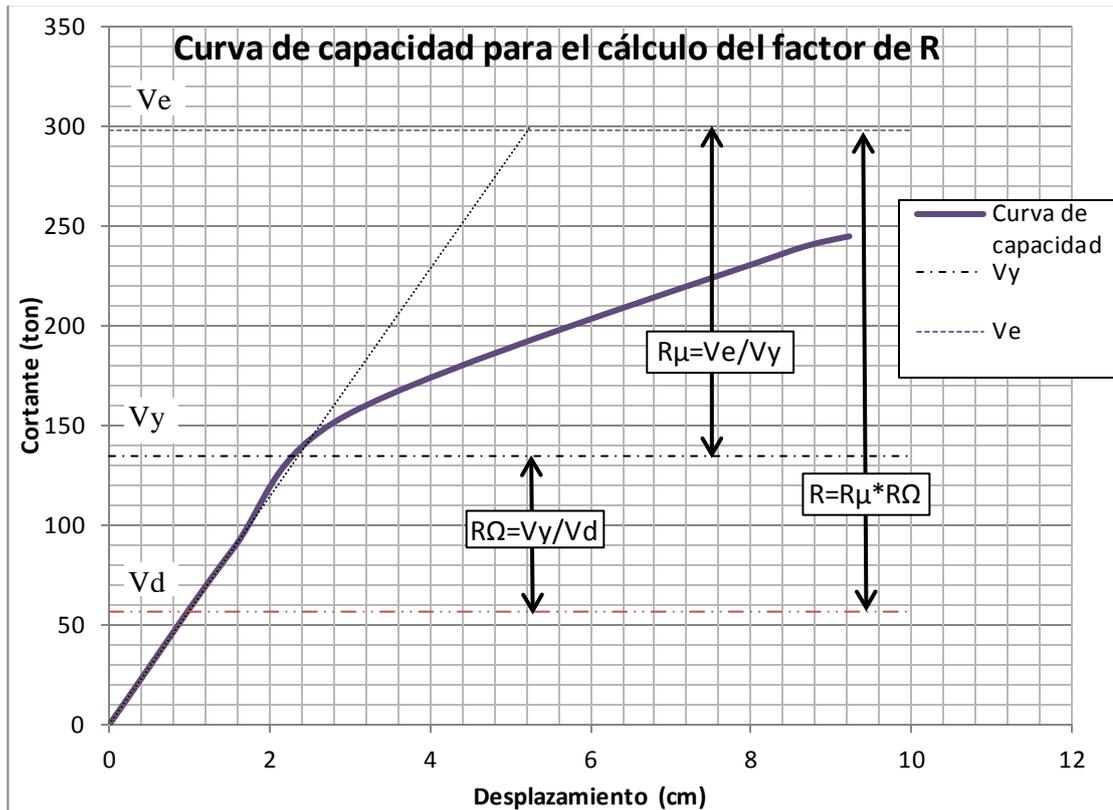


Figura 150. Curva de capacidad para el cálculo del factor R.

Fuente: Elaboración propia

6.7.10. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO PROBABLE DEL EDIFICIO MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA “PACT”

El software PACT es un programa creado por FEMA para evaluar edificaciones mediante la metodología propuesta por SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF BUILDINGS (FEMA P-58), y cuya descarga está disponible fácilmente en el sitio virtual de FEMA en la dirección: <https://www.atcouncil.org/36-projects/projects/85-atc-58-project>

A continuación se presentan los procedimientos necesarios para evaluar el comportamiento probable de un edificio para los diferentes tipos de evaluación y con diferentes métodos de análisis.

Cada uno de los tres tipos de evaluación (basado en intensidad, basado en el tiempo, y en el escenario) puede ser ejecutado utilizando el procedimiento de análisis simplificado o el más detallado método de análisis de respuesta no lineal en el tiempo.

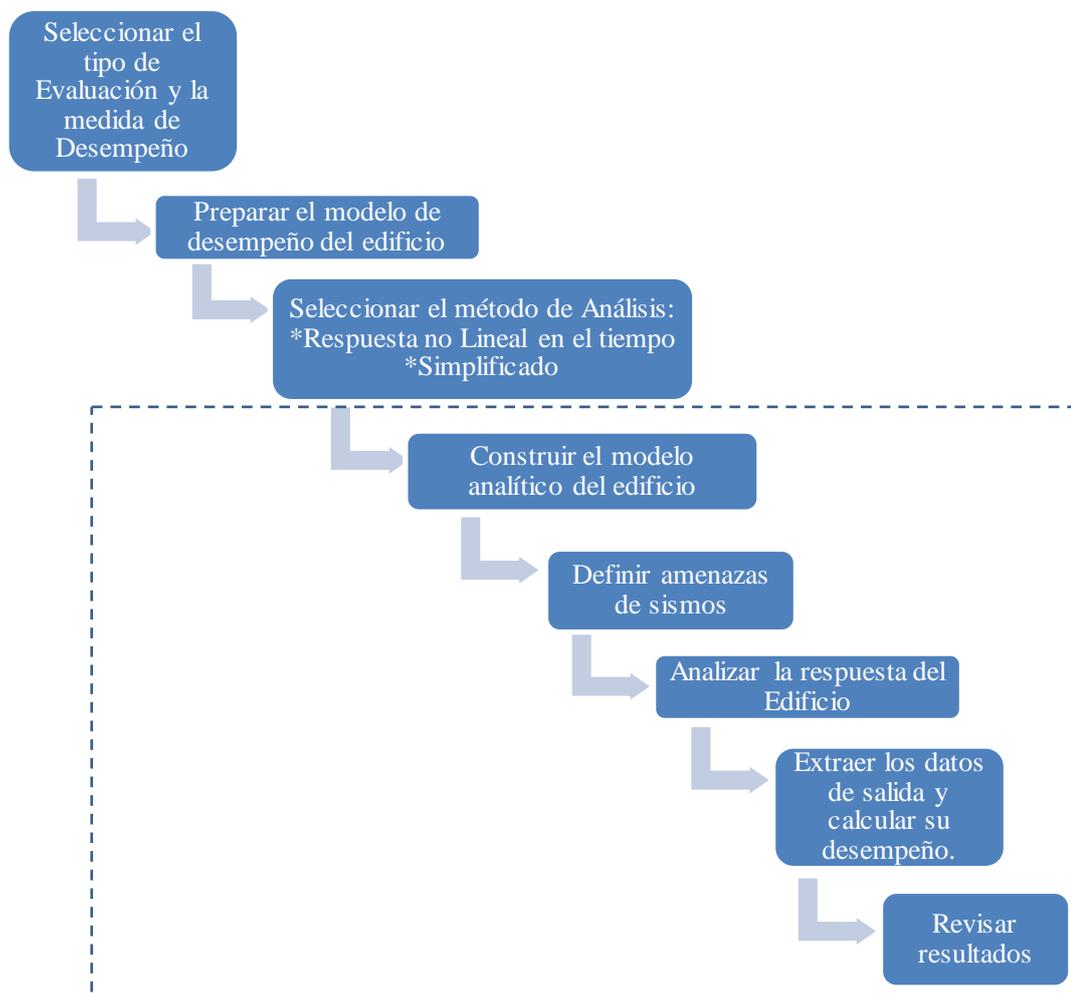


Figura 151. Procedimiento de evaluación de rendimiento que muestra las etapas previstas en esta investigación (cuadro remarcado)

