



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

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS
EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA
OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL
SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE
TUNGURAHUA.

AUTOR:

ÁLVARO FERNANDO LUNA ZABALA

TUTOR:

ING. Mg. CHRISTIAN MEDINA

Ambato – Ecuador
2018

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Christian Medina, certifico que el presente Trabajo Experimental bajo el tema: “EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”, es de autoría del Sr Alvaro Fernando Luna Zabala, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad

Ambato, marzo del 2018

Ing. Mg. Christian Medina

AUTORÍA

Yo, Álvaro Fernando Luna Zabala con C.I: 160041014-4, Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: “EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”, es de mi completa autoría.

Ambato, marzo del 2018

Álvaro Fernando Luna Zabala

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando ésta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, marzo del 2018

Álvaro Fernando Luna Zabala

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: “EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”, del egresado Álvaro Fernando Luna Zabala, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, marzo del 2018

Para constancia firman.

Ing. Mg. Miguel Mora

Ing. Mg. Santiago Medina

DEDICATORIA

A Dios por darme fortaleza y sabiduría para cumplir con cada uno de mis sueños

A mi madre, aquella persona que sola supo sacarme adelante a pesar de todas las adversidades, gracias por ser guía y sobre todo por el apoyo constante en todos los aspectos de mi vida

A mi esposa y mis hijitos por ser mi motor, mi motivación y la razón de mi vida

A mis abuelitos por toda la confianza y apoyo depositado en mí para la culminación de mis estudios.

AGRADECIMIENTO

A Dios por derramar tantas bendiciones en mi vida

A mi familia por siempre estar pendientes de mí. Sobre todo, mi tía Aida y mis primos Gustavo y Silvia.

A la Universidad Técnica de Ambato por brindarme todas las facilidades para la realización de la presente investigación

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por todas las enseñanzas brindadas durante estos años de carrera.

Al Ing. Christian Medina por todos los conocimientos impartidos durante mi formación como profesional y por el tiempo dedicado para la culminación de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A.-PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA.....	I
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	II
AUTORÍA.....	III
DERECHOS DE AUTOR	IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	V
DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTO	VII
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIV
RESUMEN EJECUTIVO	XX
ABSTRACT	XXI

B.-CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL	1
1.2 ANTECEDENTES	1
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.4 OBJETIVOS.....	3
1.4.1 Objetivo General	3
1.4.2 Objetivos Específicos:.....	4
CAPÍTULO II	5
2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	5
2.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	5
2.1.1.1 ELEMENTOS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS.....	6
2.1.1.2 NUDO DE CONTROL	6
2.1.1.3 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS LATERALES	6
2.1.1.4 RESTRICCIONES DEL ANÁLISIS PUSHOVER.....	7
2.1.2 CAPACIDAD.....	7

2.1.2.1 CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER.....	7
2.1.2.2 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN.....	8
2.1.2.3 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL ACERO	9
2.1.2.4 MODELO DE ELEMENTOS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO	10
2.1.3 DESEMPEÑO	13
2.1.3.1 NIVELES DE DESEMPEÑO.....	14
2.1.4 DEMANDA	17
2.1.4.1 NIVELES DE AMENAZA SISMICA.....	19
2.1.4.2 CATEGORIA DE EDIFICIOS Y DEMANDA IMPUESTA.....	19
2.1.5 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD-LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE	20
2.1.5.1 PROCEDIMIENTO DE LA LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE..	21
2.1.5.2 SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD VISION 2000.....	31
2.1.6 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO	32
2.1.7 PLACAS TECTÓNICAS.....	32
2.1.7.1 ACTIVIDAD SÍSMICA	33
2.1.7.2 TIPO DE FALLAS GEOLÓGICAS	35
2.1.8 PELIGRO SÍSMICO.....	37
2.1.8.1 PELIGRO SÍSMICO PROBABILISTA	37
2.1.8.2 PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA	38
2.1.9 ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTO DE SUELO GMPE's	40
2.1.9.1 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA RÉGIMEN CORTICAL	40
2.1.9.2 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA RÉGIMEN DE SUBDDUCCIÓN	42
2.1.9.3 MAGNITUD DE MOMENTO M_w	43
2.2 HIPÓTESIS	45
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	46
2.3.1 Variable Independiente	46

2.3.2 Variable Dependiente	46
CAPÍTULO III.....	47
3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	47
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA	48
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	49
3.3.1 Variable Independiente	49
3.3.2 Variable Dependiente	50
3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	51
3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....	51
CAPÍTULO IV	53
4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS	53
4.1.1 Régimen tectónico.....	53
4.1.2 Determinación de las fallas geológicas que afectan al área de estudio .	55
4.1.3 Clasificación del suelo	58
4.1.4 Velocidad de onda cortante Vs.....	78
4.1.5 Ecuaciones de atenuación para régimen cortical.....	80
4.1.5.1 David M Boore y Gail M. Atkinson 2008	80
4.1.5.2 Sinan Akkar y Julian Bommer 2010	85
4.1.6 Ecuaciones de atenuación para subducción.....	86
4.1.6.1 R.R Youngs 1997	86
4.1.6.2 Jhon X. Zhao 2006	87
4.1.6.3 Gail M. Atkinson and David M. Boore 2003.....	89
4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS	92
4.2.1 Magnitud de momento sísmico	92
4.2.2 Cálculo de espectros.....	93
4.2.2.1 Espectros del Modelo Boore y Atkinson 2008	93
4.2.2.2 Espectros del Modelo Sinan Akkar y Julian Bommer 2010	94
4.2.2.3 Espectros del Modelo de Jhon X. Zhao 2006	94
4.2.2.4 Espectros del Modelo de R.R Youngs 1997	95

4.2.2.5 Espectros del Modelo de Jhon X. Zhao 2006	96
4.2.2.6 Espectros del Modelo Atkinson y Boore 2003	96
4.2.3 Espectros de una falla para diferentes modelos de atenuación	97
4.2.4 Contraste entre los espectros calculados y el espectro NEC 2015	100
4.2.4.1 Espectro determinista a partir de una envolvente de aceleraciones críticas	104
4.2.5 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	105
4.2.5.1 Evaluación de la edificación de 2 pisos	106
4.2.5.2 Evaluación de la edificación de 4 pisos	143
4.2.5.3 Evaluación de edificación de 7 pisos	170
4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	202
CAPÍTULO V.....	203
5.1 CONCLUSIONES.....	203
5.2 RECOMENDACIONES	206
 C. MATERIAL BIBLIOGRÁFICO	
6 1. BIBLIOGRAFÍA.....	207
7 2. ANEXOS	209

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ecuaciones de Wells y Coopersmith.....	45
Tabla 2 Coordenadas del Área de Análisis	48
Tabla 3 Ecuaciones de Atenuación Utilizadas	49
Tabla 4 Operacionalización de la Variable Independiente.....	49
Tabla 5 Operacionalización de la Variable Dependiente	50
Tabla 6 Plan de Recolección de Información.....	51
Tabla 7 Fallas Geológicas Seleccionadas	57
Tabla 8 Clasificación de Perfil de Suelo	58
Tabla 9 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 1.....	60
Tabla 10 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 2.....	61
Tabla 11 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 3.....	62
Tabla 12 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 4.....	64
Tabla 13 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 5.....	65
Tabla 14 Clasificación de suelo según SUCS	67
Tabla 15 Ensayo Granulométrico Sondeo 1.....	68
Tabla 16 Ensayo Granulométrico Sondeo 2.....	69
Tabla 17 Ensayo Granulométrico Sondeo 3.....	71
Tabla 18 Ensayo Granulométrico Sondeo 4.....	72
Tabla 19 Ensayo Granulométrico Sondeo 5.....	74
Tabla 20 Límites de Consistencia Sondeo 1	76
Tabla 21 Límites de Consistencia Sondeo 2	76
Tabla 22 Límites de Consistencia Sondeo 3	76
Tabla 23 Límites de Consistencia Sondeo 4	77
Tabla 24 Límites de Consistencia Sondeo 5	77
Tabla 25 Velocidad de Onda Cortante Vs.....	79
Tabla 26 Coeficientes en Función del Tipo de Falla.....	81
Tabla 27 Coeficientes del Tipo de Suelo	86
Tabla 28 Coeficientes del Tipo de Falla.....	86
Tabla 29 Clasificación del Tipo de Suelo	89
Tabla 30 Magnitud de Momento para las Fallas Seleccionadas	92
Tabla 31 Espectro Determinista	105

Tabla 32	Descripción Estructural de la Edificación de 2 Pisos.....	106
Tabla 33	Variables del Coeficiente de Corte Basal.....	110
Tabla 34	Porcentajes de Participación Modal de la Masa.....	113
Tabla 35	Deriva Inelástica Espectro NEC 2015	117
Tabla 36	Deriva Inelástica Espectro Determinista.....	118
Tabla 37	Deriva Inelástica Espectro NEC 2015	121
Tabla 38	Deriva Inelástica Espectro Determinista.....	121
Tabla 39	Variables Ligadas a los Puntos de Desempeño.....	133
Tabla 40	Variables Ligadas a los Puntos de Desempeño.....	140
Tabla 41	Descripción Estructural de la Edificación de 4 Pisos.....	143
Tabla 42	Variables del Coeficiente de Corte Basal.....	147
Tabla 43	Porcentajes de Participación Modal de la Masa.....	150
Tabla 44	Deriva Inelástica Espectro NEC 2015	153
Tabla 45	Deriva Inelástica Espectro Determinista.....	153
Tabla 46	Deriva Inelástica Espectro NEC 2015	156
Tabla 47	Deriva Inelástica Espectro Determinista.....	157
Tabla 48	Variables Ligadas al Punto de Desempeño.....	167
Tabla 49	Descripción Estructural de la Edificación de 7 Pisos.....	171
Tabla 50	Variables del Coeficiente de Corte Basal.....	175
Tabla 51	Porcentajes de Participación Modal de la Masa.....	178
Tabla 52	Deriva Inelástica Espectro NEC 2015	182
Tabla 53	Deriva Inelástica Espectro Determinista.....	182
Tabla 54	Deriva Inelástica Espectro NEC 2015	186
Tabla 55	Deriva Inelástica Espectro Determinista.....	186
Tabla 56	Variables Ligadas al Punto de Desempeño.....	192
Tabla 57	Variables Ligadas al Punto de Desempeño.....	199

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Procedimiento del Análisis Estático no Lineal.....	5
Figura 2 Curva de Capacidad Pushover	8
Figura 3 Modelo de Mander para el Hormigón no Confinado y Confinado.....	9
Figura 4 Modelo de Park para el Acero de Refuerzo.....	10
Figura 5 Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Elementos o Componentes de Concreto	11
Figura 6. Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Reforzado	12
Figura 7. Criterios de Aceptación para Columnas de Concreto Reforzado	13
Figura 8 Niveles de Desempeño Objetivo en Edificaciones.....	16
Figura 9 Espectro Elástico de Diseño	18
Figura 10 Niveles de Amenaza Sísmica	19
Figura 11 Conversión del Espectro al Formato ADRS.....	22
Figura 12 Conversión de la Curva de Capacidad.....	23
Figura 13 Punto de Desempeño Inicialmente Asumido	23
Figura 14 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.....	24
Figura 15 Modelos de Comportamiento Histerético de la Curva de Capacidad.....	26
Figura 16 Coeficientes para el Cálculo del Amortiguamiento Efectivo	27
Figura 17 Coeficientes para el Cálculo del Período Efectivo	28
Figura 18 Conversión del ADRS a MADRS	31
Figura 19 Sectorización de la Curva de Capacidad	31
Figura 20 Placas Tectónicas.....	32
Figura 21 Falla Divergente	33
Figura 22 Zona de Subducción	34
Figura 23 Zona de Colisión.....	34
Figura 24 Límite Transformante	35
Figura 25 Falla Normal	36
Figura 26 Falla Inversa	36
Figura 27 Falla Transcurrente	37
Figura 28 Pasos para el Análisis de Peligro Sísmico Probabilista.....	38
Figura 29 Pasos para el Análisis de Peligro Sísmico Determinista	39
Figura 30 Área de Análisis.....	48

Figura 31	Proceso de Subducción entre la Placa Nazca y Sudamericana.....	54
Figura 32	Subducción EC-223.....	55
Figura 33	Fallas Geológicas en Tungurahua.....	56
Figura 34	Fallas Geológicas en Ambato	56
Figura 35	Fallas Geológicas Adyacentes al Área de Estudio	57
Figura 36	Carta de Plasticidad	68
Figura 37	Límites de Consistencia Todos los Sondeos	77
Figura 38	Espectros en Aceleración Modelo Boore y Atkinson 2008.....	93
Figura 39	Espectros en Aceleración Modelo de Akkar y Bommer 2010	94
Figura 40	Espectros en Aceleración Modelo de Zhao 2006	94
Figura 41	Espectro en Aceleración Modelo de Youngs	95
Figura 42	Espectro en Aceleración Modelo de Zhao 2006.....	96
Figura 43	Espectro en Aceleración Modelo de Atkinson y Boore 2003	96
Figura 44	Espectros en Aceleración para la Falla de Huachi	97
Figura 45	Espectros en Aceleración para la Falla de Ambato	98
Figura 46	Espectros en Aceleración para la Falla de Totoras.....	98
Figura 47	Espectros en Aceleración para la Falla de Samanga	99
Figura 48	Espectros en Aceleración para la falla de Subducción	99
Figura 49	Factores de Carga Sísmica Espectro NEC.....	100
Figura 50	Espectros en Aceleración de la Falla de Huachi en Relación al NEC 2015	101
Figura 51	Espectros en Aceleración de la Falla de Ambato en Relación al NEC 2015.....	101
Figura 52	Espectros en Aceleración de la Falla de Totoras en Relación al NEC 2015	102
Figura 53	Espectros en Aceleración de la Falla de Samanga en Relación al NEC 2015.....	102
Figura 54	Espectros en Aceleración para la Falla de Subducción en Relación NEC 2015.....	103
Figura 55	Todos los Espectros en Relación al Espectro NEC 2015	103
Figura 56	Espectro Determinista y NEC 2015.....	104
Figura 57	Modelación Estructural Edificación de 2 Pisos.....	107
Figura 58	Vista en Planta de la Edificación de 2 Pisos Nv+2.88	107

Figura 59	Vista en Elevación de la Edificación de 2 Pisos-Pórtico A.....	108
Figura 60	Período de Vibración Edificación de 2 pisos.....	109
Figura 61	Determinación de S_a (T_a).....	111
Figura 62	Distribución de Cortante Basal Espectro Determinista y NEC 2015	112
Figura 63	Cortante Basal Dinámico Sentido X.....	114
Figura 64	Cortante Basal Dinámico Sentido Y.....	115
Figura 65	Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido X.....	116
Figura 66	Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el sentido Y.....	116
Figura 67	Deriva inelástica Sentido X.....	118
Figura 68	Deriva inelástica Sentido Y.....	119
Figura 69	Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido X.....	120
Figura 70	Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido Y.....	120
Figura 71	Deriva inelástica Sentido X.....	121
Figura 72	Deriva inelástica Sentido Y.....	122
Figura 73	Patrón de Carga no Lineal Gravitacional	123
Figura 74	Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección X.....	124
Figura 75	Control de Desplazamiento en la Dirección X.....	125
Figura 76	Número de Pasos del Análisis en el Sentido X.	125
Figura 77	Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección Y.....	126
Figura 78	Control de Desplazamiento en la Dirección Y.....	126
Figura 79	Número de Pasos del Análisis en el Sentido X.	127
Figura 80	Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas.....	127
Figura 81	Propiedades de las Rótulas Plásticas en Columnas	128
Figura 82	Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas.....	128
Figura 83	Propiedades de las Rótulas Plásticas en Vigas	129
Figura 84	Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido X.....	129
Figura 85	Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido X.....	130
Figura 86	Desempeño Estructural Sentido X.....	130
Figura 87	Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido X.....	131
Figura 88	Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido X.....	132
Figura 89	Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido X.....	132
Figura 90	Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido X	134
Figura 91	Nivel de Daño Causado por el Espectro Determinista en el Sentido X	134

Figura 92	Aceleraciones en el Rango Lineal y no Lineal	135
Figura 93	Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido Y	136
Figura 94	Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido Y	137
Figura 95	Desempeño Estructural Sentido Y	137
Figura 96	Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido Y	138
Figura 97	Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido Y	139
Figura 98	Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido Y	139
Figura 99	Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido Y	141
Figura 100	Nivel de daño Causado por el Espectro Determinista en el Sentido Y	141
Figura 101	Aceleraciones en el rango lineal y no lineal	142
Figura 102	Modelación Estructural Edificación de 4 Pisos	144
Figura 103	Vista en Planta de la Edificación de 2 Pisos Nv+3.00 al Nv+9.00	144
Figura 104	Vista en Elevación de la Edificación de 4 Pisos-Pórtico B	145
Figura 105	Período de Vibración Edificación de 4 pisos	146
Figura 106	Determinación de $S_a(T_a)$	147
Figura 107	Distribución de Cortante Basal Espectro Determinista y NEC 2015 ..	149
Figura 108	Cortante Basal Dinámico Sentido X	150
Figura 109	Cortante Basal Dinámico Sentido Y	151
Figura 110	Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido X	152
Figura 111	Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido Y	152
Figura 112	Deriva Inelástica Sentido X	154
Figura 113	Deriva inelástica Sentido Y	154
Figura 114	Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido X	155
Figura 115	Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido Y	156
Figura 116	Deriva Inelástica Sentido X	157
Figura 117	Deriva Inelástica Sentido Y	158
Figura 118	Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido X	159
Figura 119	Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido X	160
Figura 120	Desempeño Estructural Sentido X	160
Figura 121	Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido X	161
Figura 122	Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido X	162
Figura 123	Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido X	162