Fuente: FEMA P-58 Vol. 2

6.7.10.1. MODELO ANALÍTICO DEL EDIFICIO

Se requiere un modelo analítico del edificio, tanto para la respuesta no lineal en el tiempo como para los enfoques de análisis simplificado. La metodología propuesta por FEMA P-58, recomienda lo siguiente:

6.7.10.1.1. Análisis de Respuesta no Lineal en el tiempo

Para su uso del análisis de respuesta no lineal en el tiempo, un edificio debe ser modelado como un conjunto de tres dimensiones de las componentes, incluidas de las fundaciones y de los suelos, según proceda. No se recomiendan dos dimensiones modelos, y si se usa, se requiere un modelo individual para cada una de las direcciones de respuesta primaria del edificio, con pares de movimiento de tierra aplican, de tal manera que un componente se utiliza en el modelo que representa la dirección 1 y el segundo en el modelo en representación de la dirección 2.

6.7.10.1.2. Análisis Simplificado

Análisis simplificado utiliza un modelo estructural elástico lineal y una estimación del límite elástico lateral del edificio para estimar la respuesta, y determinar la mediana de los valores estimados de las relaciones de deriva de piso pico, relaciones de deriva residuales, aceleración máxima de piso, y la velocidad pico de piso. Se supone desacoplada la respuesta del edificio a lo largo de los ejes principales de construcción horizontales. Se realizan Análisis separados para cada dirección de respuesta. El análisis simplificado supone lo siguiente:

- La Respuesta del edificio a lo largo de cada eje horizontal está desacoplado.

- El edificio es regular en planta y elevación (es decir, no hay discontinuidades sustanciales en rigidez y resistencia lateral).
- Las relaciones de deriva de piso no superen cuatro veces a la relación de deriva de rendimiento correspondiente.
- Las proporciones de deriva de piso son menos de 4%, más allá del cual los efectos $P-\Delta$ pueden llegar a ser importantes.
- El edificio está a menos de 15 pisos de altura, lo que minimiza el potencial de efectos de modos superiores significativos.

Si el edificio que está siendo evaluado no se ajusta a estos supuestos, el procedimiento simplificado puede producir resultados poco fiables.

6.7.10.1.3. Direccionalidad de la demanda

Los usuarios deben introducir la aceleración máxima piso, la velocidad, y el coeficiente de deriva de piso en PACT en cada dirección. PACT calcula la relación de deriva no direccional, velocidad y aceleración como 1,2 veces el máximo de los dos valores obtenidos en cada piso a lo largo de los dos ejes horizontales.

6.7.10.2. EVALUACIÓN BASADA EN INTENSIDADES

Las evaluaciones basadas en intensidad proporcionan una expresión del rendimiento probable de un edificio para una intensidad determinada de agitación del lugar donde está ubicado el edificio. La intensidad de agitación especificada está representada por un 5% de amortiguamiento del espectro de respuesta de aceleración elástica definida por el usuario.

6.7.10.2.1. Definir amenaza sísmica

La intensidad se caracteriza por pares de registros de movimientos sísmicos que se seleccionan y se escalan para la compatibilidad de un 5% de amortiguamiento de respuesta de aceleración elástica que representa la intensidad de agitación. El espectro se supone que representa la media geométrica de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento de tierra. La orientación para la selección y escala de movimiento de tierra está detalladamente explicado en FEMA P-58 Volumen 1.

En la Figura 152 se muestran los espectros a escala para un conjunto de 5 propuestas seleccionadas para la evaluación basada en la intensidad de una estructura con un intervalo de $T=0.5$ seconds. Los pares de movimiento de tierra fueron seleccionados con una forma espectral de media geométrica similar a la de destino (un código de espectro con $S_a(0,2) = 1,0$ g y $S_a(1,0) = 0,6$ g) en el rango de período de 0,1 segundos a 1,0 segundos. Para el conjunto seleccionado de las mociones y factores de escala, el valor medio de S_a para el conjunto de 98% del valor objetivo y sobre el rango de períodos (0,1 segundos a 1 segundo) la ordenada media del espectro media geométrica tiene un error de 1,5%. Hay que tener en cuenta que en cualquier período, algunos registros son sustancialmente más altos que el espectro objetivo y algunos, menos.

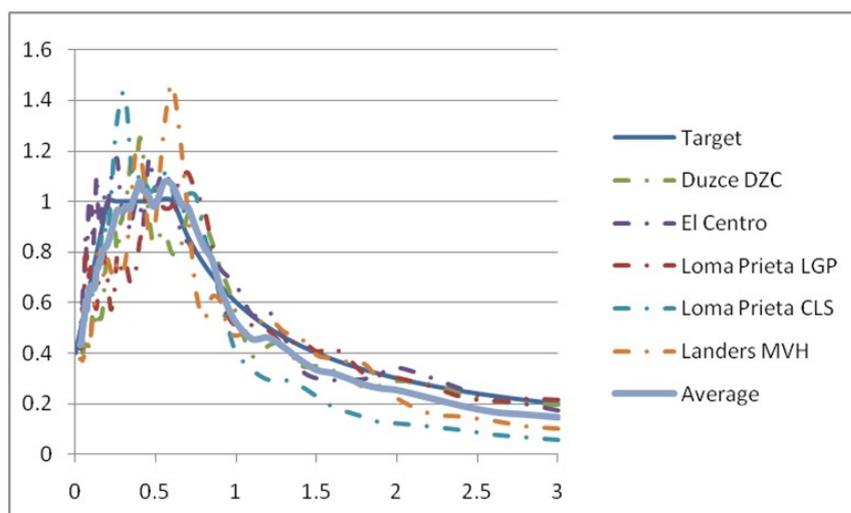


Figura 152. Ejemplo espectros para el conjunto reducido de 5 movimientos.

Fuente: FEMA P-58 Vol. 2

6.7.10.2.2. Analizar Respuesta del edificio

Cálculos de respuesta se realizan con los pares de movimiento n de suelo descritos en el punto anterior. Además se necesita obtener proporciones de picos transitorios de deriva, aceleraciones pico de piso, velocidades de pico total de piso, y los coeficientes de deriva residuales.

En este punto es necesario utilizar las siguientes tablas dadas por FEMA

Table 3-1 Default Descriptions and Values for β_c

Building Definition and Construction Quality Assurance	β_c
<p>Superior Quality, New Buildings: The building is completely designed and will be constructed with rigorous construction quality assurance, including special inspection, materials testing, and structural observation.</p> <p>Superior Quality, Existing Buildings: Drawings and specifications are available and field investigation confirms they are representative of the actual construction, or if not, the actual construction is understood. Material properties are confirmed by extensive materials testing.</p>	0.10
<p>Average Quality, New Buildings: The building design is completed to a level typical of design development; construction quality assurance and inspection are anticipated to be of limited quality.</p> <p>Average Quality, Existing Buildings: Documents defining the building design are available and are confirmed by visual observation. Material properties are confirmed by limited materials testing.</p>	0.25
<p>Limited Quality, New Buildings: The building design is completed to a level typical of schematic design, or other similar level of detail.</p> <p>Limited Quality, Existing Buildings: Construction documents are not available and knowledge of the structure is based on limited field investigation. Material properties are based on default values typical for buildings of the type, location, and age of construction.</p>	0.40

Tabla 59. Descripciones y valores predeterminados para β_c

Fuente: FEMA P-58 Vol. 2

Table 3-2 Default Descriptions and Values for β_q

Quality and Completeness of the Analytical Model	β_q
<p>Superior Quality: The numerical model is robust over the anticipated range of response. Strength and stiffness deterioration and all likely failure modes are explicitly modeled. Model accuracy is established with data from large-scale component tests through failure.</p> <p>Completeness: The mathematical model includes all structural components and nonstructural components in the building that contribute to strength or stiffness.</p>	0.10

<p>Average Quality: The numerical model for each component is robust over the anticipated range of displacement or deformation response. Strength and stiffness deterioration is fairly well represented, though some failure modes are simulated indirectly. Accuracy is established through a combination of judgment and large-scale component tests.</p> <p>Completeness: The mathematical model includes most structural components and nonstructural components in the building that contribute significant strength or stiffness.</p>	0.25
<p>Limited Quality: The numerical model for each component is based on idealized cyclic envelope curves from ASCE/SEI 41-06 or comparable guidelines, where strength and stiffness deterioration and failure modes are not directly incorporated in the model.</p> <p>Completeness: The mathematical model includes structural components in the seismic force-resisting system.</p>	0.40

Tabla 60. Descripciones y valores predeterminados para β_q

Fuente: FEMA P-58 Vol. 2

6.7.10.2.3. Introducir la respuesta y calcular el desempeño

Para la evaluación basada en la intensidad, PACT requiere la entrada de vectores n de la demanda, una para cada análisis, así como las cantidades de dispersión mencionados en puntos anteriores. Los vectores deben incluir valores para cada uno de los parámetros de la demanda que requiere el conjunto de grupos de actuación contenidas en el modelo de funcionamiento del edificio.

Fuente: FEMA P-58-2 / September 2012. Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 2 – Implementation Guide

6.7.10.3. Proceso para ejecutar en el programa la evaluación

Para llegar a analizar la estructura propuesta, ejecutamos el programa, cuyo entorno se presenta de la siguiente forma:

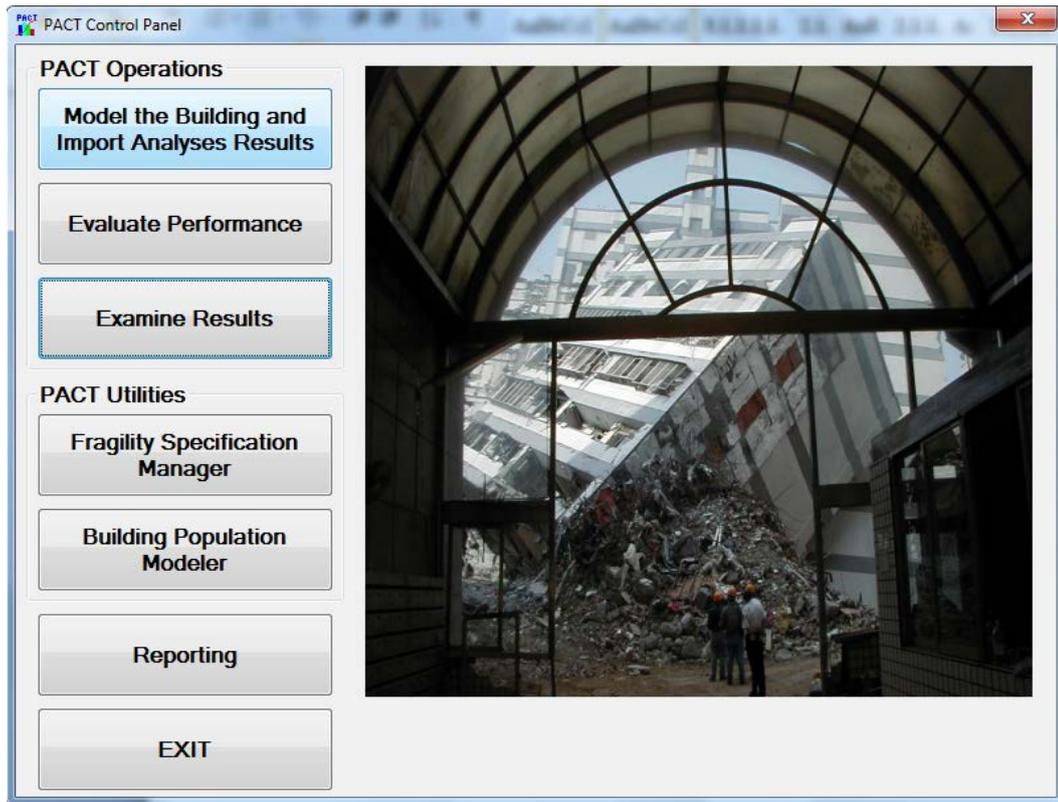


Figura 153. Entorno del Programa PACT

Fuente: PACT- FEMA

Si se activa el primer botón para modelar la edificación, se despliega una ventana como esta donde se da nombre al proyecto:

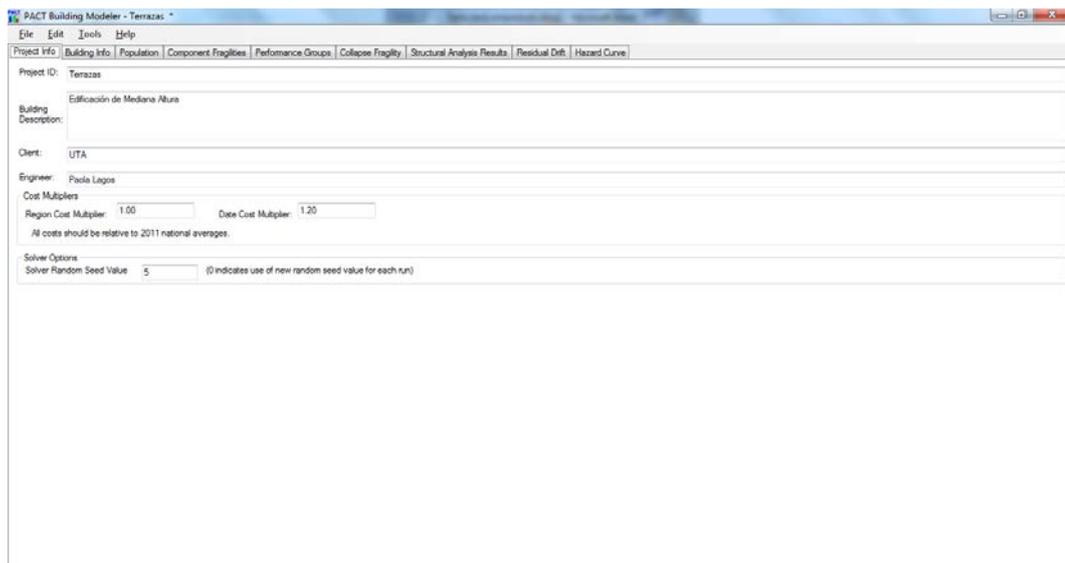


Figura 154. Ventana para ingresar los datos de la Edificación

Fuente: PACT- FEMA

Y a continuación se llenan las demás pestañas de dicha ventana de acuerdo a las características geométricas de la estructura, así como los valores explicados anteriormente, cuyo detalle puede encontrarse en FEMA P-58 Vol. 2, y con ello se obtienen las curvas presentadas a continuación:

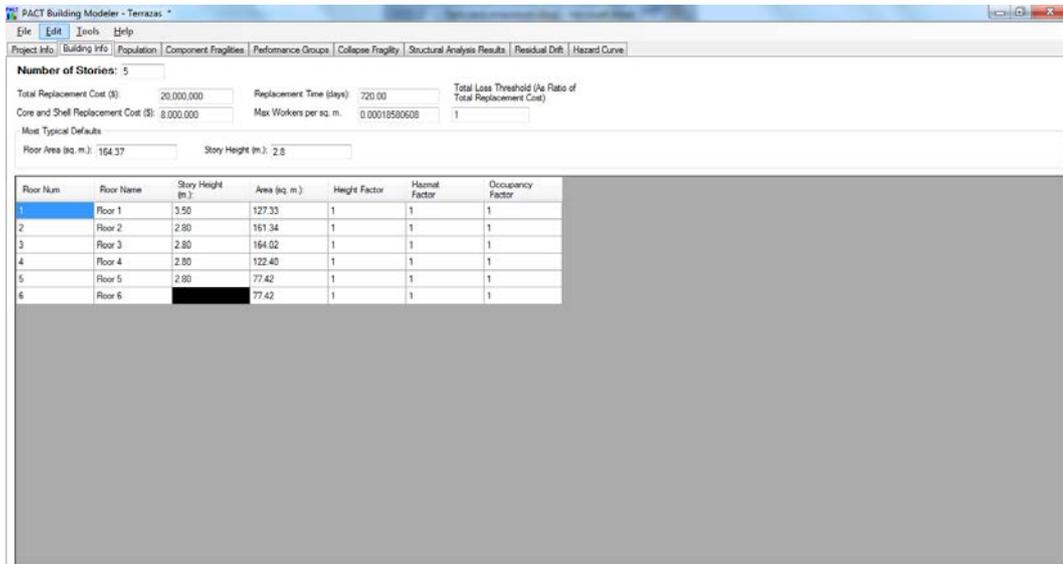


Figura 155. Ingreso de datos de la geometría del edificio

Fuente: PACT- FEMA

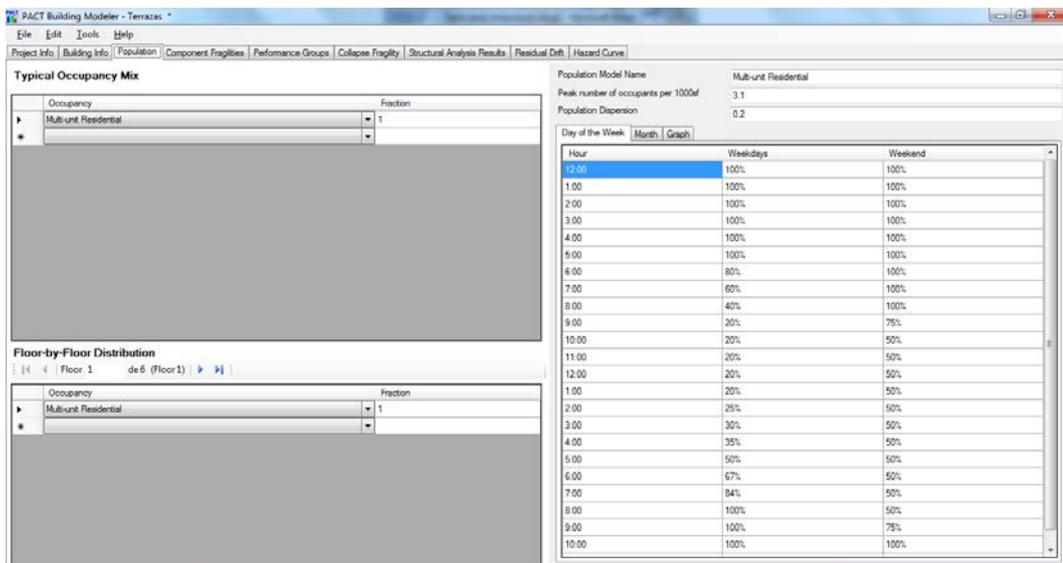


Figura 156. Determinación de la ocupación del Edificio

Fuente: PACT- FEMA

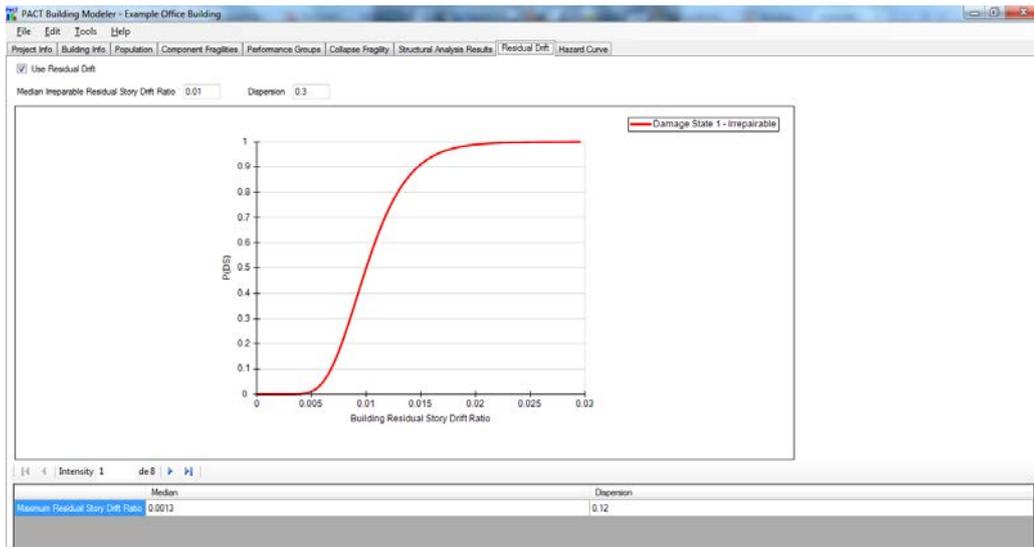


Figura 157. Deriva residual

Fuente: PACT- FEMA

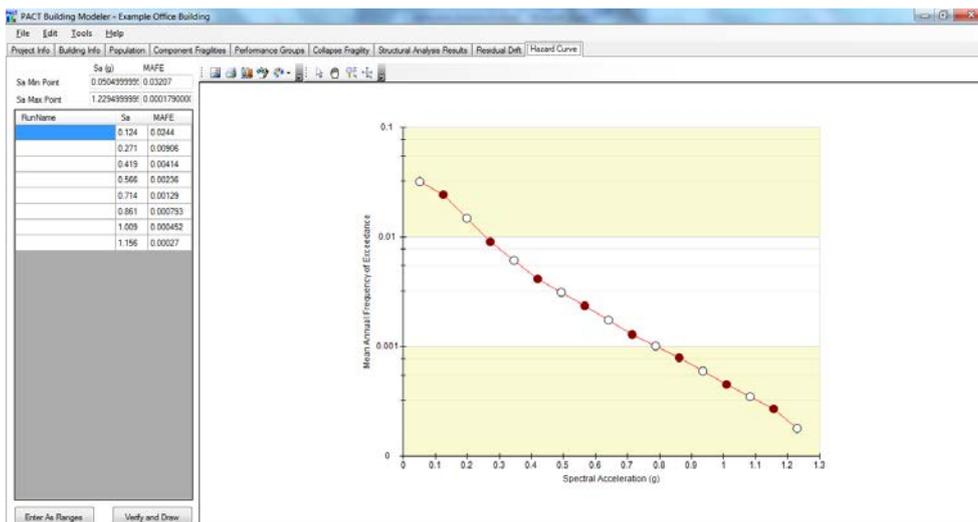


Figura 158. Curva de Riesgo según las ocho intensidades dadas inicialmente por

FEMA P-58

Fuente: PACT- FEMA

Después de darle todas las características de la edificación lo más real posible se elige la segunda opción de la ventana inicial del programa

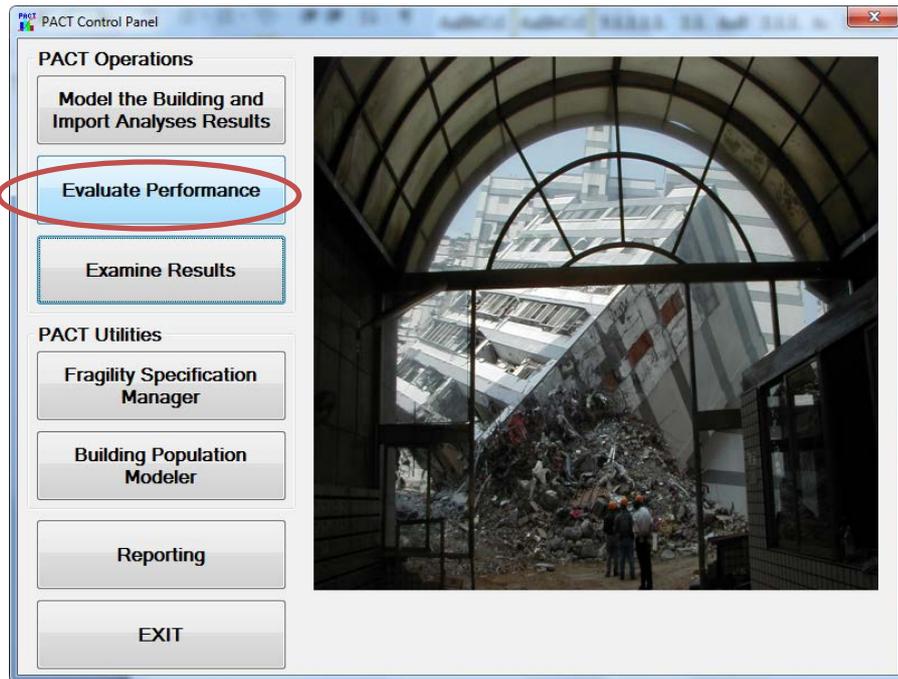


Figura 159. Proceso para evaluar comportamiento

Fuente: PACT- FEMA

En donde se despliega una ventana para correr el proyecto una vez que se abre el archivo correspondiente

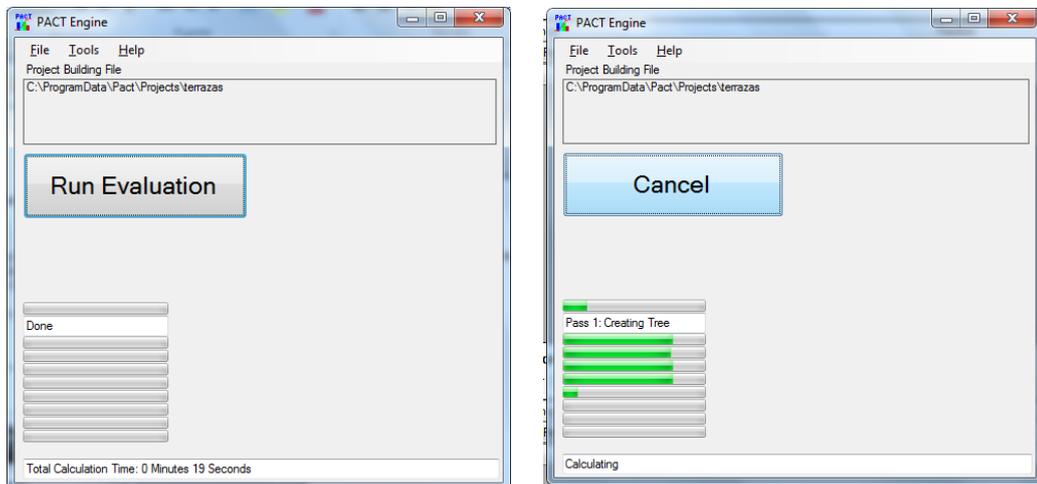


Figura 160. Secuencia para correr el programa

Fuente: PACT- FEMA

Con lo cual ya es posible examinar resultados haciendo clic en el tercer botón de la ventana principal inicial.