Figura 124 Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido X	163
Figura 125 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido Y.....	164
Figura 126 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido Y	164
Figura 127 Desempeño Estructural Sentido Y.....	165
Figura 128 Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido Y	166
Figura 129 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido Y	166
Figura 130 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido Y	167
Figura 131 Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido Y ..	168
Figura 132 Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido Y	169
Figura 133 Aceleraciones en el Rango Lineal y no Lineal	170
Figura 134 Modelación Estructural Edificación de 7 Pisos.....	172
Figura 135 Vista en Planta de la Edificación de 7 Pisos Nv+ 3.82 al Nv+ 21.82 .	173
Figura 136 Vista en Elevación de la Edificación de 7Pisos-Pórtico C	173
Figura 137 Período de Vibración Edificación de 2 pisos.....	174
Figura 138 Determinación de $S_a(T_a)$	175
Figura 139 Distribución de Cortante Basal Espectro Determinista y NEC 2015 ..	177
Figura 140 Cortante Basal Dinámico Sentido X.....	179
Figura 141 Cortante Basal Dinámico Sentido Y.....	179
Figura 142 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido X.....	180
Figura 143 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido Y	181
Figura 144 Deriva Inelástica Sentido X.....	183
Figura 145 Deriva Inelástica Sentido Y.....	183
Figura 146 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido X	184
Figura 147 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido Y	185
Figura 148 Deriva Inelástica Sentido X.....	187
Figura 149 Deriva Inelástica Sentido Y.....	187
Figura 150 Número de Pasos del Análisis en los dos Sentidos Principales de la Estructura.	188
Figura 151 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido X.....	189
Figura 152 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido X.....	189
Figura 153 Desempeño Estructural Sentido X.....	190

Figura 154	Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido X	191
Figura 155	Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido X	191
Figura 156	Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido X	192
Figura 157	Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido X ..	193
Figura 158	Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido X	194
Figura 159	Aceleraciones en el Rango Lineal y No Lineal	195
Figura 160	Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido Y.....	195
Figura 161	Desempeño Estructural Espectro Determinista sentido Y.....	196
Figura 162	Desempeño Estructural Sentido Y.....	196
Figura 163	Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido Y	197
Figura 164	Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido Y	198
Figura 165	Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido Y	198
Figura 166	Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido Y ..	200
Figura 167	Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido Y	200
Figura 168	Aceleraciones en el Rango Lineal y no Lineal	201

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: “EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”

AUTOR: Álvaro Fernando Luna Zabala

TUTOR: Ing. Mg. Christian Medina

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo de investigación se generaron espectros en aceleración mediante la utilización de las Ecuaciones de Predicción de Movimiento GMPE's para el régimen Tectónico que gobernaba el área de estudio (Régimen Cortical y Subducción), basados principalmente en las características sísmicas más representativas como son: Velocidad de Onda Cortante V_s , Tipo de Falla, Magnitud de Momento Sísmico M_w , Profundidad Focal y la Distancia más cercana a la proyección en la superficie de la falla R_{JB} . Esto permitió la creación de una envolvente que recogía las aceleraciones máximas calculadas en los diferentes períodos, éstas al ser comparadas con los valores de aceleración propuestos por la NEC-2015 dieron como resultado dos intervalos críticos en los cuales el Espectro de sitio superaba al Espectro de la normativa. Las demandas de cada espectro fueron contrastadas mediante el Análisis Lineal y No Lineal a tres edificaciones con distintas características geométricas y estructurales.

El comportamiento en el rango lineal de las estructuras estuvo gobernado por sus períodos fundamentales, mientras que el desempeño estructural fue dependiente de la variación del período de vibración que tienen las estructuras al incursionar en el rango no lineal.

ABSTRACT

In this research work accelerated spectra were generated by using the GMPE's Movement Prediction Equations for the Tectonic regime that governed the study area (Cortical Regime and Subduction), based mainly on the most representative seismic characteristics such as are: Cutting Wave Speed V_s , Fault Type, Seismic Moment Moment Magnitude M_w , Focal Depth and the closest distance to the projection on the surface of the fault R_{JB} . This allowed the creation of an envelope that collected the maximum accelerations calculated in the different periods and that when compared with the acceleration values proposed by the NEC-2015 two critical intervals were determined in which the Site Spectrum exceeded the Spectrum of the normative. The demands of each spectrum were contrasted by Linear and Nonlinear analysis to three buildings with different geometric and structural characteristics.

The behavior in the linear range of the structures was governed by their fundamental periods, while the structural performance was dependent on the variation of the period of vibration that the structures have when venturing into the non-linear range.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

1.2 ANTECEDENTES

Documentos como FEMA 440, enfatizan que durante la última década se ha realizado progresos significativos en métodos basados en el desempeño de las estructuras mediante procedimientos de análisis estáticos no lineales (NSP), dado la perspectiva tangible de mejorar enormemente las prácticas de diseño sísmico, desarrollar pautas para aplicar procedimientos de análisis no lineal a edificios nuevos y existentes, además de proporcionar la debida orientación a los investigadores sobre los problemas a considerar para mejorar los procedimientos de análisis inelásticos actuales. Todo esto debido a que las investigaciones en el campo de la ingeniería estructural han demostrado que el diseño tradicional, el cual implica el uso de técnicas elásticas lineales solo pueden predecir el desempeño de manera implícita, por el contrario, los procedimientos de análisis no lineal estiman la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas. [1]

El estudio de la fuerza sísmica forma parte vital de la demanda impuesta a las estructuras para evaluar sus niveles de desempeño, razón por la cual el autor ha tomado

como referencia los estudios realizados por Lourdes Taipe en su proyecto previo a la obtención del título de ingeniera especialista en geología, en el cual se utilizó resultados de Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE`s) en Ecuador para compararlos con datos registrados en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos durante el período 2000-2010. Los hallazgos de la investigación denotaron que modelos como el de Zhao 2006, el cual fue utilizado para el cálculo del PGA para diferentes intervalos de distancia de ruptura, dio resultado una desviación estándar que va de 0.84 a 1.2 para eventos interplaca en relación con los valores de PGA reales obtenidos a partir de estaciones sísmicas, de tal manera que existe un ajuste aceptable de los datos registrados por los acelerógrafos con respecto a los calculados por el modelo de atenuación, validando así a el criterio de utilización de Ecuaciones de Predicción de Movimiento para el estudio de peligro sísmico. [2]

El estudio de peligro sísmico determinista realizado en la Universidad Técnica de Ambato Campus Huachi mediante la utilización de Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE`s) validadas por el Global Earthquake Model (GEM), dejó como resultado la obtención de un espectro crítico, el cual sobrepasa al espectro de aceleraciones de la NEC-15 con valores de hasta 1.33 g en un intervalo de 0.25 a 0.45 segundos. [3]

1.3 JUSTIFICACIÓN

Ecuador es un país que se ha caracterizado por ser un territorio sísmicamente activo debido a fuentes generadoras de movimientos telúricos como la zona de subducción y la actividad de las fallas tectónicas a lo largo de la corteza continental, las cuales han protagonizado grandes sismos, entre los más representativos se encuentran: el de Esmeraldas en el año 1906, que se convirtió en uno de los más grandes registrados en el mundo con ($M=8.8$), Pedernales en 2016 ($M=7.8$), Ambato en 1949 ($M=6.8$) y Reventador en 1987 ($M=6.1$ y 6.9). [4]

A pesar de que todos estos terremotos han dejado víctimas humanas e incontables pérdidas en bienes no se ha tomado conciencia y en la actualidad podemos observar estructuras de hormigón armado construidas hace más de dos o tres décadas formando parte de las grandes ciudades, las cuales son vulnerables a la acción sísmica debido al poco conocimiento que se tenía en ese entonces en diseño estructural, en comparación a las técnicas de construcción y desarrollo de tecnología que se ha logrado para el procesamiento y análisis de datos en el diseño de edificaciones con el que hoy en día contamos, razón por la cual se ve la necesidad de realizar estudios para verificar el desempeño estructural de aquellas edificaciones ante diferentes solicitaciones sísmicas. [5]

La ciudad Ambato se ha categorizado por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción como un lugar de alto peligro sísmico debido a la influencia que tiene el proceso de subducción y al sistema de fallas geológicas activas que la atraviesan, esto da lugar a que la presente investigación realice un estudio de peligro sísmico determinista, que permita definir espectros propios de sitio, con los cuales se evaluará los puntos de desempeño en las estructuras, obteniendo así una visión más acertada de la probables aceleraciones y daño que podría desencadenar la liberación de energía de las fallas adyacentes a la zona de estudio. [6]

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Evaluar el desempeño en estructuras de hormigón armado mediante la utilización de un espectro determinista en el sector la Floresta II.

1.4.2 Objetivos Específicos:

- Seleccionar las fallas más relevantes al área de estudio en base a la geología regional.
- Presentar los pasos necesarios para llevar a cabo el cálculo del espectro determinista.
- Verificar el desempeño estructural de 3 estructuras de hormigón armado mediante la utilización de la técnica Pushover.
- Contrastar la demanda impuesta por el espectro sugerido por la NEC y el espectro determinista.

CAPÍTULO II

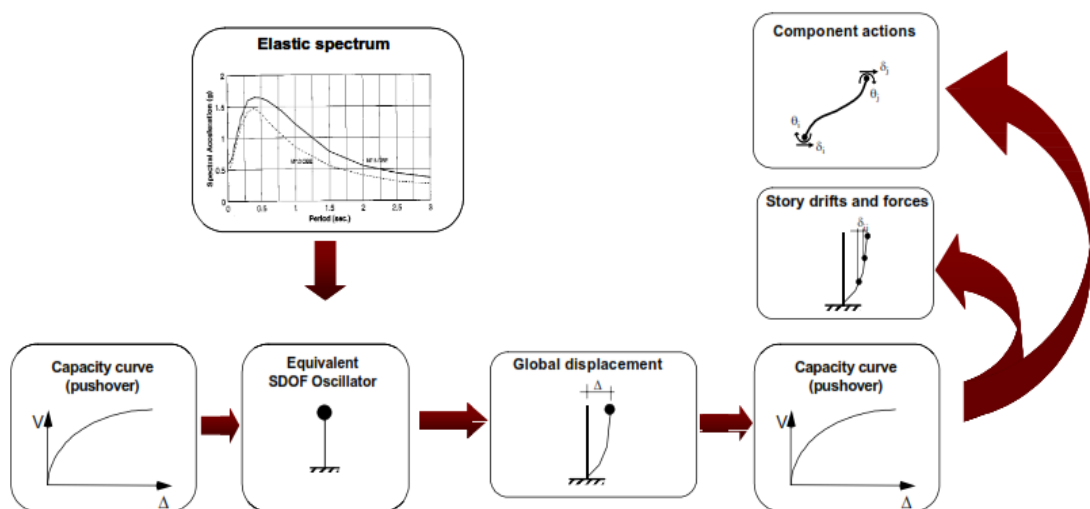
FUNDAMENTACIÓN

2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El procedimiento de análisis estático no lineal (NSP) estima la respuesta de las estructuras a la sacudida sísmica del suelo, el modelo estructural para el análisis se logra convirtiendo los modelos de múltiples grados de libertad (MDOF) a modelos estructurales de un simple grado de libertad (SDOF) equivalentes, los movimientos sísmicos del suelo son representados con espectros de respuesta, los cuales grafican la respuesta máxima de un oscilador elástico en función del período, las derivas en los entre pisos y las acciones de los miembros estructurales se relacionan posteriormente con parámetros de demanda global mediante la curva de capacidad. [1]

Figura 1 Procedimiento del Análisis Estático no Lineal



Fuente: FEMA 440. Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático no Lineal

2.1.1.1 ELEMENTOS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS

Los elementos y componentes que contribuyen a la rigidez y absorben carga como resultado de una fuerza lateral se deberán clasificar como primarios y secundarios, aquellos elementos que se ha previsto formen parte del sistema principal resistente a cargas sísmicas serán clasificados como primarios mientras que generalmente los elementos no estructurales son clasificados como secundarios, ya que el aporte de cierta rigidez y amortiguación que dan a la estructura no son confiables para resistir movimientos de suelo de gran magnitud debido a la baja capacidad de resistencia y/o deformación con la que cuentan. Por tal razón se debe realizar una clara diferenciación entre el desempeño esperado en elementos los cuales serán críticos en la estabilidad de la estructura el momento de una solicitación sísmica y cuales no lo serán . [7]

2.1.1.2 NUDO DE CONTROL

Para estimar de manera más efectiva el desplazamiento global de la estructura se deberá asignar un nudo de control que estará ubicado en el centro de masas del último piso de la estructura. Se recomienda evitar colocar el nudo de control en los tapa gradas debido a la poca rigidez con la que cuenta este nivel. [7]

2.1.1.3 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS LATERALES

La distribución de las cargas laterales que representan al sismo se realizarán en base al modo de vibración fundamental de la estructura, esto siempre y cuando exista una participación modal de la masa superior al 75% en el primero modo, caso contrario no se recomienda el uso de NSP. [7]

2.1.1.4 RESTRICCIONES DEL ANÁLISIS PUSHOVER

Los procedimientos de análisis estático no lineal presentan restricciones en su aplicación, en los cuales el uso de estos procedimientos no refleja resultados que se ajusten al comportamiento real de la estructura, entre los más importantes se encuentran:

- Estructuras con problemas de torsión producidos por variaciones de resistencia o rigidez no pueden ser considerados en el análisis Pushover. [8]

- Los patrones de cargas a las estructuras son laterales y no se pueden incluir ningún tipo de carga sísmica vertical. [8]

- Los cambios que existen en las propiedades modales de las estructuras debido a la cedencia no lineal cíclica al momento de producido unos sismos no son considerados en este análisis. [8]

- No se permite el uso de NSP para estructuras en las cuales los efectos de modos superiores son representativos, para determinar si existen efectos relevantes en los modos de vibración superiores se debe realizar dos análisis del tipo modal-espectral, el primero deberá considerar el número de modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa, en el segundo será en base simplemente al modo fundamental, el efecto de modos superiores existirán sí el valor de cortante basal en cualquiera de los entresijos del primer análisis excede el 130% del valor de cortante basal del segundo análisis. [7]

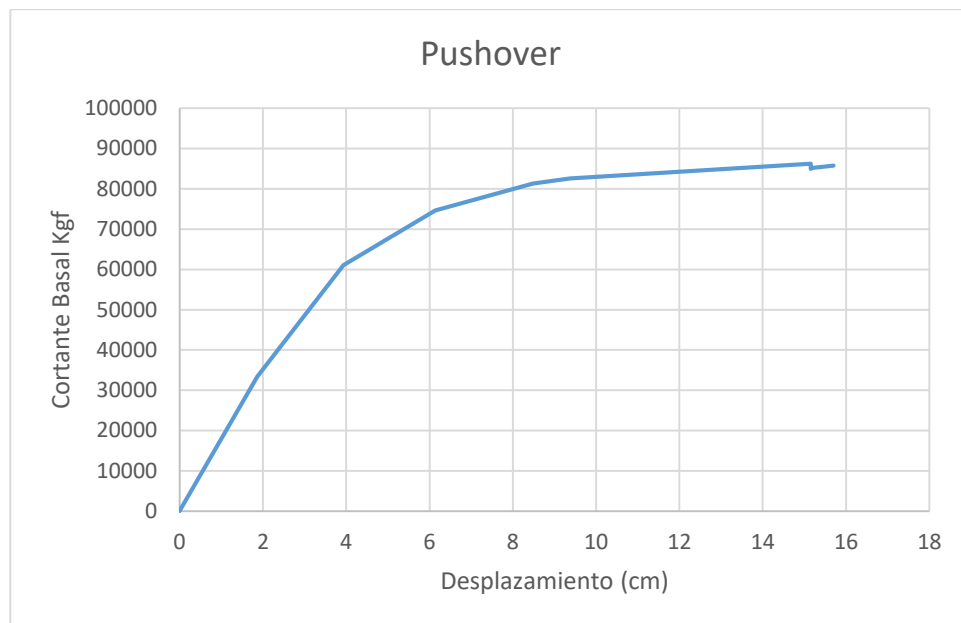
2.1.2 CAPACIDAD

2.1.2.1 CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER

La curva de capacidad Pushover se genera a partir de un aumento progresivo de cargas laterales que homologan las fuerzas inerciales en un sismo, para representar la relación carga deformación no lineal de los componentes y elementos, el desplazamiento máximo y las fuerzas internas generadas en las secciones de la estructura. [7]

El desplazamiento máximo que tendrá la estructura está basado en la hipótesis de que el modo de vibración fundamental es predominante en la respuesta estructural, esto es válido para estructuras con períodos de vibración menores a un 1.0 segundo, debido a que en estructuras con períodos de vibración mayores a este valor, generalmente existe el efecto de los modos de vibración superiores. [9]

Figura 2 Curva de Capacidad Pushover



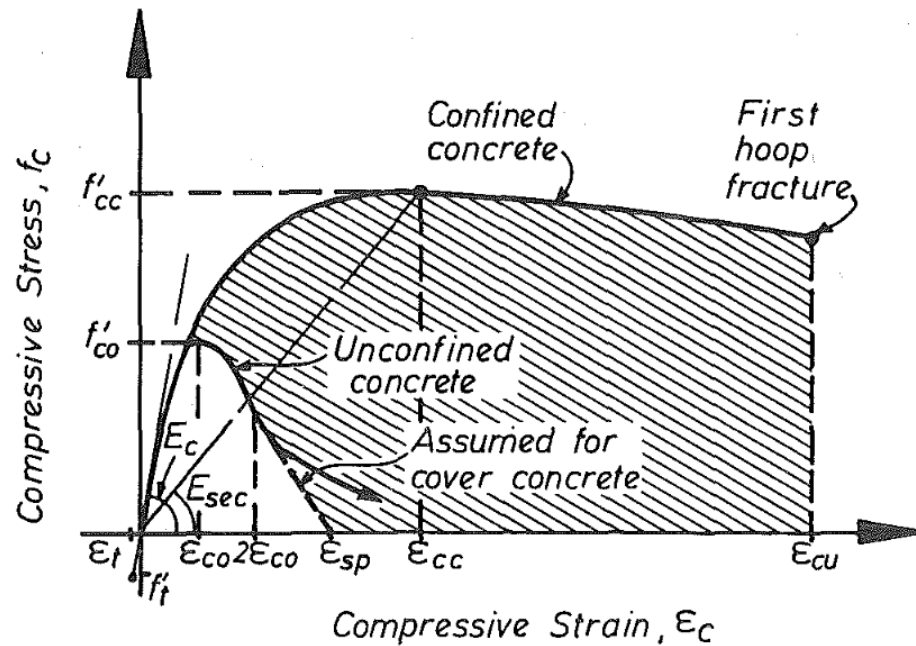
Fuente: Álvaro Luna

2.1.2.2 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN

En el diseño de los elementos estructurales que forman parte del sistema resistente a sismo se tiene que tomar muy en cuenta las posibles regiones donde se espera la formación de rótulas plásticas, lugares en los que se debe proveer de suficiente refuerzo transversal, debido a que pruebas experimentales han demostrado que el confinamiento adecuado del concreto resulta en un aumento significativo de ductilidad. Los modelos que habitualmente se usan para diseño en el ámbito lineal, no reflejan el aumento de ductilidad en las secciones de hormigón armado provistas por el confinamiento, por tal razón resulta necesario utilizar modelos como el de Mander

para análisis en el rango no lineal, dado que este considera el aporte a la ductilidad y resistencia que provee el acero transversal [10]