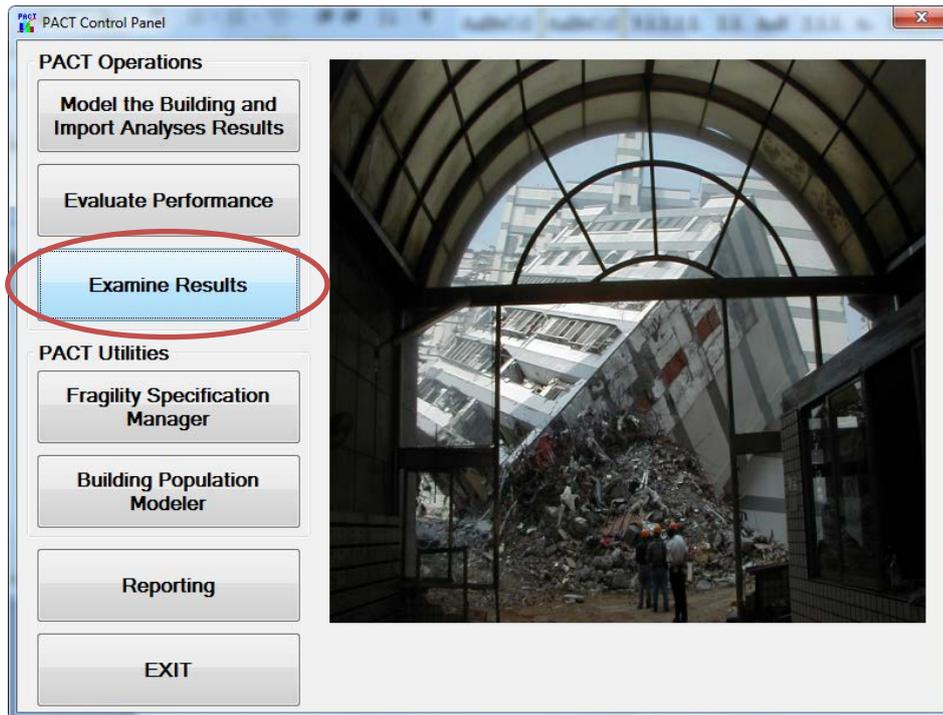


Figura 161. Proceso para examinar resultados

Fuente: PACT- FEMA

Con esta opción aparecerá una nueva ventana de los resultados obtenidos con los datos iniciales ingresados. En esta ventana se podrá visualizar datos como costos de reparación a las diferentes intensidades de sismo que haya ingresado, muertes en base al tipo de ocupación y los porcentajes asignados durante las 24 horas, tiempos de reparación, realizaciones de costos de reparación, tiempos de reparación y muertes probables.

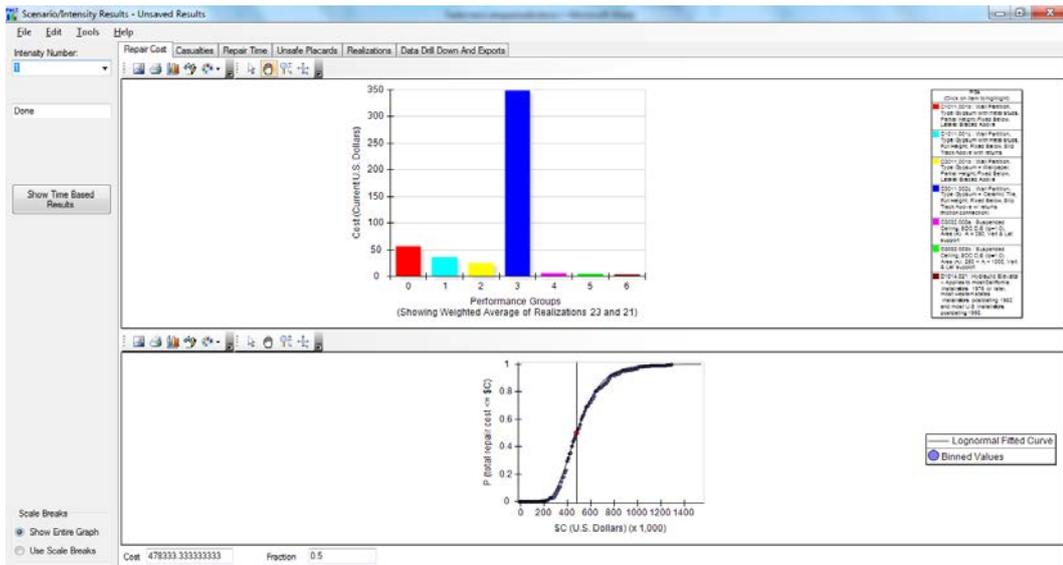


Figura 162. Ventana de Resultados de costos de reparación

Fuente: PACT- FEMA

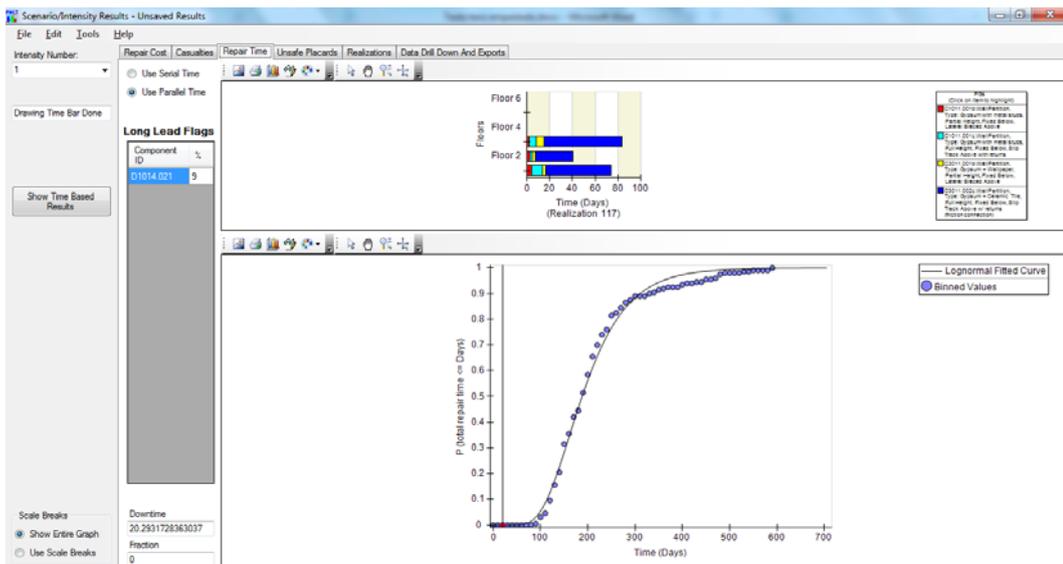


Figura 163. Ventana de Resultados de tiempos de reparación.

Fuente: PACT- FEMA

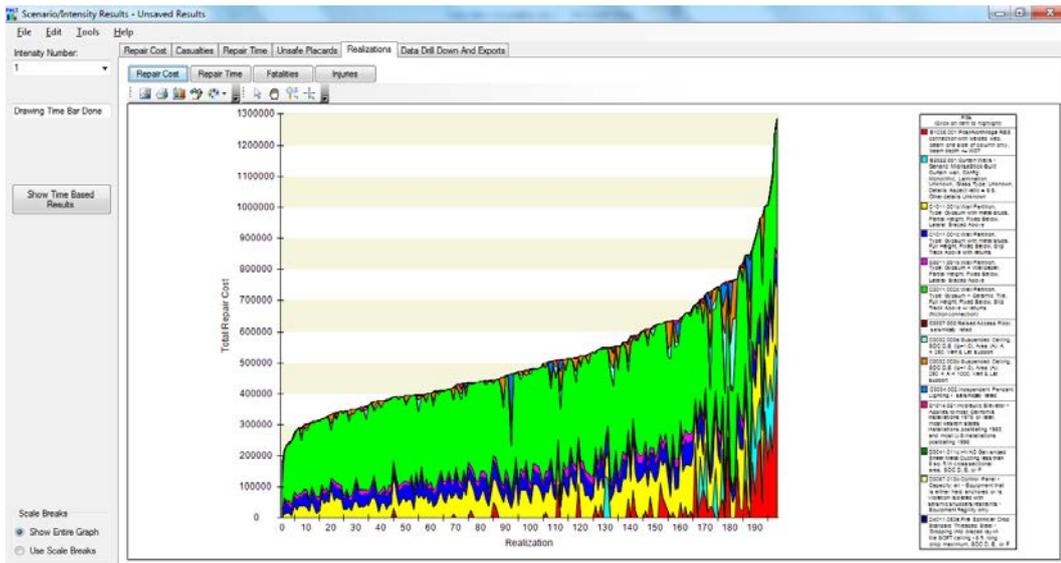


Figura 164. Ventana de Resultados de probabilidades de costos de reparación.

Fuente: PACT- FEMA

Finalmente PACT ofrece una sección de utilidades en donde se pueden exportar los archivos generados de acuerdo a la necesidad del usuario.

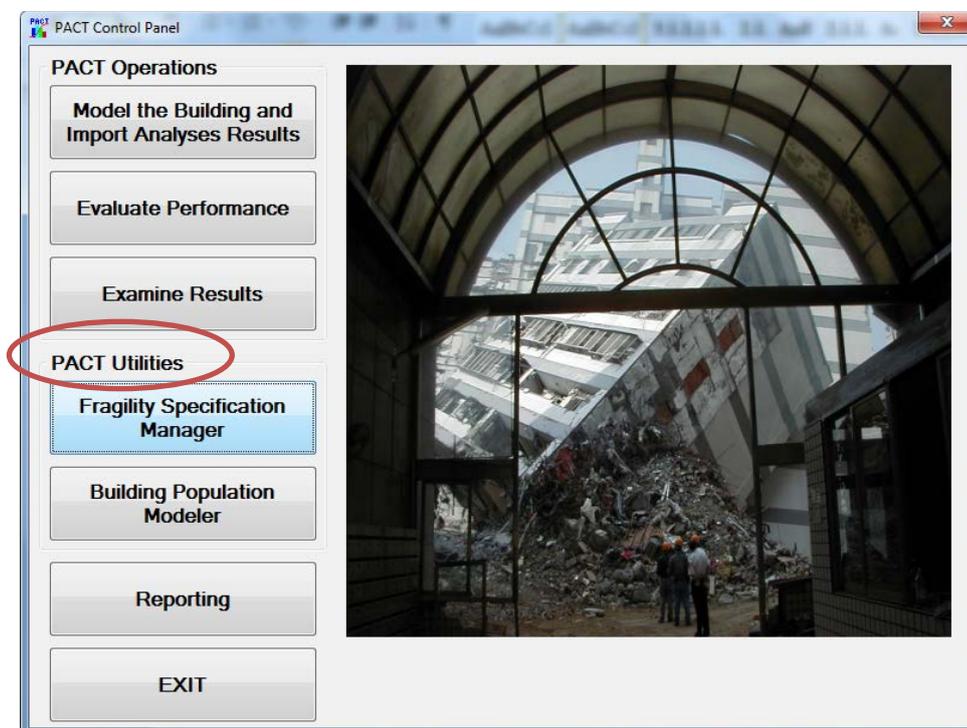


Figura 165. Utilidades de PACT

Fuente: PACT- FEMA

6.7.11. CONCLUSIONES

- Los registros sísmicos procedentes de la Red Sísmica del Austro utilizados son correspondientes a sismos de profundidad focal considerable y en un suelo rocoso por lo que fue necesario escalarlos.
- La curva de Peligrosidad Sísmica PGA de Cuenca, no guarda relación con la tasa de excedencia y aceleración adoptada para el sismo de diseño de 475 años propuesto por la NEC.
- El promedio de los espectros de respuesta procedentes de las señales sísmicas conserva la tendencia del espectro de diseño de la NEC en gran parte a pesar de tener valores un poco más bajos que el espectro de la Norma.
- Se optó por realizar un ajuste para el espectro de respuesta promedio de las señales sísmicas en un programa especializado en ajustes de curvas, donde el ajuste seleccionado fue escogido por ser la forma más cercana al espectro de la NEC teniendo los siguientes valores máximos frente a las Normas comúnmente usadas en el país.

COMPONENTES	AJUSTE	NEC	CEC
En x	0,54g	0,62g	0,75g
En y	0,52g	0,62g	0,75g
En z	0,39g	0,41g	0,50g

Tabla 61. Aceleraciones máximas de los espectros de la Figura 89, Figura 90 y

Figura 91

Fuente: Elaboración Propia

- El espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción tiene valores más altos de aceleración del por todas las consideraciones adicionales tabuladas, tales como los coeficientes de amplificación del suelo que seguramente incluyen en su cálculo un factor de seguridad que incrementan la aceleración espectral.