Figura 3 Modelo de Mander para el Hormigón no Confinado y Confinado

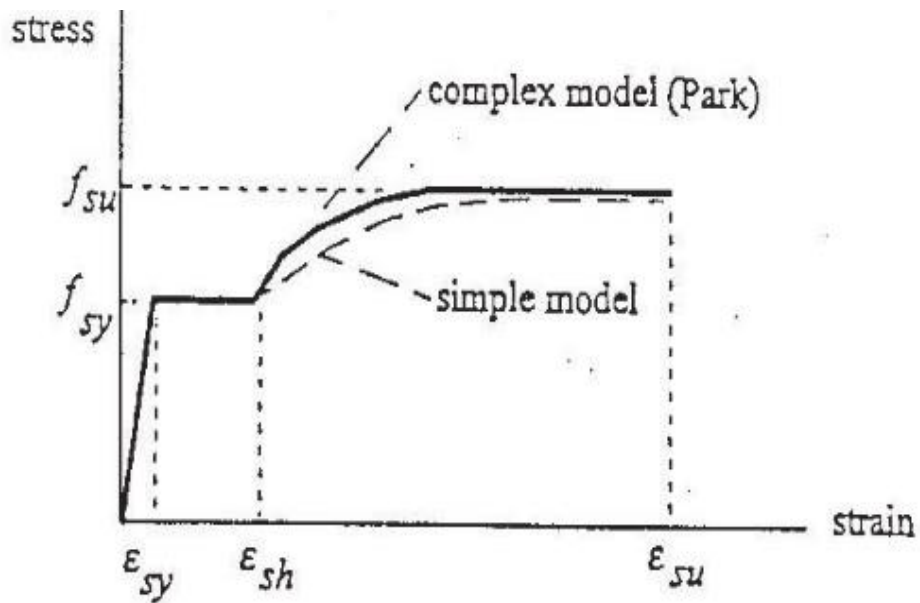


Fuente: J. Mander, M. Priestley y R. Park. Modelo Teórico Esfuerzo-Deformación para el Hormigón Confinado

2.1.2.3 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL ACERO

Para el comportamiento del acero se usará el modelo de Park el cual consiste en una aproximación de la curva esfuerzo-deformación a tensión del acero, ésta considera las zonas elásticas lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir carga. [11]

Figura 4 Modelo de Park para el Acero de Refuerzo



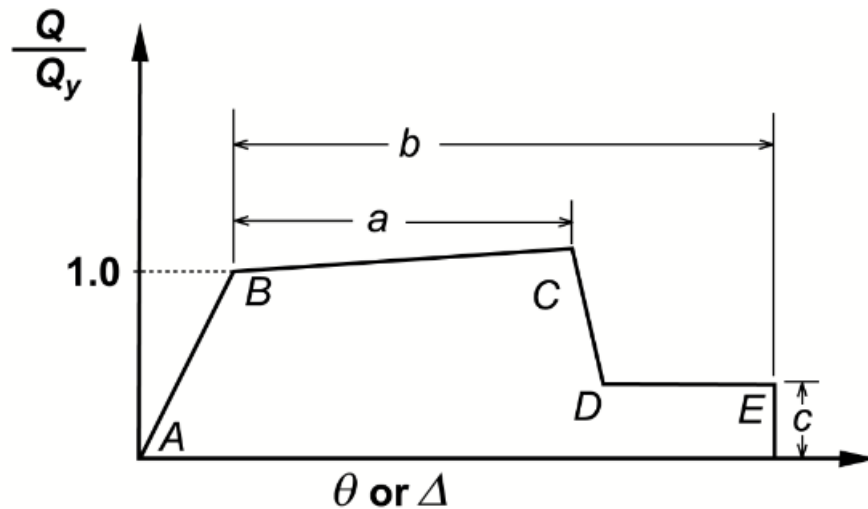
Fuente: Paulay and Priestley

2.1.2.4 MODELO DE ELEMENTOS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO

Para conocer el comportamiento en el rango no lineal de un elemento estructural la mejor técnica es la utilización de las relaciones momento curvatura, que nos permiten hallar la capacidad de ductilidad por curvatura, la reserva de ductilidad por curvatura, la redistribución de momentos, inercias agrietadas y el índice de daño a elementos estructurales. [5]

Para realizar un correcto análisis estático no lineal es necesario conocer el comportamiento de los componentes y elementos de la estructura para que estos sean correctamente asignados, por tal razón se permite el uso de la relación carga deformación u otras curvas que definan el comportamiento bajo deformación monótonamente creciente. [7]

Figura 5 Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Elementos o Componentes de Concreto



Fuente: FEMA356.

Como se muestra en la curva de la Figura 5, las deformaciones pueden ser expresadas como curvatura, rotación o elongación, los parámetros a y b se refieren a la deformación que ocurre después de la fluencia, es decir, deformaciones inelásticas; el parámetro c es la resistencia reducida después del descenso súbito de C a D . Estos valores se definen numéricamente en función del elemento estructural, tipo de falla esperado, confinamiento trasversal, características geométricas y estructurales. [7]

Cuando la Figura 5 está asociada a flexión o tensión la resistencia $Q/Q_y = 1,0$ representa el valor de fluencia después del cual se tendrá un endurecimiento a medida que el miembro se deforma hacia la fuerza esperada; cuando la figura está asociada a la compresión $Q/Q_y = 1,0$ es el valor en el cual el concreto empieza a agrietarse seguido de un endurecimiento por deformación que en secciones bien confinadas puede asociarse con el endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal y el hormigón que está confinado; cuando la respuesta de la Figura 5 está asociada con la resistencia a cortante el valor de $Q/Q_y = 1,0$ típicamente es el valor al que se logra la resistencia a cortante de diseño, después de ella no se produce endurecimiento por deformación. [7]

El ASCE 41-13 establece valores para los puntos del diagrama, así como los criterios de aceptación para cada uno de los niveles de desempeño en función del tipo de

elemento estructural, la sollicitación que gobierna el elemento y el mecanismo de falla esperado. [12]

A continuación, se muestra las tablas para vigas y columnas de hormigón armado.

Figura 6. Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Reforzado

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

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

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

Figura 7. Criterios de Aceptación para Columnas de Concreto Reforzado

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

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

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

2.1.3 DESEMPEÑO

Podemos describir el desempeño sísmico al especificar el máximo daño permitido (nivel de desempeño) para un peligro sísmico identificado (movimiento de suelo) en una estructura, esto difiere de los métodos convencionales en los cuales los criterios estructurales se definen por medio de límites de fuerzas en los miembros estructurales, resultantes de un nivel prescrito de cortante aplicada. [9]

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tiene estos daños en las actividades posteriores al evento. 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 contenidos. [8]

2.1.3.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

Los niveles de desempeño de un edificio son aquellos estados de daño discreto seleccionados entre el espectro infinito de posibles daños que las estructuras podrían experimentar durante un terremoto. Los estados particulares de daños identificados como niveles de desempeño han sido seleccionados debido a la relación que tienen éstos con la disposición post-terremoto del edificio, la capacidad de reanudar funciones normales dentro del mismo y el riesgo para la seguridad de vida. [12]

2.1.3.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Ocupación Inmediata S-1: Significa el estado post-terremoto en el cual se ha producido un daño estructural muy reducido. Los sistemas de resistencia vertical y lateral en el edificio mantienen su rigidez y fuerza que los caracterizaba antes del terremoto, el riesgo a la vida como resultado de daños estructurales es muy bajo, el uso del edificio no está limitado por su condición estructural, pero podría tener interrupciones o daños a elementos no estructurales. [12]

Control de daño S-2: Estado de daño post-terremoto entre seguridad de vida y ocupación inmediata, proporciona un mayor margen de seguridad contra el colapso y retorno a la funcionabilidad del edificio que el nivel de seguridad de vida. [12]

Seguridad de vida S-3: Estado de daño en el cual los componentes estructurales ha sufrido daños, pero conserva una holgura entre el colapso parcial o total. Se podría

realizar la reparación de la estructura, pero debido a razones económicas no sería factible. [12]

Seguridad Limitada S-4: Nivel de desempeño ubicado entre seguridad de vida y prevención de colapso, existe un margen ante el colapso parcial pero varios elementos estructurales se encuentran dañados. [12]

Prevención de colapso S-5: Nivel de desempeño en el cual el edificio se encuentra al borde del colapso, existe deformaciones permanentes, pérdida en la rigidez y fuerza lateral del sistema, los elementos estructurales encargados de transmitir cargas gravitacionales se encuentran apenas funcionando. [12]

No considerado S-6: Cuando la evaluación no aborda la estructura, el nivel de desempeño será no considerado. [12]

2.1.3.1.2 NIVELES DE DESEMPEÑO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Operacional N-A: Nivel de desempeño post-terremoto en el cual el estado de daño en elementos no estructurales no impide que brinden el funcionamiento que proporcionaron antes del terremoto. [12]

Posición de retención N-B: Estado de daño post-terremoto en el cual los elementos no estructurales se encuentran en su lugar, existen pequeñas interrupciones particularmente debido al de movimiento del contenido, pero no se imposibilita el funcionamiento normal de las instalaciones. [12]

Seguridad de vida N-C: Estado de daño post-terremoto en el cual existen daños medianamente importantes en los elementos no estructurales, el riesgo a lesiones mortales por daños no estructurales es muy bajo. [12]

No considerado N-D: Este nivel indica que no se ha realizado una evaluación los elementos no estructurales existentes. [12]

2.1.3.1.3 NIVELES DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA

La combinación de los niveles de desempeño estructurales y no estructurales forman los niveles de desempeño para la edificación, las combinaciones fueron realizadas tomando en cuenta el criterio de no combinar bajos niveles de desempeño estructural con altos niveles de rendimiento no estructural. [12]

Figura 8 Niveles de Desempeño Objetivo en Edificaciones

Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	Immediate Occupancy (S-1)	Damage Control (S-2)	Life Safety (S-3)	Limited Safety (S-4)	Collapse Prevention (S-5)	Not Considered (S-6)
Operational (N-A)	Operational 1-A	2-A	NR ^a	NR ^a	NR ^a	NR ^a
Position Retention (N-B)	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	4-B	NR ^a	NR ^a
Life Safety (N-C)	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
Not Considered (N-D)	NR ^a	NR ^a	3-D	4-D	Collapse Prevention 5-D	No evaluation or retrofit

NOTE: NR = Not recommended.

Fuente: ASCE41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

Operacional 1-A: En este nivel de desempeño el daño a la estructura y a los elementos estructurales es limitado por lo que la funcionabilidad del edificio se recupera rápidamente. [12]

Ocupación Inmediata 1-B: Nivel de desempeño en el cual el contenido del edificio puede estar dañado, pero existe la utilización continua de los espacios y sistemas de edificio. [12]

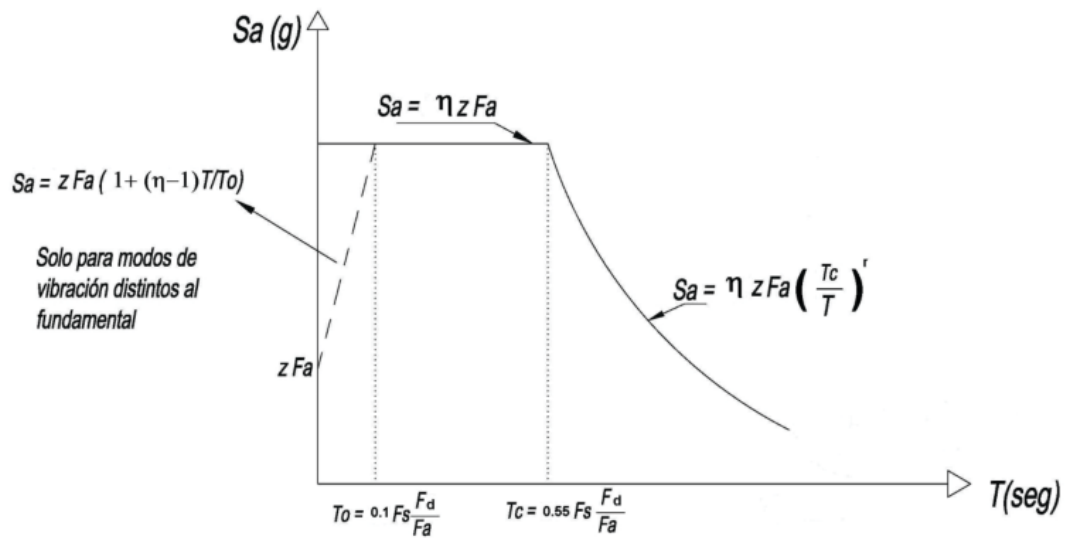
Seguridad de vida 3-C: Nivel de desempeño en el cual el riesgo a la vida de los ocupantes y personas en la proximidad del edificio es bajo, pero existe daño en elementos estructurales y no estructurales. [12]

Prevención de colapso 5-D: En este nivel de desempeño la estructura sólo es capaz de resistir carga vertical, el sistema resistente a cargas sísmicas se encuentra deteriorado y exista alta probabilidad de colapso frente a una réplica. [12]

2.1.4 DEMANDA

La demanda en términos de ingeniería sismo resistente se define como la sollicitación impuesta a la estructura, que tendrán como objetivo simular los posibles movimientos sísmicos para un correcto dimensionamiento de sus componentes, en nuestro país el reglamento vigente que rige el diseño sismo-resistente de las estructuras es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, la cual nos provee de un espectro de aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad en base a un mapa de zonificación sísmica el cual tiene un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años con un período de retorno de 475 años. [6]

Figura 9 Espectro Elástico de Diseño



Fuente: NEC-SE-DS. Diseño Simo Resistente

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a = Coeficientes de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d = Coeficientes de amplificación de suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_s = Coeficientes de amplificación de suelo, considerando el comportamiento no lineal del suelo y la degradación del período del sitio.

S_a =Espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependiente de período o modo de vibración de la estructura.

T =Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 =Período de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

T_c =Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Z =Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño como fracción de la gravedad.

2.1.4.1 NIVELES DE AMENAZA SISMICA

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece cuatro niveles de amenaza sísmica, los cuales se usarán para constatar el desempeño sísmico de las diferentes estructuras, los niveles están principalmente clasificados en base a la tasa anual de excedencia la cual es la inversa del período de retorno en años. [6]

Figura 10 Niveles de Amenaza Sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS. Diseño Sismo Resistente

2.1.4.2 CATEGORIA DE EDIFICIOS Y DEMANDA IMPUESTA

Edificaciones esenciales: En esta clasificación se encuentran todo tipo de estructuras destinadas a brindar servicios permanentes a la población de manera ininterrumpida o prestar servicios de resguardo y protección a la comunidad en caso de presentarse desastres de cualquier índole, dentro de esta clasificación la norma incluye a estructuras como: centros de salud o de emergencia sanitaria, instalaciones militares, policía, bomberos, defensa civil, garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias, torres de control aéreo, estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias entre otros. [6]

Este tipo de estructuras al verse solicitadas por un sismo con un período de retorno de 475 años deberán verificar el nivel de desempeño Seguridad de Vida; mientras que para un sismo con un período de retorno de 2500 años la estructura se deberá encontrar en Prevención de Colapso. [6]

Estructuras de ocupación especial: Estructuras las cuales acogen más de 5000 personas como: museos, iglesias, centro de educación o deportivos, edificios públicos que requieren operar continuamente. [6]

Estas estructuras al verse solicitados por un sismo con un período de retorno de 2500 años deberán ubicarse en el nivel de Prevención de Colapso. [6]

Otras estructuras: Todo tipo de edificación que no se encuentra en las categorías anteriores, generalmente son conocidas como estructuras de ocupación normal. [6]

Este tipo de estructuras deberán evitar el colapso ante un sismo severo, es decir, mantener su nivel de desempeño en prevención de colapso para un terremoto con un período de retorno de 475 años. [6]

2.1.5 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD-LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE

El método de la Linealización Equivalente nace como una modificación y mejoramiento del Espectro de Capacidad de ATC-40, este procedimiento consiste en estimar el desplazamiento máximo de un sistema no lineal mediante un sistema lineal equivalente, haciendo uso del período efectivo T_{eff} y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . [1]

2.1.5.1 PROCEDIMIENTO DE LA LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE

Los parámetros relevantes para la utilización de esta técnica son funciones de la ductilidad y dado que la ductilidad es la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, la solución se la encuentra mediante técnicas iterativas o gráficas. Cabe señalar que este procedimiento no es aplicable para ductilidades mayores de que 10. [1]

2.1.5.1.1 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE DEMANDA

En primera instancia se realiza la selección un espectro con una amortiguamiento inicial (generalmente el 5%) sin ningún tipo de reducción, el cual representará el movimiento esperado del suelo, este podrá ser un espectro probabilista o determinista en base a la zona donde se realizará el análisis estructural. [1]

El espectro seleccionado que generalmente se encuentra en base a la relación Aceleración-Período será transformado para cumplir la relación Aceleración-Desplazamiento, este espectro es conocido como ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra) y su cálculo se logra mediante la transformación de cada uno de los puntos de la curva del espectro Aceleración-Período utilizando la siguiente ecuación. [9]