- El ajuste propuesto para las señales sísmicas coincide en un gran porcentaje con el sismo raro cuyo período de retorno es 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- Los niveles de peligro sísmico considerados para la estructura se han obtenido de un conjunto de registros de nuestro medio. Evidentemente un conjunto distinto implicaría diferencias en los resultados.
- Según la clasificación de Visión 2000 la estructura analizada tiene un comportamiento de una Edificación Básica, con un nivel totalmente operacional para un sismo frecuente, operacional para un sismo ocasional y raro y seguridad de vida para un sismo muy raro; lo cual es correcto pues es una edificación residencial.
- Los espectros de respuesta de los diferentes niveles de sismo para la ciudad de Cuenca podrían encontrarse a partir del espectro de 970 años, el cual está propuesto para su diseño por tener una aceleración en roca de 0.25g que coincide con el valor dado por la zonificación dada por la NEC. Teniendo un factor de escalamiento de 0.8 para un sismo raro, 0.48 para un sismo ocasional y 0.36 para un sismo frecuente. De la misma forma si tenemos el espectro de un sismo raro con un período de retorno de 475 años los factores serían 1.25 para el espectro de un sismo muy raro, 0.6 para un sismo ocasional y 0.45 para un sismo frecuente.
- La Agencia Federal de Manejo de Emergencias FEMA propone una metodología para evaluar la vulnerabilidad y daños de estructuras a través de un software denominado PACT (Performance Assessment Calculation Tool) sugiriendo al Ingeniero Estructural una opción para conocer el posible comportamiento de sus edificaciones frente a una amenaza.
- El programa PACT muestra resultados de una forma dinámica muy útil, con lo que se facilita la visión del profesional ante las pérdidas que se podrían

generar siendo una herramienta muy importante para la evaluación de estructuras.

6.7.12. RECOMENDACIONES

- Al momento de utilizar una herramienta computacional, es importante considerar y manejar con cuidado los datos que se están ingresando al programa, como son los valores de las especificaciones de los materiales, las especificaciones de análisis, espectros de respuesta, y demás datos.
- La categorización que se de al suelo es un factor sumamente importante en cualquier proyecto por lo que no se debe tratar muy superficialmente este tema.
- En el tratado de señales sísmicas es indispensable ponerse en contacto con el dueño del equipo que recibió la señal para que sea él quien provea los datos de corrección, calibración y procedimiento para transformar las señales en crudo de dicho equipo.

6.8. ADMINISTRACIÓN

6.8.1. Recursos Económicos

Debido a que los recursos económicos utilizados para el presente proyecto de investigación no son elevados, este será autofinanciado.

6.8.2. Recursos Técnicos

El análisis y estudio de señales sísmicas de eventos reales ocurridos en el país no es un procedimiento muy común entre los profesionales.

Para la administración adecuada de la propuesta mencionada en este proyecto, es necesario que el proyectista haya tenido la responsabilidad de realizar todas las verificaciones necesarias al modelar la estructura completa, y que luego del diseño preliminar se aplique el análisis presentado en la propuesta, sobretodo si se quiere dar un diseño sumamente minucioso, sin olvidar las condiciones del lugar y que tipos de eventos se estén considerando para el análisis.

6.8.3. Recursos Administrativos.

Dentro de los recursos administrativos dotados por la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica se considera el uso de la biblioteca de la Facultad, la biblioteca virtual que se encuentra en la página web de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, además de conceder un Director de Tesis capacitado en relación al tema de investigación.

6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

La presente propuesta busca sentar un precedente para que se aproveche de mejor manera los conceptos que proponen las normas vigentes en el país y que continuamente se busquen comprobaciones a dichas propuestas, con el estudio de eventos sísmicos reales que sigan ocurriendo a lo largo del tiempo, ya de una u otra forma éstos sufrirán variaciones y evoluciones al igual que lo hace nuestro planeta.

BIBLIOGRAFÍA

AGUIAR, R, 2007. Análisis Sísmico de Edificios. Texto Virtual, Segunda parte. Escuela Politécnica del Ejército, Quito.

BONETT, Ricardo, 2003. Tesis Doctoral Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

CORREA, Cristian. HINOJOSA Dayanara y TAIPE Mercedes, 2003. Sismicidad Histórica Del Ecuador. Calculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación De Peligro Sísmico. Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

CHAN DORADO Selma M. ¹, RUIZ GÓMEZ Sonia E. ² y Montiel Ortega Marco A. ², 2005. Escalamiento de Acelerogramas y Número Mínimo De Registros Requeridos Para El Análisis De Estructuras Revista de Ingeniería Sísmica No. 72 1-24. ¹Universidad Politécnica de Cataluña, c/Jordi Girona 1-3, Módulo D-2, 08034, Barcelona, España, ²Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, 04510 México, DF.

EGRED, J. (1999)^(a) Catálogo Sísmico del Ecuador. Instituto Geofísico EPN. Quito, Ecuador

EGRED, J. (1999)^(b) Los terremotos y su incidencia en el Ecuador. Instituto Geofísico EPN. Quito, Ecuador

GALLEGO M. y ORDAZ M., 1999. Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias" Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 4 (1),45-66, ESPE, Valle de los Chillos, Ecuador.

HAZUS-MH MR1 (Multi-hazard Loss Estimation Methodology) Advancedengineering building module technical and user's manual, Washington D.C,National Institute of Building Sciences. USA (2012)

SAFINA, Salvador, 2002. Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña

SALINAS, Rafael, sf. Fundamentos Del Análisis Dinámico De Estructuras <http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/cismid/faed.pdf>

SHEARER P. M., 1999. Introduction to seismology. Cambridge Univ. Press.

SCHMIDT DÍAZ Víctor y QUIRÓS SERRANO Christopher, 2007. Caracterización de los Registros Acelerográficos obtenidos en l Laboratorio De Ingeniería Sísmica De La Universidad De Costa Rica Universidad de Costa Rica

TEJADA Alejandro, 2011. Análisis Dinámico De Estructuras en el Dominio De La Frecuencia, Universidad Politécnica De Madrid

VASCO L., Patricio M, 2003. Cálculo de Velocigramas y Desplacigramas por medio del Registro de un Acelerograma. Universidad Técnica de Ambato.

VASCO L., Patricio M, 2003. Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado. Universidad Técnica de Ambato

VIELMA J.C ¹., BARBAT A.H ²., y OLLER S²., 2011. Dimensionado Sísmico De Estructuras Porticadas De Hormigón Armado Con Base En La Respuesta No Lineal. ¹Universidad Centrocidental Lisandro Alvarado, ²Universidad Politécnica de Cataluña

OTRAS FUENTES:

- <http://sumar.info/descargas/02%20 analisis%20dinamico.pdf>
- SISMOLOGÍA E INGENIERÍA SÍSMICA (PRÁCTICAS). Práctica 5
Tratamiento de acelerogramas. Universidad de Alicante.
<http://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/19945/6/practica6.pdf>