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad \text{Ec. 1}$$

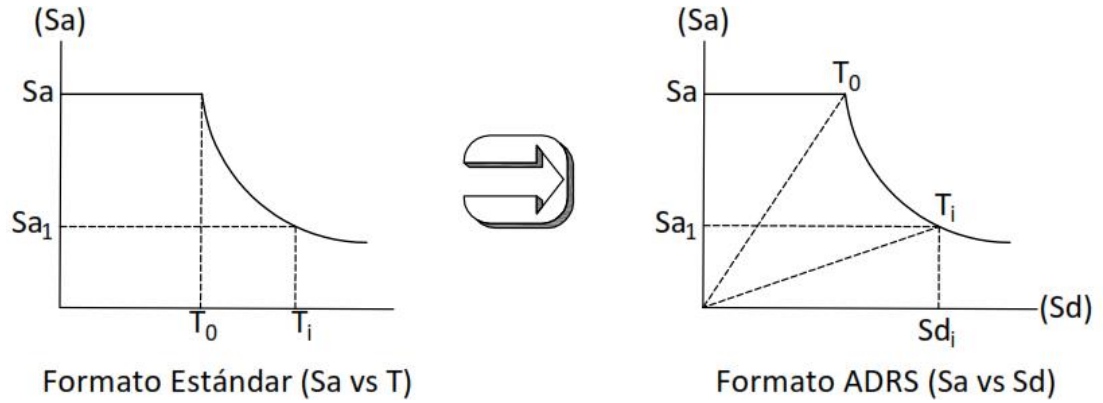
S_{di} = Desplazamiento Espectral en el punto i

T_i = Período en el punto i

S_{ai} = Aceleración espectral en i

g = Aceleración de la gravedad

Figura 11 Conversión del Espectro al Formato ADRS



Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

2.1.5.1.2 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD

La utilización de la Linealización Equivalente requiere que ambos espectros se encuentren en el mismo formato, por tal razón los correspondientes puntos de la curva de capacidad de la estructura (Pushover) serán transformados en el formato Aceleración-Desplazamiento utilizando las siguientes ecuaciones. [9]

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 2}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}} \quad \text{Ec. 3}$$

V_i = Cortante Basal en el punto i

W = Carga reactiva de la estructura

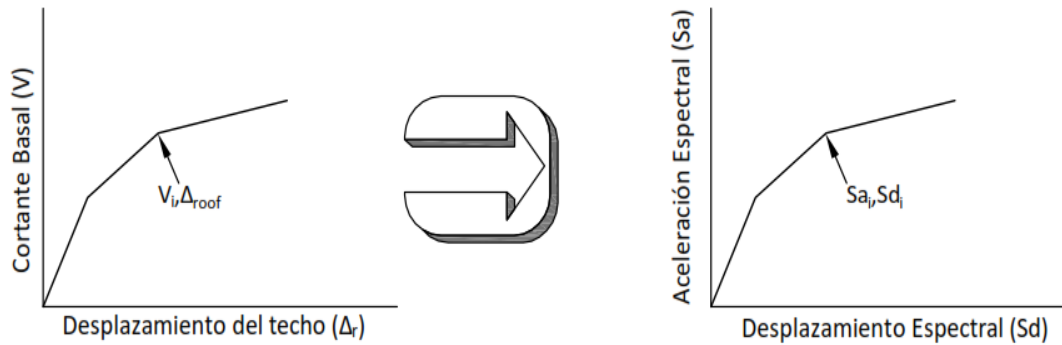
α_1 = Coeficiente de participación modal de la masa

Δ_{roof} = Desplazamiento de la estructura

PF = Factor de participación modal para el modo fundamental

ϕ_{roof} = Amplitud a nivel del techo en el primer modo.

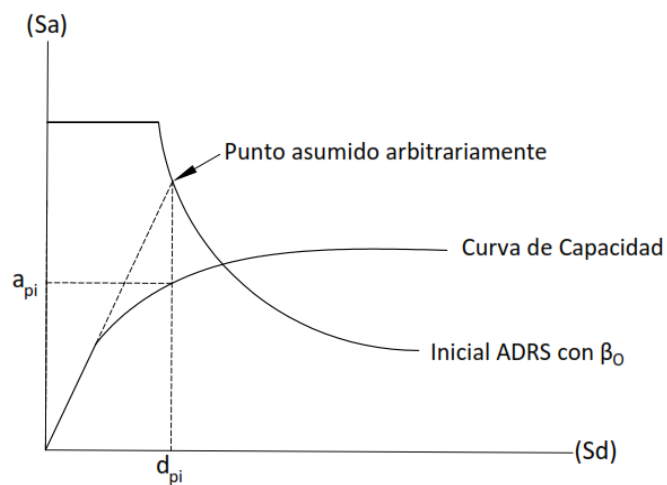
Figura 12 Conversión de la Curva de Capacidad



Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

Una vez realizado la transformación de la curva de capacidad y el espectro de demanda, el siguiente paso consiste en asumir un punto de desempeño inicial (d_{pi}, a_{pi}) el cual es recomendable hacerlo mediante el criterio que adopta el ATC 40 como se muestra en la siguiente figura.

Figura 13 Punto de Desempeño Inicialmente Asumido

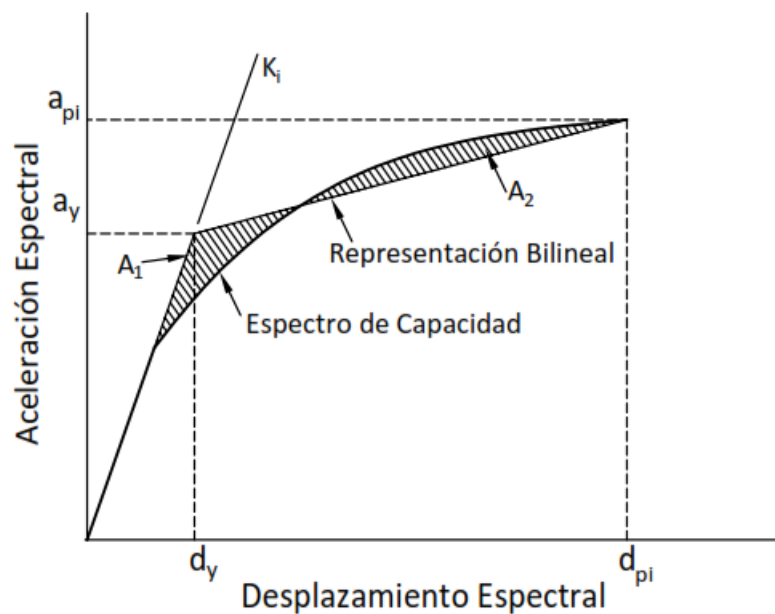


Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

2.1.5.1.3 CONSTRUCCIÓN DE LA REPRESENTACIÓN BILINEAL

La representación bilineal del espectro de capacidad nos permite estimar el amortiguamiento efectivo y la apropiada reducción espectral de demanda, la construcción de esta representación se logra trazando una recta que nace en el origen y tiene una pendiente que se asemeja a la rigidez inicial de la estructura, luego se traza una segunda línea a partir del punto (a_{pi}, d_{pi}) la cual cruce a la primera recta, el punto de intersección de estas rectas será considerado como la aceleración de fluencia y el desplazamiento de fluencia (a_y, d_y) , el área designada como A1 y A2 que forma la representación bilineal con la curva de capacidad original tienen que ser aproximadamente iguales. [9]

Figura 14 Representación Bilineal de la Curva de Capacidad



Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

La representación bilineal nos permite realizar el cálculo de rigidez post-elástica α y la ductilidad μ . [1]

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad \text{Ec. 4}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \text{Ec. 5}$$

La Rigidez post-elástica α y la ductilidad μ son variables trascendentales en el cálculo del Amortiguamiento Efectivo y el Período Efectivo como se muestra a continuación.

2.1.5.1.4 AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Los valores efectivos de amortiguamiento viscoso son expresados como porcentaje de la amortiguación crítica para todo tipo de modelo y los valores cumplen con las siguientes ecuaciones que están en función de la ductilidad de la estructura. [1]

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A (\mu - 1)^2 + B (\mu - 1)^3 + \beta_o \quad \text{Ec. 6}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$B_{eff} = C + D (\mu - 1) + \beta_o \quad \text{Ec. 7}$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F (\mu - 1) - 1}{[F (\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right) + \beta_o \quad \text{Ec. 8}$$

B_{eff} = Amortiguamiento efectivo

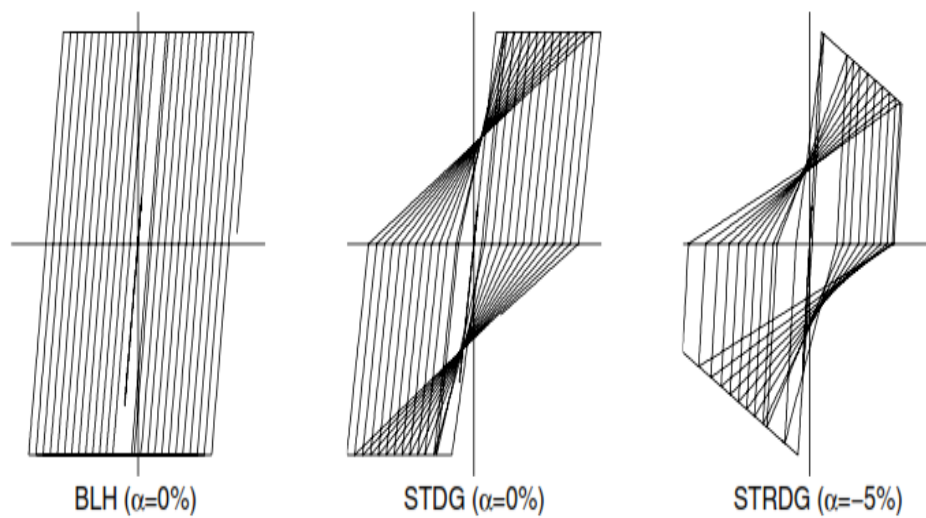
β_o = Amortiguamiento inicial

μ = Ductilidad

T_{eff} = Período efectivo

Los valores correspondientes a las variables A, B, C, D, E, F están definidos en la Figura 16, estos coeficientes son funciones características de la curva de capacidad en términos del tipo de histéresis y rigidez post-elástica, han sido optimizados para ajustar los resultados empíricos de los osciladores modelo que tienen un comportamiento histérico definido como el modelo Bilineal Histerético (BLH), el modelo Degradación de Rigidez (STDG) y el modelo de Degradación de Resistencia y Rigidez (STRDG) como se muestra en la Figura 15. [1]

Figura 15 Modelos de Comportamiento Histerético de la Curva de Capacidad



Fuente: FEMA 440. Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático no Lineal

Figura 16 Coeficientes para el Cálculo del Amortiguamiento Efectivo

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
<i>Model</i>	<i>α (%)</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

Fuente: FEMA 440. Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico
Estático no Lineal

Debido a que las estructuras están formadas por la combinación de elementos los cuales difieren en resistencia y rigidez, generalmente es difícil que los modelos histéricos se acoplen de manera perfecta al comportamiento real de estructura, por tal razón se generaron ecuaciones que se utilizan independientemente del modelo de histéresis y rigidez post-elástica para el cálculo del amortiguamiento efectivo. [1]

Para $1.0 < \mu \leq 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 + 1.1 (\mu - 1)^3 + \beta_o \quad \text{Ec. 9}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32 (\mu - 1) + \beta_o \quad \text{Ec. 10}$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19.0 \left[\frac{0.64 (\mu - 1) - 1}{[0.64 (\mu - 1)]^2} \right] * \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right) + \beta_o \quad \text{Ec. 11}$$

2.1.5.1.5 PERÍODO EFECTIVO

El período efectivo es más largo que el período de la estructura en el rango lineal, dado que el período efectivo se genera en el rango inelástico, punto en el cual la estructura ha sufrido degradación de su rigidez. [6]

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G (\mu - 1)^2 + H (\mu - 1)^3 + 1] * T_o \quad \text{Ec. 12}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [I + J (\mu - 1) + 1] * T_o \quad \text{Ec. 13}$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L (\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} * T_o \quad \text{Ec. 14}$$

Figura 17 Coeficientes para el Cálculo del Período Efectivo

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440. Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico
Estático no Lineal

Al igual que el amortiguamiento efectivo, el cálculo del período efectivo se ve limitado debido a que muchas veces el comportamiento real de la estructura no se ajusta completamente a los modelos de histéresis, por tal motivo se desarrollaron ecuaciones para cualquier tipo de curva de capacidad independientemente del modelo de histéresis. [1]

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.20 (\mu - 1)^2 + 0.038 (\mu - 1)^3 + 1] * T_o \quad \text{Ec. 15}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13 (\mu - 1) + 1] * T_o \quad \text{Ec. 16}$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 (\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} * T_o \quad \text{Ec. 17}$$

2.1.5.1.6 AJUSTE ESPECTRAL PARA EL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

El proceso de Linealización Equivalente aplicado en la práctica normalmente requiere el uso de factores de reducción espectral para ajustar las ordenadas de aceleración espectral de un espectro de respuesta inicial al apropiado nivel de amortiguamiento efectivo, esto se logra mediante el coeficiente de amortiguamiento $B(\beta_{eff})$. [1]

$$(Sa)_\beta = \frac{(Sa)_o}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ec. 18}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} \text{ (en \%)}} \quad \text{Ec. 19}$$

$(Sa)_\beta = \text{Aceleración espectral reducida}$

$(Sa)_o = \text{Aceleración espectral inicial}$

$B = \text{Coeficiente de amortiguamiento}$

$\beta_{eff} = \text{Amortiguamiento efectivo}$

2.1.5.1.7 MODIFICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ADRS A MADRS

Al multiplicar las ordenadas de la curva de demanda ADRS correspondientes a su amortiguación efectiva (β_{eff}) por el factor de modificación (M) da como resultado la curva de demanda MADRS que interseca a la curva de capacidad en el punto de desempeño de la estructura. [1]

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 * \left(\frac{T_o}{T_{sec}} \right)^2 \quad \text{Ec. 20}$$

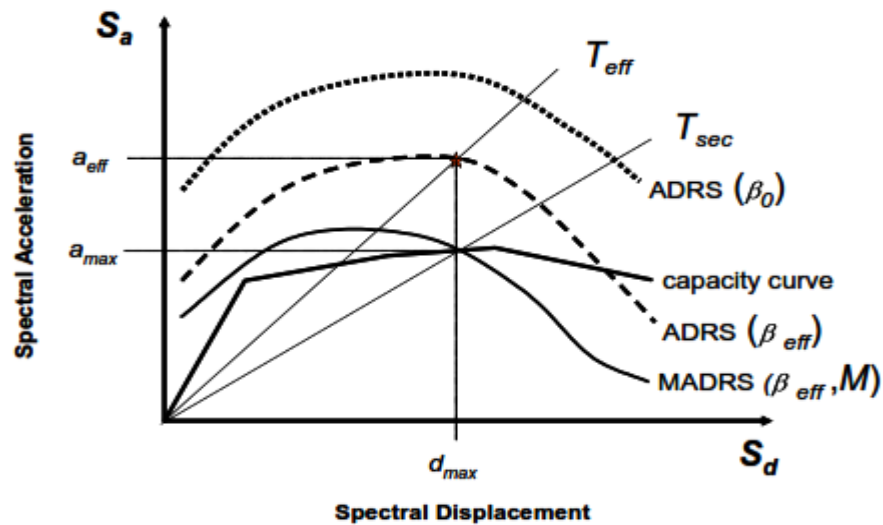
$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha (\mu - 1)}{\mu} \quad \text{Ec. 21}$$

$M = \text{Factor de modificación}$

$T_o = \text{Período inicial de la estructura}$

T_{sec} = Período secante

Figura 18 Conversión del ADRS a MADRS

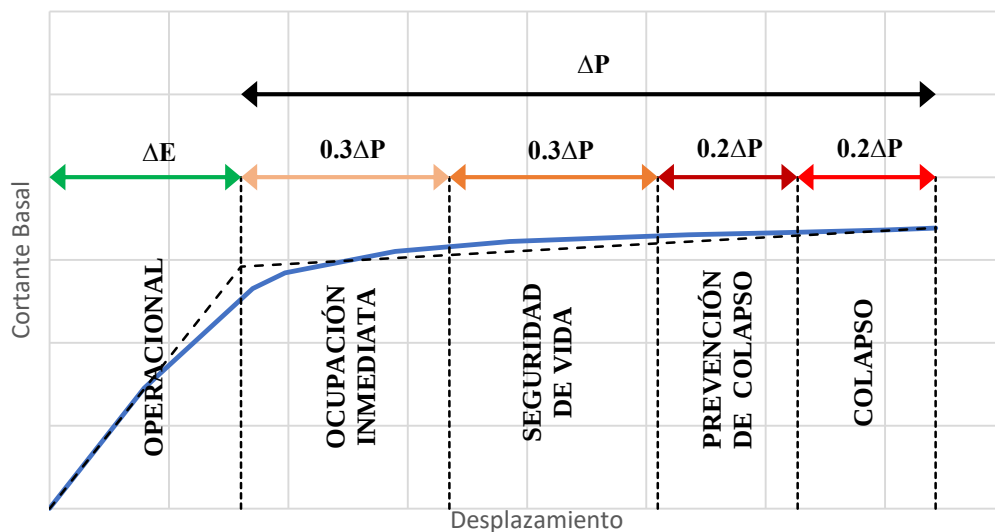


Fuente: FEMA 440. Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico
Estático no Lineal

2.1.5.2 SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD VISION 2000

Para conocer los niveles de desempeño es recomendable definirlos en la curva de capacidad de la estructura en función de los porcentajes de desplazamiento, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 19 Sectorización de la Curva de Capacidad



Fuente: Comité Visión 2000

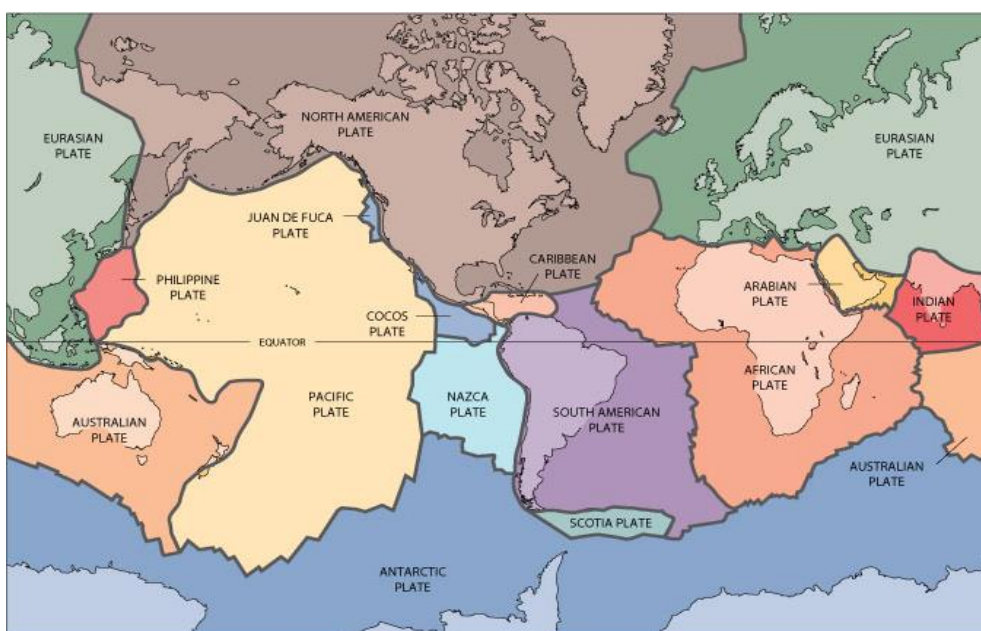
2.1.6 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO

La base fundamental para la estimación de la amenaza sísmica radica en establecer la relación de la geología y la tectónica, con la sismicidad local y regional de una zona determinada, siendo que la ciudad de Ambato se encuentra rodeado de fuentes sismogénicas es de suma importancia mejorar el conocimiento del peligro sísmico en la zona, ya que así se podrá buscar un comportamiento adecuado de las estructuras ante los eventos sísmicos.

2.1.7 PLACAS TECTÓNICAS

Las placas tectónicas son grandes y pequeños casquetes esféricos de litosfera terrestre que se unen entre sí para formar la corteza terrestre, la base de la teoría de las placas tectónicas se fundamenta en la deriva continental, bajo el criterio de que la tierra no es rígida sino que los continentes y cuencas oceánicas se mueven lentamente fracturándose, reuniéndose y creciendo. [13]

Figura 20 Placas Tectónicas



Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

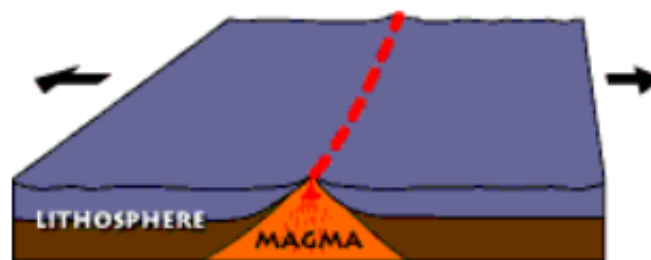
2.1.7.1 ACTIVIDAD SÍSMICA

El movimiento de las placas y su interacción con las demás se manifiesta sobre todo a lo largo de sus límites, produciendo deformaciones que concentran la actividad sísmica. [14]

ZONAS DE EXPANSIÓN O DIVERGENTES

Zona en la cual las placas tectónicas se separan dando lugar a que el material que se encuentra en el manto pueda ascender. [15]

Figura 21 Falla Divergente



Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

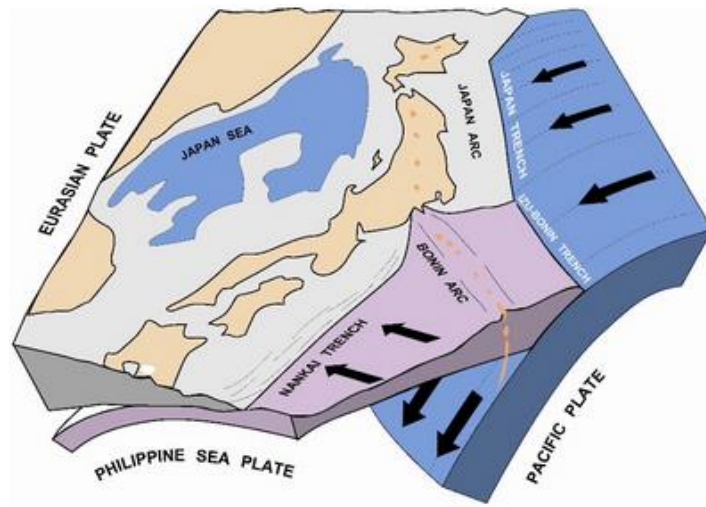
ZONAS CONVERGENTES

Las placas tienden a unirse o aproximarse de manera tal que chocan. Estas pueden clasificarse en dos tipos de zonas: subducción y colisión. [15]

-Zonas de Subducción

Zona en la cual una de las placas generalmente la más rígida se introduce debajo de la otra produciendo intensa sismicidad. [15]

Figura 22 Zona de Subducción

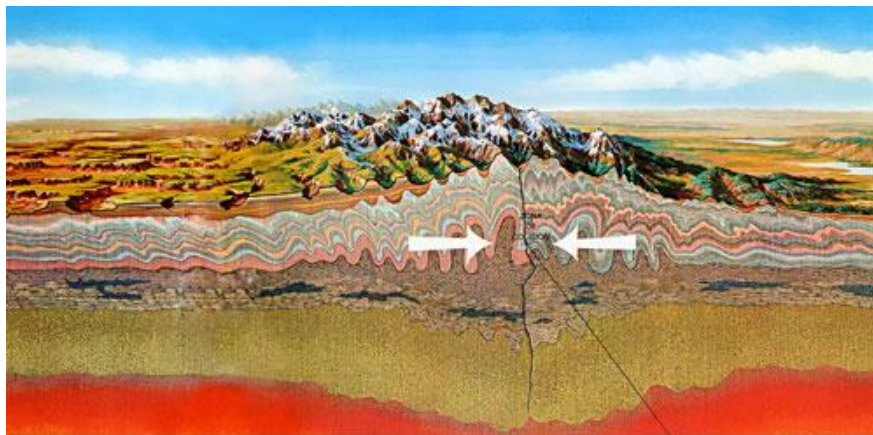


Fuente: CSEM.Centro Sismológico Euro-Mediterráneo

-Zonas de Colisión

Las placas tectónicas chocan produciendo grandes deformaciones sin producirse subducción. [15]

Figura 23 Zona de Colisión

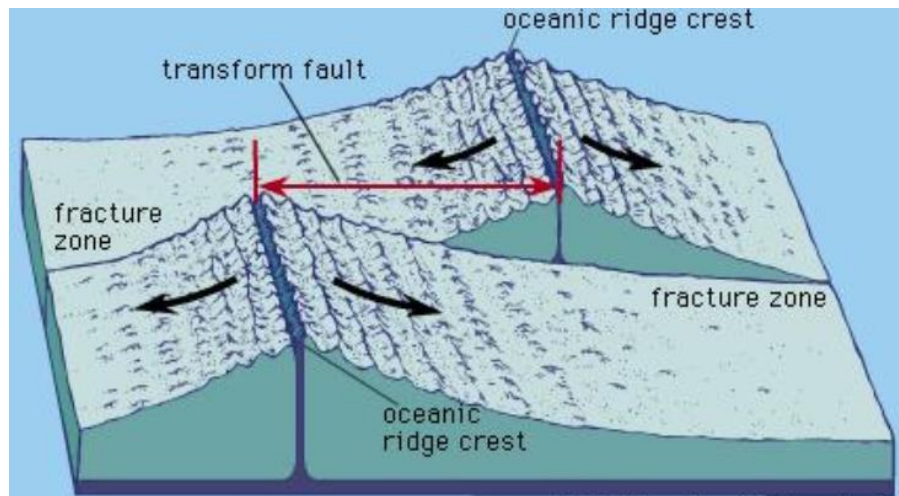


Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

ZONA DE FALLAS TRANSFORMANTES

Las placas tectónicas se deslizan una con respecto a la otra sin crear ni destruir litosfera produciendo terremotos de gran magnitud. [14]

Figura 24 Límite Transformante



Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

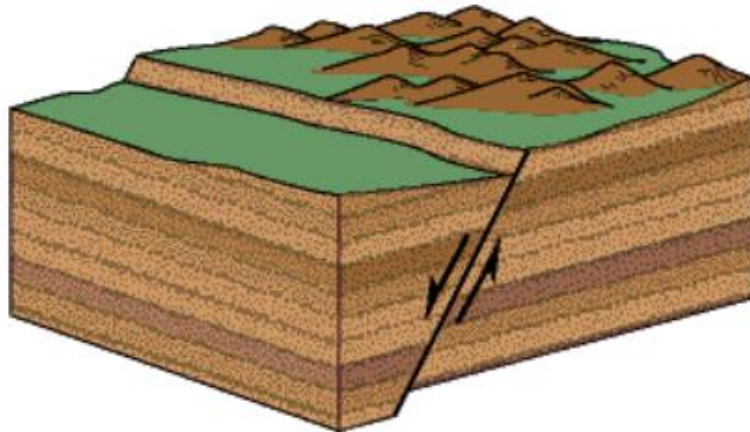
2.1.7.2 TIPO DE FALLAS GEOLÓGICAS

La falla se caracteriza por ser una zona de fractura debido al desplazamiento de un lado respecto a un plano o superficie de fractura, éstas se clasifican en función del desplazamiento de sus bloques. [15]

FALLA NORMAL

Estas fallas son dominadas por las fuerzas tensionales las cuales causan que las rocas de un lado de la falla se deslicen descendiendo con respecto a las rocas del otro lado en la dirección del plano de falla. [15]

Figura 25 Falla Normal

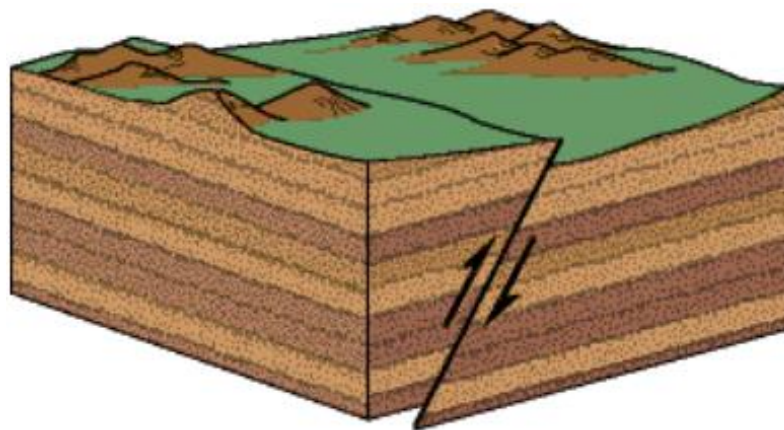


Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

FALLAS INVERSAS

Estas fallas son dominadas por las fuerzas compresivas que provocan que las rocas de un lado de la falla asciendan por el plano de falla. [15]

Figura 26 Falla Inversa

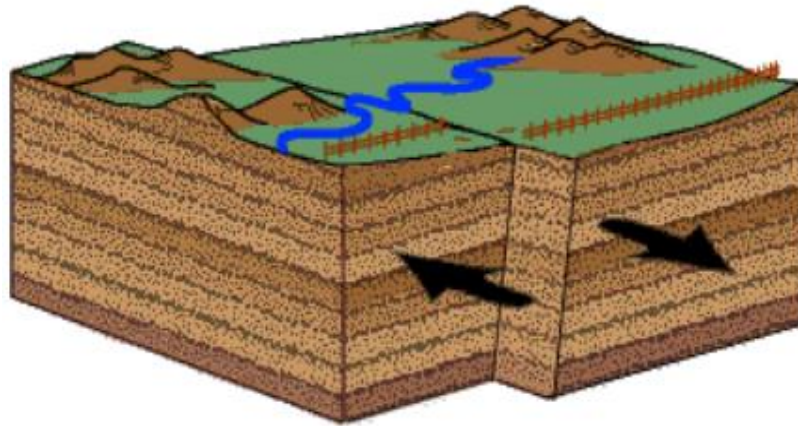


Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

FALLAS TRANSCURRENTE

Esta falla se caracteriza por el movimiento en dirección opuesta de los bloques a lo largo de la grieta de falla. [15]

Figura 27 Falla Transcurrente



Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

2.1.8 PELIGRO SÍSMICO

El estudio del peligro sísmico se fundamenta en la medición de las intensidades sísmicas como la aceleración, velocidad y desplazamiento en función de un período de retorno, su objetivo primordial es caracterizar de la manera más exacta posible los probables niveles de movimiento del suelo que una estructura deberá resistir, esto lo podemos lograr mediante la evaluación del peligro sísmico de forma determinista o probabilista. [2, 16]

2.1.8.1 PELIGRO SÍSMICO PROBABILISTA

El análisis sísmico probabilista identifica, cuantifica y combina todas las incertidumbres asociadas con los movimientos de suelo, para proveernos de la información necesaria para identificar el peligro sísmico, los pasos para realizar el análisis probabilista se muestran a continuación y se resumen en el Figura 28. [17]

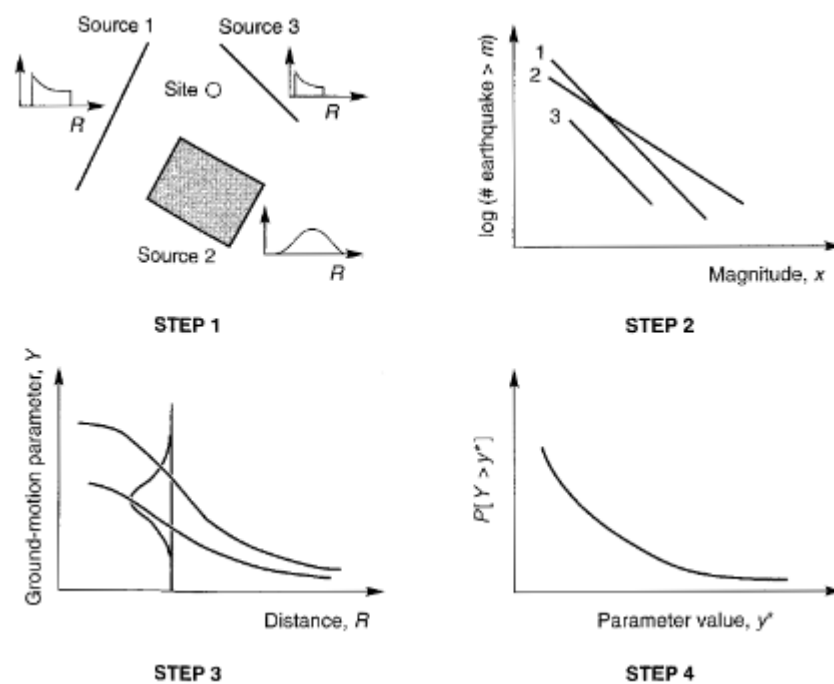
1.-Identificar y caracterizar las posibles fuentes de movimientos sísmico dentro de la zona de origen, además de realizar una distribución de probabilidad a cada zona fuente la cual generalmente es uniforme, es decir, los terremotos dentro de la zona de origen en cualquier punto tienen la misma probabilidad de ocurrir. [17]

2.-Establecer una relación de recurrencia para la zona de origen la cual especifica la tasa promedio a la que un terremoto de algún tamaño será excedido. [17]

3.-Utilizar relaciones predictivas para determinar la posible ocurrencia de terremotos de cualquier tamaño dentro de cada zona fuente. [17]

4.-Por último, debido a las incertidumbres ligadas a la ubicación y tamaño del terremoto se establece una probabilidad de excedencia durante un período de tiempo. [17]

Figura 28 Pasos para el Análisis de Peligro Sísmico Probabilista



Fuente: Kramer 1996. Ingeniería Geotécnica de Terremotos

2.1.8.2 PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA

El análisis de peligro sísmico determinista implica el desarrollo de un escenario sísmico en particular mediante el cual se realizará la evaluación de la ocurrencia de terremotos para cada una de las posibles fuentes generadoras de movimientos sísmicos,

uno de los objetivos más relevantes es determinar el sismo de control, el cual produce el mayor movimiento del suelo. Los pasos para realizar un análisis de peligro sísmico determinista se muestran a continuación y se resumen en la Figura 29. [17]

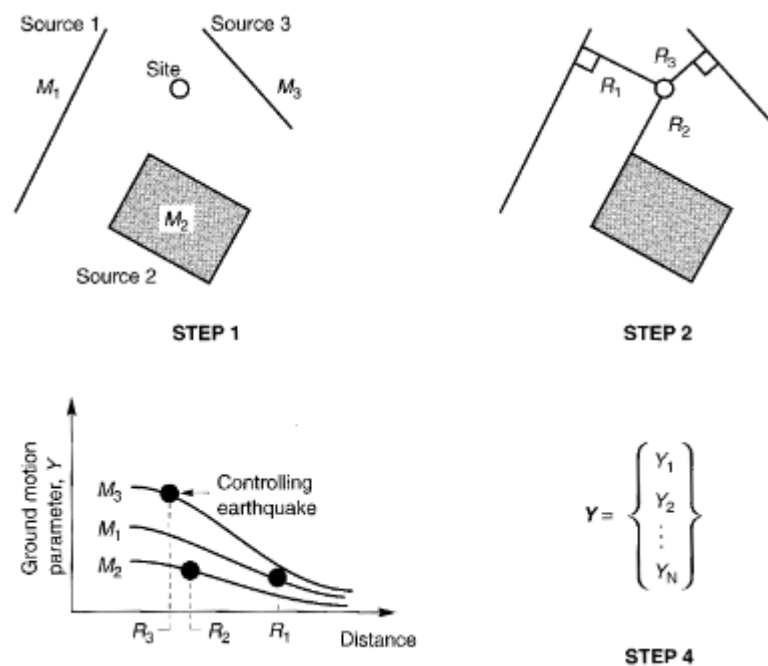
1.-Identificar y definir la geometría y el potencial todas las probables fuentes de terremotos en el sitio.

2.-Seleccionar la distancia de cada potencial fuente sísmica al sitio de estudio, generalmente se toma la distancia más corta, esta distancia puede estar expresada en términos de distancia epicentral o distancia hipocentral, dependiendo de la ecuación de predicción que se vaya a usar. [17]

3.-Seleccionar el sismo de control el cual produce la mayor magnitud. [17]

4.-Utilizar modelos de predicción para la obtención de resultados en términos de aceleración máxima, desplazamiento máximo o mediante las ordenadas de un espectro de respuesta que describa del peligro sísmico en el sitio [17]

Figura 29 Pasos para el Análisis de Peligro Sísmico Determinista



Fuente: Kramer 1996. Ingeniería Geotécnica de Terremotos

2.1.9 ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTO DE SUELO GMPE's

El uso más importante que a nivel mundial se le da al registro de sismos es la creación y mejoramiento de las ecuaciones de predicción de movimiento, ya que son parte fundamental para análisis del peligro sísmico determinista o probabilista en una región. [18]

Las ecuaciones de predicción de movimiento permiten el cálculo de parámetros relacionados al movimiento de suelo como: aceleración máxima en roca (PGA), desplazamiento o espectros de respuestas, mediante la relación con variables independientes como la magnitud de momento, la distancia a la fuente y el mecanismo de falla. [19]

Los GMPE's seleccionados en este estudio corresponden a los utilizados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) para el estudio de peligro sísmico realizado en todo el Territorio Nacional. [6]

2.1.9.1 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA RÉGIMEN CORTICAL

❖ **David M Boore y Gail M. Atkinson 2008**

$$\ln(Y) = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_s(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon \quad \text{Ec. 22}$$

Y=Aceleración espectral como fracción de la gravedad amortiguada al 5%.

F_M =Función de la escala de magnitud

F_D =Función de distancia

F_s =Función de la amplificación de sitio.

M=Magnitud de momento

V_{s30} =Velocidad de onda Cortante

R_{JB} = Distancia de Joyner-Boore definida como la distancia más cercana a la proyección de la superficie de falla.

ε =Desviación estándar

❖ **Sinan Akkar y Julian Bommer 2010**

$$\log(Psa) = b_1 + b_2M + b_3 M^2 + (b_4 + b_5M)\log\sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7S_S + b_8S_A + b_9F_N + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \quad \text{Ec. 23}$$

Psa =Aceleración espectral amortiguada al 5% en cm/s^2 .

$b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6, b_7, b_8, b_9, b_{10}$ = Coeficientes de la regresión.

M =Magnitud de momento.

R_{JB} =Distancia más cercana a la proyección de la falla.

S_A =Suelo Rígido

S_S =Suelo Suave

F_N =Falla Normal

F_R =Falla Inversa

σ = Desviación estándar.

❖ **Jhon X. Zhao 2006**

El modelo de Zhao puede ser utilizado para régimen cortical y de subducción

$$\ln(Y) = aM_w + bx - \ln(r) + e(h - h_c) * \delta_h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} \ln(x) + C_k \quad \text{Ec. 24}$$

Y=Aceleración espectral amortiguada al 5% en cm/s²

a, b, c, d, e=Términos obtenidos del análisis de regresión

X= Distancia a la fuente en Km

h=Profundidad focal en Km.

h_C=Constante de profundidad (Toma el valor de 15 km).

F_R=Aplicable solo a eventos de falla inversa.

S_I=Parámetro del tipo de fuente tectónico.

S_S=Parámetro aplicable solo eventos intraplaca.

S_{SL}=Parámetro modificador de trayectoria para eventos intraplaca.

C_k=Parámetro de la clase de suelo.

2.1.9.2 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA RÉGIMEN DE SUBDDUCIÓN

❖ **Gail M. Atkinson and David M. Boore 2003**

$$\log(Y) = f_n(M) + c_3h + c_4R - g \log(R) + c_5 sl S_C + C_6 sl S_D + c_7 sl S_E \quad \text{Ec. 25}$$

Y= Aceleración espectral amortiguada al 5% en cm²

M= Magnitud de momento

h= Profundidad focal en Km

S_c, S_D, S_E =Coeficientes en función del tipo de suelo.

g =Coeficientes para eventos interplaca e intraplaca

❖ **R.R Youngs 1997**

$$\ln(Y) = -0.6687 + 1.43M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1.097 e^{0.617M}) + 0.00648 H + 0.3647Z_T \quad \text{Ec. 26}$$

Y =Aceleración espectral amortiguada al 5% como fracción de la gravedad.

M =Magnitud de momento.

R =Distancia más cercana a la falla

H =Profundidad Focal

Z_t =Indica el tipo de falla

2.1.9.3 MAGNITUD DE MOMENTO M_w

Uno de los parámetros más relevantes para la utilización de las ecuaciones de atenuación es la magnitud de momento M_w , con la cual se puede obtener la energía liberada por terremotos de moderados a fuertes sin sufrir saturación, razón por la cual se ha convertido en la escala más usada por las agencias dedicadas a la detección de sismos y la comunidad científica. [20]

$$M_w = \frac{2}{3} * \log(M_0 - 10.7) \quad \text{Ec. 27}$$

$$MO = \mu * D * A$$

Ec. 28

Mw=Magnitud de Momento

MO=Momento sísmico (dinas-cm)

μ =Módulo de deformación de la roca (dinas/cm²)

D=Desplazamiento promedio de la falla (cm)

A=Área de ruptura del segmento (cm²)

La magnitud de momento puede ser incluso aproximada utilizando variables como la longitud de ruptura, ancho de ruptura, el área de ruptura de falla. [20]

En el presente estudio se utilizará relaciones para el cálculo de la Magnitud de Momento validadas por el GEM, para el régimen de subducción se utilizará Strasser 2010 y para el régimen cortical Wells y Coppersmith (1994)

Relaciones de Strasser 2010

Eventos Interplaca

$$Mw = 4.868 + 1.392 * \log(L)$$

Ec. 29

Eventos Intraplaca

$$Mw = 4.725 + 1.445 * \log(L)$$

Ec. 30

Relaciones de Wells y Coppersmith 1994

Tabla 1 Ecuaciones de Wells y Coopersmith

Ecuación	Tipo de Falla	Número de Eventos	Coeficientes y errores estándar		Desviación Estándar	Coeficiente de Correlación	Rango de Magnitudes	Longitud/Ancho
			a(sa)	b(sb)				Rango (km)
$M = a + b * \log(\text{SRL})$	SS	43	5.16(0.13)	1.12(0.08)	0.28	0.91	5.6 a 8.1	1.3 a 432
	R	19	5.00(0.22)	1.22(0.16)	0.28	0.88	5.4 a 7.4	3.3 a 85
	N	15	4.86(0.34)	1.32(0.26)	0.34	0.81	5.2 a 7.3	2.5 a 41
	All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	5.2 a 8.1	1.3 a 432
$\log(\text{SRL}) = a + b * M$	SS	43	-3.55(0.37)	0.74(0.05)	0.23	0.91	5.6 a 8.1	1.3 a 432
	R	19	-2.86(0.55)	0.63(0.08)	0.20	0.88	5.4 a 7.4	3.3 a 85
	N	15	-2.01(0.65)	0.50(0.10)	0.21	0.81	5.2 a 7.3	2.5 a 41
	All	77	-3.22(0.27)	0.69(0.04)	0.22	0.89	5.2 a 8.1	1.3 a 432
$M = a + b * \log(\text{RLD})$	SS	93	4.33(0.06)	1.49(0.05)	0.24	0.96	4.8 a 8.1	1.5 to 350
	R	50	4.49(0.11)	1.49(0.09)	0.26	0.93	4.8 a 7.6	1.1 a 80
	N	24	4.34(0.23)	1.54(0.18)	0.31	0.88	5.2 a 7.3	3.8 a 63
	All	167	4.38(0.06)	1.49(0.04)	0.26	0.94	4.8 a 8.1	1.1 a 350
$\log(\text{RLD}) = a + b * M$	SS	93	-2.57(0.12)	0.62(0.02)	0.15	0.96	4.8 a 8.1	1.5 a 350
	R	50	-2.42(0.21)	0.58(0.03)	0.16	0.93	4.8 a 7.6	1.1 a 80
	N	24	-1.88(0.37)	0.50(0.06)	0.17	0.88	5.2 a 7.3	3.8 a 63
	All	167	-2.44(0.11)	0.59(0.02)	0.16	0.94	4.8 a 8.1	1.1 a 350
$M = a + b * \log(\text{RW})$	SS	87	3.80(0.17)	2.59(0.18)	0.45	0.84	4.8 a 8.1	1.5 a 350
	R	43	4.37(0.16)	1.95(0.15)	0.32	0.9	4.8 a 7.6	1.1 a 80
	N	23	4.04(0.29)	2.11(0.28)	0.31	0.86	5.2 a 7.3	3.8 a 63
	All	153	4.06(0.11)	2.25(0.12)	0.41	0.84	4.8 a 8.1	1.1 a 350
$\log(\text{RW}) = a + b * M$	SS	87	-0.76(0.12)	0.27(0.02)	0.14	0.84	4.8 a 8.1	1.5 a 350
	R	43	-1.61(0.20)	0.41(0.03)	0.15	0.9	4.8 a 7.6	1.1 a 80
	N	23	-1.14(0.28)	0.35(0.05)	0.12	0.86	5.2 a 7.3	3.8 a 63
	All	153	-1.01(0.10)	0.32(0.02)	0.15	0.84	4.8 a 8.1	1.1 a 350
$M = a + b * \log(\text{RA})$	SS	83	3.98(0.07)	1.02(0.03)	0.23	0.96	4.8 a 7.9	3 a 5,184
	R	43	4.33(0.12)	0.90(0.05)	0.25	0.94	4.8 a 7.6	2.2 a 2,400
	N	22	3.93(0.23)	1.02(0.10)	0.25	0.92	5.2 a 7.3	19 a 900
	All	148	4.07(0.06)	0.98(0.03)	0.24	0.95	4.8 a 7.9	2.2 a 5,184
$\log(\text{RA}) = a + b * M$	SS	83	-3.42(0.18)	0.90(0.03)	0.22	0.96	4.8 a 7.9	3 a 5,184
	R	43	-3.99(0.36)	0.98(0.06)	0.26	0.94	4.8 a 7.6	2.2 a 2,400
	N	22	-2.87(0.50)	0.82(0.08)	0.22	0.92	5.2 a 7.3	19 to 900
	All	148	-3.49(0.16)	0.91(0.03)	0.24	0.95	4.8 a 7.9	2.2 a 5,184
SRL-Longitud de la superficie de ruptura (Km) ;RDL-Longitud de la subsuperficie de ruptura (Km);RW-Ancho de ruptura (Km);RA-Área de ruptura (Km²);SS-Transcurrente;R-Inversa;N-Normal								

Fuente: Wells y Coopersmith

2.2 HIPÓTESIS

EL ESPECTRO OBTENIDO DEL ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA INFLUYE EN LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL Y DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DEL SECTOR LA FLORESTA II.

2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.3.1 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

2.3.2 Variable Dependiente

Desempeño estructural de las edificaciones del sector la Floresta II

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

INVESTIGACIÓN APLICADA

La siguiente investigación tiene como propósito determinar la influencia que tienen los espectros deterministas en los parámetros ligados al comportamiento estructural de las edificaciones como son: desplazamiento máximo, derivas, cortantes y puntos de desempeño, con la finalidad de optimizar el diseño estructural.

INVESTIGACIÓN EXPLORATORIA

El análisis de peligro sísmico determinista y el contraste entre la demanda impuesta por el espectro de sitio con el espectro propuesto por la NEC no se ha realizado para el sector la Floresta II.

INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

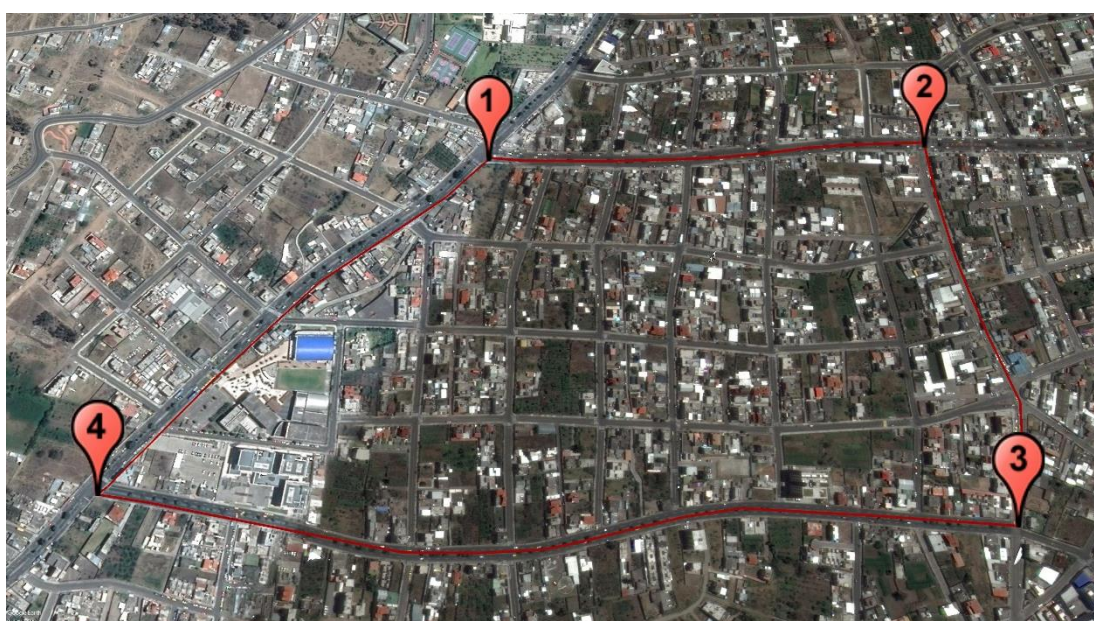
La obtención de datos para la presente investigación se sustenta en ensayos de laboratorio como: el Ensayo de Granulometría y el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), los cuales permitirán obtener una aproximación de los parámetros de respuesta sísmico del suelo en la zona de investigación.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

POBLACIÓN

La evaluación del desempeño estructural en las edificaciones y ensayos de suelo necesarios para la obtención de los espectros deterministas se lo realizará en un área de 37.4 hectáreas pertenecientes al sector la Floresta II ubicado en la ciudad de Ambato.

Figura 30 Área de Análisis



Fuente: Google Earht Pro

Las coordenadas más importantes que limitan el polígono que conforma el área de investigación se muestran a continuación.

Tabla 2 Coordenadas del Área de Análisis

Punto	Coordenadas (Zona 17 M)	
	Este	Norte
1	762835.98 m	9859425.79 m
2	763304.23 m	9859707.44 m
3	763576.54 m	9859324.87 m
4	762657.88 m	9858866.64 m

Fuente: Google Earht Pro

MUESTRA

El número de estructuras a ser evaluadas serán 3 edificaciones.

Para el análisis de suelos se realizará 5 Ensayos de Penetración Estándar (SPT) los cuales estarán ubicados en la parte media y los extremos de la zona de estudio.

Las ecuaciones de atenuación a utilizarse para la obtención de los espectros serán:

Tabla 3 Ecuaciones de Atenuación Utilizadas

SUBDUCCIÓN	FALLAS CORTICALES
Atkinson y Boore (2003)	Akkar y Bommer (2010)
Youngs (1997)	Boore y Atkinson (2008)
Zhao (2006)	Zhao (2006)

Fuente: Álvaro Luna

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

Tabla 4 Operacionalización de la Variable Independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Es el estudio de un lugar en particular tomando en cuenta sus principales fuentes sismogénicas para generar un modelo de movimiento sísmico.	Espectro determinista	Magnitud del sismo	¿Cuál es la magnitud de cada una de las fallas en la zona de estudio?	-Investigación Bibliográfica -Experimental
		Distancia desde la falla a la zona de estudio	¿Existe influencia entre la distancia de la zona de estudio a las fallas?	-Investigación Bibliográfica -Experimental

		Velocidad de onda cortante	¿Cuál es la velocidad de onda cortante estimada en la zona de estudio?	-Investigación Bibliográfica -Experimental -Ensayos de Laboratorio
--	--	----------------------------	--	--

Fuente: Álvaro Luna

3.3.2 Variable Dependiente

Desempeño estructural de las edificaciones del sector la Floresta II

Tabla 5 Operacionalización de la Variable Dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Cuantificación de la cantidad de daño en un edificio afectado por un sismo y el impacto que tiene estos daños en las actividades posteriores al evento.	Curva de capacidad	Sectorización de la curva de capacidad	¿La sectorización de la curva de capacidad permite divisar los puntos de desempeño ?	- Bibliográfica -Experimental -Software Especializado ETABS 2016 -Normativa y Códigos
	Demanda	Espectro NEC 2015	¿El espectro de la normativa cubre las posibles demandas que pueden desencadenar las fallas existentes en la zona de estudio?	- Bibliográfica -Experimental -Software Especializado ETABS 2016 - Normativa y Códigos
	Desempeño	Rótulas Plásticas	¿Las rótulas plásticas reflejan el nivel de daño asociado al punto de desempeño?	- Bibliográfica -Experimental -Software Especializado ETABS 2016

Fuente: Álvaro Luna

3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 6 Plan de Recolección de Información

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	Para evaluar el desempeño de las estructuras mediante la utilización de un espectro determinista.
2. ¿De qué personas u objetos?	Régimen tectónico, fallas seleccionadas, tipo de suelo y modelaciones estructurales
3. ¿Sobre qué aspectos?	Influencia del espectro determinista en el desempeño estructural.
4. ¿Quién?	Álvaro Fernando Luna Zabala
5 ¿Dónde?	-Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato -Sector la Floresta II
6. ¿Cómo?	-Investigación Bibliográfica -Ensayos de Laboratorio

Fuente: Álvaro Luna

3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El plan y procesamiento de datos para la presente investigación se ha dispuesto de la siguiente manera:

- Determinar el régimen tectónico que gobierna el área de estudio.
- Definir las fallas representativas al área de estudio a partir de los datos establecidos por el NEO-TEC.
- Determinar mediante los resultados del ensayo SPT el tipo de perfil de suelo que prevalece en el área de estudio en base a lo dispuesto por la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15.
- Estimar la velocidad de onda cortante V_s .
- Utilizar las ecuaciones de Strasser 2010 para el régimen de subducción; Wells y Coppersmith 1994 para el régimen cortical, para estimar la magnitud de momento sísmico que podrían desencadenar la ruptura de las fallas seleccionadas.

- Utilizar las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPE's) para calcular espectros en aceleración de cada una de las fallas analizadas.
- Obtener un espectro determinista a partir de los valores pico generados por los espectros de cada una de las fallas.
- Realizar modelaciones estructurales en el software ETABS 2016.
- Contrastar la demanda impuesta en cortante y derivas mediante el uso del espectro NEC-15 y el determinista.
- Analizar el desempeño de las estructuras ante las solicitaciones del espectro determinista y el espectro NEC-15.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTEPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS

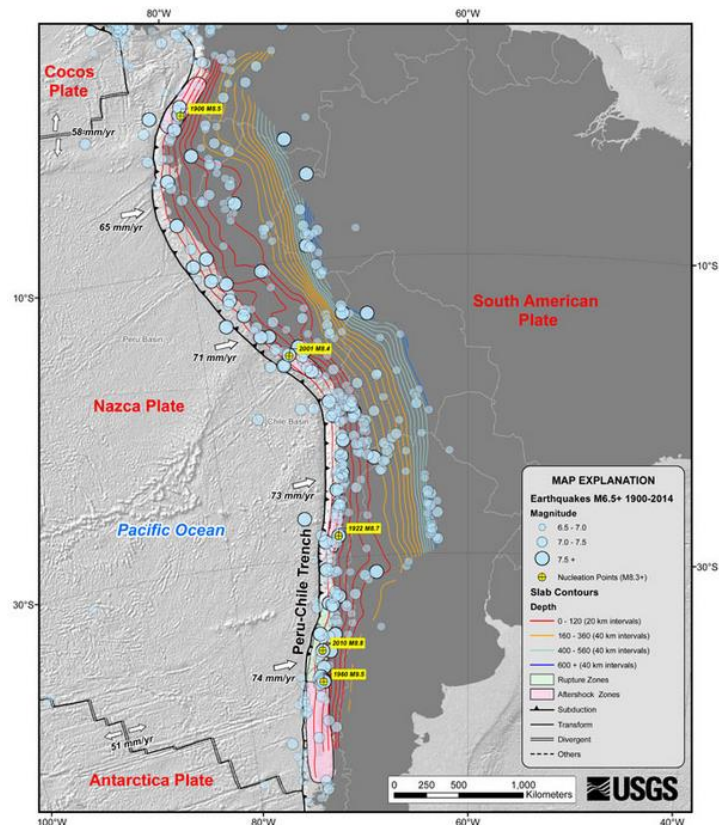
4.1.1 Régimen tectónico

La zona noroeste de Sudamérica se encuentra ubicada en la región denominada Cinturón de Fuego del Pacífico la cual esta compartida por casi todas las costas continentales e insulares, lugar donde se libera aproximadamente el 85% de la energía sísmica del planeta en forma de terremotos. [21]

De los estudios y análisis realizados se ha concluido que la subducción producida por la placa de Nazca dentro de la placa Sudamérica es la mayor fuente desencadenadora de eventos sísmicos en nuestro país, sumado a esto un complejo sistema de fallas que producen eventos sísmicos de gran relevancia. [21]

La velocidad de subducción de la placa de Nazca en la placa Sudamericana se encuentra entre 60-70 mm/año, esta rápida velocidad de convergencia entre las placas ha desencadenado grandes sismos en nuestro país, entre los más importantes se encuentran: 31 de enero de 1906 (Mw 8.8); 14 de mayo de 1942 (Mw 7.8); 12 de diciembre de 1979 (Mw 8.1) y el producido en Pedernales el 16 de abril de 2016 (Mw 7.8). [21, 22]

Figura 31 Proceso de Subducción entre la Placa Nazca y Sudamericana



Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos

Al igual que la subducción el sistema fallas que atraviesa nuestro país ha desencadenado fuertes terremotos, entre los de mayor potencial destructivo se encuentra el producido por la falla ubicada al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, el 5 de agosto de 1949, que recibió el nombre de terremoto de Ambato, los cálculos de su magnitud en función de la intensidad indican que fue aproximadamente de 6.8 Mw con una profundidad menor a 15km. [22]

Al analizar todos los datos pertenecientes a la sismicidad histórica de nuestro país, podemos concluir que los regímenes tectónicos que prevalecen y afectan al área de estudio son: el régimen Cortical y de Subducción.

4.1.2 Determinación de las fallas geológicas que afectan al área de estudio

Debido a la alta sismicidad producida por la subducción, es de vital importancia para el presente estudio determinar las posibles aceleraciones que se podrían alcanzar en el área de estudio debido a la liberación de energía del proceso de subducción.

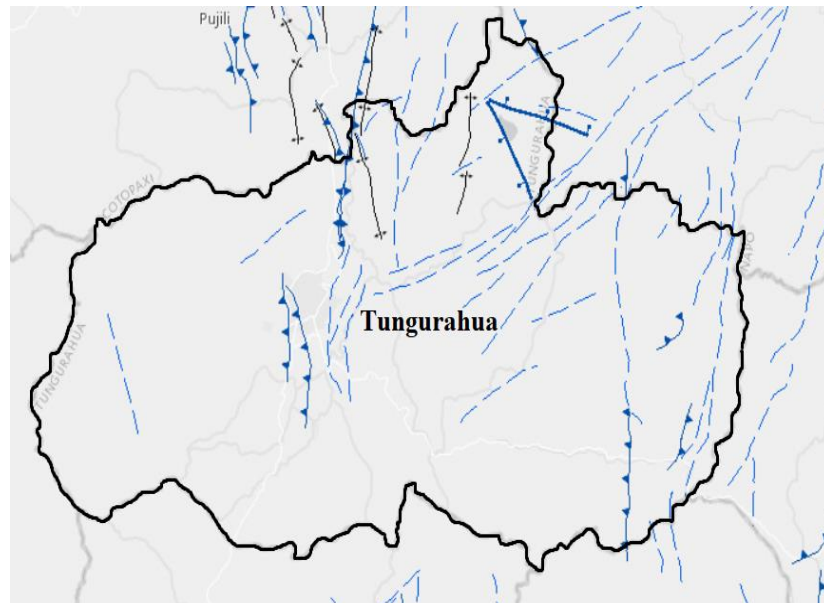
Figura 32 Subducción EC-223



Fuente: NeoTec

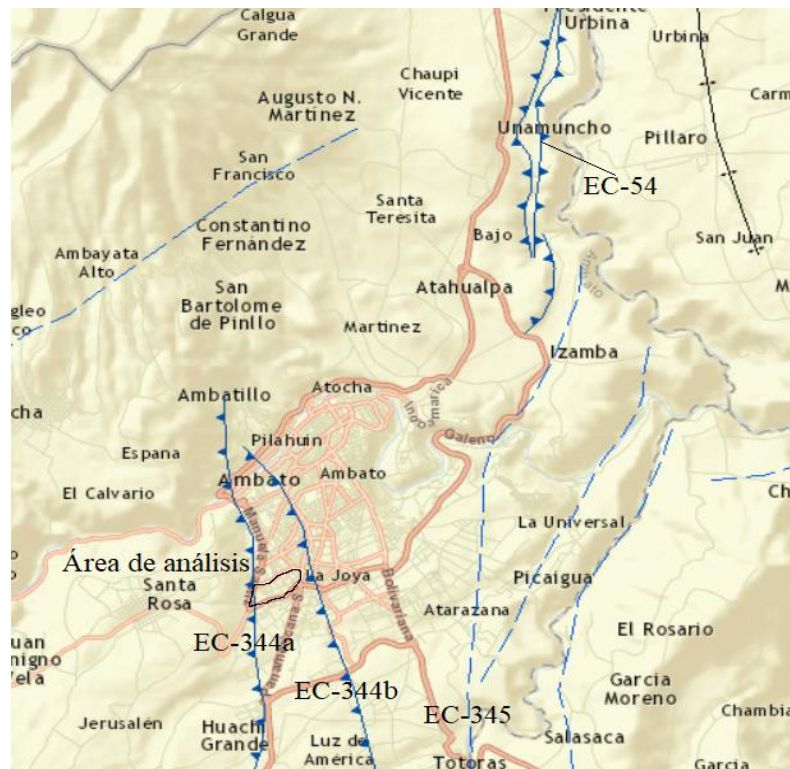
Las fallas geológicas adyacentes al área de estudio son posibles fuentes de alta sismicidad, por tal razón se han seleccionado las más relevantes.

Figura 33 Fallas Geológicas en Tungurahua



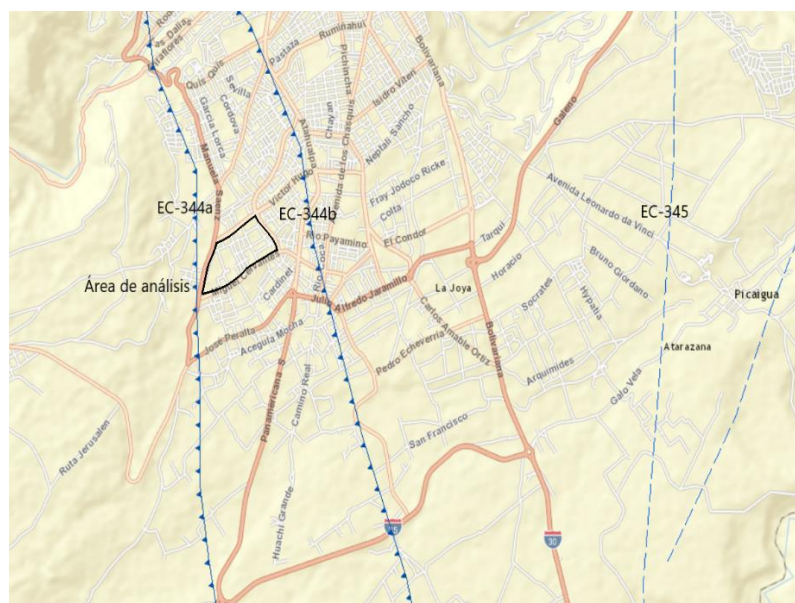
Fuente: NeoTec.

Figura 34 Fallas Geológicas en Ambato



Fuente: NeoTec.

Figura 35 Fallas Geológicas Adyacentes al Área de Estudio



Fuente: NeoTec.

A continuación, se presenta una descripción de las fallas seleccionadas para la presente investigación.

Tabla 7 Fallas Geológicas Seleccionadas

Código	Nombre	Tipo	Longitud de la falla (Km)	Distancia al área de análisis (Km)
EC-223	Subducción	Inversa	1536.5	297
EC-344a	Huachi	Inversa Ciega	12.00	0.45
EC-344b	Ambato	Inversa Ciega	16.30	0.92
EC-345	Totoras	Transcurrente Inversa Ciega	17.7	4.95
EC-54	Samanga	Inversa Ciega	33.0	10.30

Fuente: NeoTec

4.1.3 Clasificación del suelo

La Norma Ecuatoriana de la Construcción clasifica el perfil de suelo en base a los siguientes parámetros: velocidad de onda cortante (V_s); Número medio de golpes del ensayo SPT para cualquier tipo perfil (N), es decir, sea este un suelo cohesivo o no cohesivo; o la consideración conjunta del Número medio de golpes del ensayo SPT para para los estratos no cohesivos (N_{ch}) y la Resistencia al corte no drenado para suelos cohesivos (S_u). [6]

En la presente investigación se clasificará el perfil de suelo en base al parámetro N (Número de golpes del ensayo SPT para cualquier tipo de perfil).

Tabla 8 Clasificación de Perfil de Suelo

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ Kpa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$

	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC. Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar consiste en contar el número de golpes para hincar un muestreador una altura determinada, mediante un peso que desciende desde una altura definida, este procedimiento permite conocer de manera aproximada la resistencia del suelo in situ y obtener una cantidad de material necesario para el análisis del suelo en laboratorio. [23]

El procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar SPT es el siguiente:

- Apoyar el muestreador en el sitio de estudio y mediante los golpes en caída libre del martinete desde una altura de 75 ± 5 cm hincar el muestreador. [23]
- El levantamiento del martinete debe hacerse con cabo de manila y en caso de accionado mecánico no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate. [23]
- Mantener perfectamente vertical la barra rígida de acero que sirve de guía para el descenso del martinete con el fin de evitar la pérdida de energía en los golpes a causa de la fricción. [23]
- Penetrar con el muestreador 15 cm que sirven como preparación y ajuste del ensayo; el número de golpes en este rango inicial tienen un valor relativo de orientación. [23]
- Registrar separadamente en tramos de 15 cm el número de golpes necesarios para penetrar el muestreador una longitud de 30 cm. [23]
- Si durante la penetración en el tramo de 30 cm se sobrepasa los 50 golpes, se debe anotar el número de golpes efectuados y la longitud de penetración del muestreador. [23]
- Antes de la extracción del muestreador se debe girar al menos dos revoluciones, para cortar la muestra en el fondo; una vez la muestra se encuentre en la superficie se determina la longitud de la muestra recuperada, se extrae la muestra de suelo, sin tomar en cuenta la parte de suelo superior que no se considera representativa. [23]
- Se realizará una correcta identificación de cada muestra obtenida [23]

El ensayo de penetración estándar para la obtención y análisis de muestras se lo realizó en 5 puntos estratégicos en la zona de estudio de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 9 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 1

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT medio	Tipo de Perfil
55	Limpieza	20	27	
70	10			

85	9			
100	11			
120	10			
135	11	22		
150	11			
170	14			
185	16	34		
200	18			
220	20			
235	15	27		
250	12			
270	12			
285	13	30		
300	17			
320	44			
335	44	RECHAZO		
350	-			

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 10 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 2

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT medio	Tipo de Perfil
55	Limpieza			
70	9	21		
85	10			
100	11			
120	12		40	
135	20	39		
150	19			
170	16	38		
185	25			

200	13			
220	15			
235	20	40		
250	20			
270	18			
285	23	46		
300	23			
320	20			
335	17	39		
350	22			
370	25			
385	24	54		
400	30			
420	41			
435	40	RECHAZO		
450	-			

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 11 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 3

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT medio	Tipo de Perfil
55	Limpieza			
70	7			
85	9	18		
100	9			
120	7		39	D
135	8	19		
150	11			
170	10	26		

185	12			
200	14			
220	17			
235	20	42		
250	22			
270	25			
285	29	54		
300	25			
320	26			
335	30	56		
350	26			
370	28			
385	28	52		
400	24			
420	23			
435	22	40		
450	18			
470	21			
485	22	45		
500	23			
520	35			
535	45	RECHAZO		
550	-			

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 12 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 4

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT medio	Tipo de Perfil
55	Limpieza			
70	6			
85	7	16		
100	9			
120	8			
135	6	16		
150	10			
170	12			
185	10	21		
200	11			
220	20			
235	21	42		
250	21			
270	20			
285	21	41		
300	20			
320	23			
335	22	47		
350	25			
370	18		37	D
385	21	44		
400	23			
420	23			
435	21	46		
450	25			
470	19			
485	21	45		

500	24			
520	20			
535	21	47		
550	26			
570	30			
585	50	RECHAZO		
600	-			

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 13 Resultados Ensayo de Penetración Estándar Sondeo 5

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT medio	Tipo de Perfil
55	Limpieza			
70	4			
85	6	13		
100	7			
120	5			
135	5	12		
150	7			
170	12			
185	15	29		
200	14		32	D
220	14			
235	16	33		
250	17			
270	18			
285	20	40		
300	20			
320	18	36		

335	16			
350	20			
370	17			
385	23	44		
400	21			
420	24			
435	23	50		
450	27			
470	25			
485	23	RECHAZO		
500	-			

Fuente: Álvaro Luna

El ensayo de penetración estándar (SPT) en los sondeos del 1 al 5 refleja un número de golpes promedio (NSPT medio) que encuentran dentro del rango establecido por la de NEC-SE-DS ($15 \leq N < 50$) para clasificar al perfil de suelo como tipo D. [6]

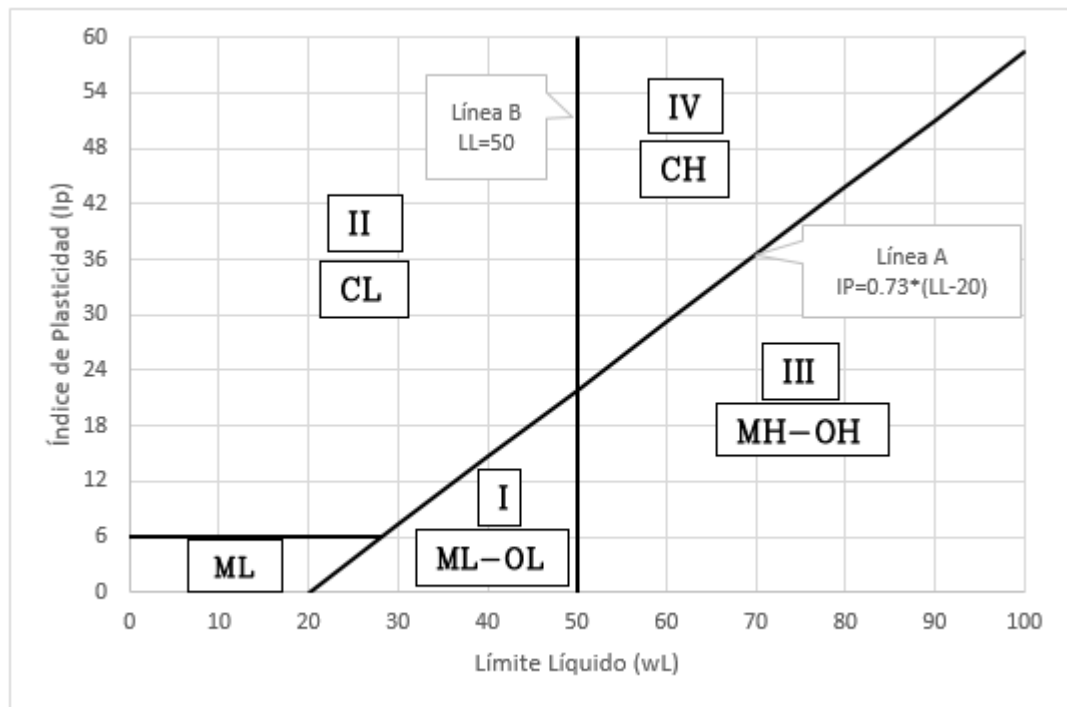
El resultado del ensayo de penetración estándar es el primer parámetro que usaremos para establecer el tipo de suelo, el siguiente paso consiste en clasificar el suelo extraído con base a lo dispuesto por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Además, se confirmará si la estimación que se realizará de la velocidad de onda cortante clasifica al perfil de suelo dentro de la misma categoría.

Tabla 14 Clasificación de suelo según SUCS

Suelos(Partículas menores a 7.5 cm)	Sub-Tipos		Identificación			Símbolo de Grupo	
	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N° 200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N° 4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GW	
				Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP	
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	GM	
				Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH	GC	
		ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200	SW	
				Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200	SP	
			ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena grava y limo	Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	SM	
				Arena arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH	SC	
	SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200	LIMO Y ARCILLA Límite Líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.			ML
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.			CL
				Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.			OL
			Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.			MH
				Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad.			CH
				Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.			OH
	ALTAMENTE ORGANICO		Turba, fácilmente identificables por su color,olor,sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	

Fuente: SUCS

Figura 36 Carta de Plasticidad



Fuente: SUCS

En las siguientes tablas podemos observar los resultados del ensayo granulométrico en los diferentes niveles de penetración, esto nos permitirá clasificar al tipo de suelo basados en la SUCS.

Tabla 15 Ensayo Granulométrico Sondeo 1

Sondeo 1			
Nivel de Penetración			Nv. -1.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	11.16	2.34	97.66
#200	341.00	71.61	28.39
Fuente	124.00	26.04	
Total	476.16	100.00	
Nivel de Penetración			Nv. -1.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	8.40	1.67	98.33
#200	372.40	74.07	25.93
Fuente	122.00	24.26	
Total	502.80	100.00	

Nivel de Penetración			Nv -2.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	8.64	1.21	98.79
#200	529.28	74.00	26.00
Fuente	177.28	24.79	
Total	715.20	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	2.70	0.69	99.31
#200	276.08	70.40	29.60
Fuente	113.40	28.92	
Total	392.18	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	7.91	1.39	98.61
#200	433.50	75.99	24.01
Fuente	129.03	22.62	
Total	570.44	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	10.50	1.54	98.46
#200	487.50	71.46	28.54
Fuente	184.20	27.00	
Total	682.20	100.00	

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 16 Ensayo Granulométrico Sondeo 2

Sondeo 2			
Nivel de Penetración			Nv. -1.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	1.86	0.40	99.60
#200	340.69	72.73	27.27
Fuente	125.86	26.87	
Total	468.41	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -1.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	18.80	2.10	97.90
#200	698.00	77.94	22.06
Fuente	178.80	19.96	
Total	895.60	100.00	

Nivel de Penetración			Nv -2.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	5.00	0.89	99.11
#200	437.40	78.16	21.84
Fuente	117.20	20.94	
Total	559.60	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	4.00	0.66	99.34
#200	422.40	69.80	30.20
Fuente	178.80	29.54	
Total	605.20	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	3.49	0.46	99.54
#200	558.52	74.13	25.87
Fuente	191.40	25.40	
Total	753.41	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	2.45	0.42	99.58
#200	441.00	75.81	24.19
Fuente	138.25	23.77	
Total	581.70	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	2.70	0.31	99.69
#200	647.19	74.56	25.44
Fuente	218.16	25.13	
Total	868.05	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	1.35	0.28	99.72
#200	372.06	76.56	23.44
Fuente	112.59	23.17	
Total	486.00	100.00	

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 17 Ensayo Granulométrico Sondeo 3

Sondeo 3			
Nivel de Penetración			Nv. -1.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	0	0.00	100.00
#200	354.02	67.57	32.43
Fuente	169.88	32.43	
Total	523.90	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -1.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	2.00	0.57	99.43
#200	227.20	65.29	34.71
Fuente	118.80	34.14	
Total	348.00	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	14.82	2.27	97.73
#200	488.11	74.77	25.23
Fuente	149.91	22.96	
Total	652.84	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	12.75	1.88	98.12
#200	525.50	77.36	22.64
Fuente	141.00	20.76	
Total	679.25	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	15.20	1.82	98.18
#200	558.80	66.91	33.09
Fuente	261.20	31.27	
Total	835.20	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	17.15	2.55	97.45
#200	485.45	72.19	27.81
Fuente	169.89	25.26	
Total	672.49	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	12.00	1.80	98.20

#200	450.75	67.48	32.52
Fuente	205.20	30.72	
Total	667.95	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	27.00	3.32	96.68
#200	568.35	69.91	30.09
Fuente	217.62	26.77	
Total	812.97	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -5.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	27.00	3.89	96.11
#200	535.14	77.09	22.91
Fuente	132.03	19.02	
Total	694.17	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -5.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	58.32	8.13	91.87
#200	473.31	65.95	34.05
Fuente	186.03	25.92	
Total	717.66	100.00	

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 18 Ensayo Granulométrico Sondeo 4

Sondeo 4			
Nivel de Penetración			Nv. -1.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	33.79	4.83	95.17
#200	478.64	68.47	31.53
Fuente	186.62	26.70	
Total	699.05	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -1.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	26.80	3.27	96.73
#200	550.40	67.09	32.91
Fuente	243.20	29.64	
Total	820.40	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	45.60	7.57	92.43

#200	429.60	71.35	28.65
Fuente	126.90	21.08	
Total	602.10	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	11.50	1.69	98.31
#200	496.75	72.84	27.16
Fuente	173.75	25.48	
Total	682.00	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	22.40	2.57	97.43
#200	569.20	65.25	34.75
Fuente	280.80	32.19	
Total	872.40	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	28.00	3.16	96.84
#200	687.75	77.64	22.36
Fuente	170.10	19.20	
Total	885.85	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	33.25	5.07	94.93
#200	474.95	72.37	27.63
Fuente	148.05	22.56	
Total	656.25	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	17.01	3.62	96.38
#200	370.44	78.85	21.15
Fuente	82.35	17.53	
Total	469.80	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -5.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	30.51	4.17	95.83
#200	510.84	69.89	30.11
Fuente	189.54	25.93	
Total	730.89	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -5.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	23.22	4.43	95.57

#200	418.23	79.85	20.15
Fuente	82.35	15.72	
Total	523.80	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -6.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	12.42	1.63	98.37
#200	529.74	69.72	30.28
Fuente	217.62	28.64	
Total	759.78	100.00	

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 19 Ensayo Granulométrico Sondeo 5

Sondeo 5			
Nivel de Penetración			Nv. -1.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	26.66	2.97	97.03
#200	621.86	69.29	30.71
Fuente	249.00	27.74	
Total	897.52	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -1.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	16.80	2.07	97.93
#200	569.20	70.20	29.80
Fuente	224.80	27.73	
Total	810.80	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	21.42	3.79	96.21
#200	376.11	66.56	33.44
Fuente	167.58	29.65	
Total	565.11	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -2.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	35.75	7.54	92.46
#200	338.00	71.31	28.69
Fuente	100.25	21.15	
Total	474	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	33.60	5.72	94.28

#200	401.20	68.31	31.69
Fuente	152.50	25.97	
Total	587.30	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -3.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	26.10	3.36	96.64
#200	567.60	72.99	27.01
Fuente	183.90	23.65	
Total	777.60	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	13.50	1.71	98.29
#200	562.80	71.41	28.59
Fuente	211.80	26.87	
Total	788.10	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -4.50
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	17.01	2.52	97.48
#200	521.91	77.26	22.74
Fuente	136.62	20.22	
Total	675.54	100.00	
Nivel de Penetración			Nv -5.00
Tamiz	Retenido (gr)	%Retenido	% Pasa
# 4	30.51	4.20	95.80
#200	482.36	66.45	33.55
Fuente	213.03	29.35	
Total	725.90	100.00	

Fuente: Álvaro Luna

Al finalizar el ensayo granulométrico, los resultados obtenidos son los siguientes:

- Más de la mitad del material de todas las muestras analizadas se retiene en el tamiz #200, por lo cual se lo considera un suelo grueso.
- Más del 50% del material en todas las muestras analizadas en sus respectivos niveles pasan el tamiz #4, por lo cual se lo considera un suelo grueso clasificado como ARENA.

- Más del 12% de la masa en todas las muestras analizadas atraviesan el tamiz N°200, razón por lo cual es necesario realizar ensayos para determinar los límites de consistencia de aquellas fracciones de suelo.

En las siguientes Tablas se muestra los límites de consistencia de la fracción de suelo que atraviesa el tamiz N°200

Tabla 20 Límites de Consistencia Sondeo 1

Niveles	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice de Plasticidad IP=LL-LP
Nv -1.00	44.10	9.32	34.78
Nv -2.00	43.53	16.83	26.70
Nv -3.00	38.75	12.56	26.19
Nv -3.50	39.31	12.88	26.43

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 21 Límites de Consistencia Sondeo 2

Niveles	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice de Plasticidad IP=LL-LP
Nv -1.00	33.420	11.632	21.79
Nv -2.00	36.450	12.028	24.42
Nv -3.00	32.690	9.458	23.23
Nv -4.00	28.440	11.541	16.90
Nv -4.50	22.060	10.071	11.99

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 22 Límites de Consistencia Sondeo 3

Niveles	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice de Plasticidad IP=LL-LP
Nv -1.00	38.06	12.33	25.73
Nv -2.00	30.67	14.88	15.79
Nv -3.00	39.03	13.71	25.32
Nv -4.00	35.85	7.25	28.60
Nv -5.00	25.33	12.17	13.16
Nv -5.50	22.49	14.60	7.89

Fuente: Álvaro Luna

Tabla 23 Límites de Consistencia Sondeo 4

Niveles	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice de Plasticidad IP=LL-LP
Nv -1.00	28.28	8.95	19.33
Nv -2.00	23.11	8.39	14.72
Nv -3.00	32.94	9.46	23.48
Nv -4.00	30.70	20.34	10.36
Nv -5.00	44.24	17.79	26.45
Nv -6.00	28.00	16.76	11.24

Fuente: Álvaro Luna

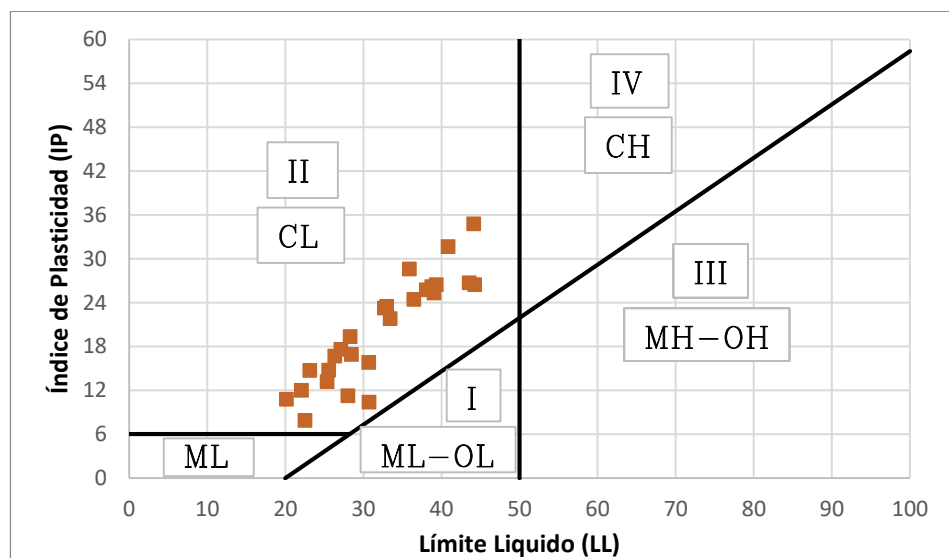
Tabla 24 Límites de Consistencia Sondeo 5

Niveles	Límite Líquido LL	Límite Plástico LP	Índice de Plasticidad IP=LL-LP
Nv -1.00	20.12	9.37	10.75
Nv -2.00	26.32	9.63	16.69
Nv -3.00	27.08	9.46	17.62
Nv -4.00	25.55	10.78	14.77
Nv -5.00	40.84	9.17	31.67

Fuente: Álvaro Luna

En la siguiente gráfica podemos observar la ubicación de los pares ordenados (LL, IP) de cada uno de los niveles en los 5 sondeos realizados.

Figura 37 Límites de Consistencia Todos los Sondeos



Fuente: Álvaro Luna

La gráfica anteriormente mostrada clasifica a la fracción de suelo fino como Arcilla de Baja Compresibilidad CL, con lo cual se puede concluir basados en la clasificación SUCS que el suelo que prevalece en el área de análisis es una Arena Arcillosa SC.

4.1.4 Velocidad de onda cortante Vs

En la presente investigación la estimación de la velocidad de onda cortante se realizará a partir de las ecuaciones establecidas por Kirar et al. 2016, las cuales nacieron de una confiable correlación del Vs medido por medio del análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) y el número de golpes N utilizando el ensayo SPT en varios sitios en la región de Roorkee perteneciente al Norte de la India. [24]

Vs para todo tipo de suelo

$$Vs = 99.5 * N^{0.345} \quad \text{Ec. 31}$$

Vs para suelo arenoso

$$Vs = 100.30 * N^{0.338} \quad \text{Ec. 32}$$

Vs para suelos arcilloso

$$Vs = 94.40 * N^{0.379} \quad \text{Ec. 33}$$

Las correlaciones existentes entre el número de golpes N del ensayo SPT y la velocidad de onda cortante Vs desarrolladas por un sin número de investigadores a lo largo del tiempo especifican el uso de estas ecuaciones de manera general para los tipos de suelo: Grava, arena, arcilla, limo y para todo tipo de suelo. Teniendo en cuenta estos parámetros y debido a que el tipo de suelo registrado en el área de estudio es Arena-

Arcillosa (SC), se calculará la velocidad de onda cortante V_s tomando en cuenta el porcentaje de cada uno de los suelos en los sondeos realizados.

$$\frac{100\%}{V_s} = \frac{\% \text{Porcentaje de Arena}}{V_s \text{ Arena}} + \frac{\% \text{Porcentaje de Arcilla}}{V_s \text{ Arcilla}}$$

Tabla 25 Velocidad de Onda Cortante V_s

Sondeo	Perfil Tipo	NSPT	% Porcentaje Arena	% Porcentaje Arcilla	V_s Arena (m/s)	V_s Arcilla (m/s)	V_s (m/s)	V_{s30} Promedio (m/s)
1	D	27	74.16%	25.84%	305.56	329.20	311.34	340.02
2	D	40	75.65%	24.35%	348.98	382.08	356.50	
3	D	39	72.71%	27.29%	346.00	378.43	354.29	
4	D	37	74.37%	25.63%	339.90	370.95	347.35	
5	D	32	73.04%	26.96%	323.62	351.09	330.60	

Fuente: Álvaro Luna

La Norma Ecuatoriana de la Construcción especifica que los suelos clasificados como perfil de suelo tipo D cumplen con el criterio de velocidad de onda cortante en el intervalo $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$; siendo que la velocidad promedio encontrada en base a las correlaciones se ajusta a este requerimiento damos por validado el valor de 340.02 m/s como la velocidad de onda cortante en la zona de estudio.

4.1.5 Ecuaciones de atenuación para régimen cortical

Sismos corticales superficiales con una profundidad ≤ 30 Km

4.1.5.1 David M Boore y Gail M. Atkinson 2008

Estas ecuaciones fueron desarrolladas para la predicción de movimiento de tierra en sus componentes horizontales en función de la magnitud del terremoto, la distancia a la fuente, la velocidad de onda de corte promedio local y el tipo de falla. Las relaciones propuestas permiten el cálculo de la pseudo-aceleración absoluta con el 5% de amortiguamiento en espectros con períodos entre 0.01 y 10 segundos. [25]

El análisis de regresión requerido para establecer la ecuación de atenuación excluyó todo tipo de réplicas, debido a que el escalamiento espectral de las réplicas difiere de los choques principales. El número total de grabaciones utilizadas después de las exclusiones fue de 1574 para períodos hasta 1 segundo, con una ligera disminución en 2 segundos y una disminución rápida en el número de datos para períodos mayores a 2 segundos. La mayor parte de los datos provienen de lugares con roca blanda hasta suelo firme, muy pocos son los datos para roca dura. [25]

La aplicación de estas ecuaciones cumple con las siguientes restricciones: velocidad de onda cortante (V_{s30}) de 180 m/s a 1300 m/s; magnitud de momento (M_w) entre 5 y 8; distancia de la fuente al sitio de estudio (R_{JB}) menor a 200km. [25]

$$\ln(Y) = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_s(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon$$

F_M =Función de la escala de magnitud

F_D =Función de distancia

F_s =Función de la amplificación de sitio.

M =Magnitud de momento

R_{JB} = Es la distancia de Joyner-Boore definida como la distancia más cercana a la proyección en la superficie de falla.

ε =Desviación estándar

Función escala de magnitud

a) $M \leq M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2 \quad \text{Ec. 34}$$

b) $M > M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_7(M - M_h) \quad \text{Ec. 35}$$

U, SS, NS, RS son variables ficticias que se usan para indicar el tipo de falla, no especificada, falla transcurrente, falla normal, falla inversa respectivamente. M_h es un coeficiente que se estableció durante el análisis de regresión. [25]

Tabla 26 Coeficientes en Función del Tipo de Falla

Tipo de Falla	U	SS	NS	RS
U (No especificada)	1	0	0	0
SS(Transcurrente)	0	1	0	0
NS (Normal)	0	0	1	0
RS(Inversa)	0	0	0	1

Fuente: Boore y Atkinson

Función de distancia

$$F_D(R_{JB}, M) = [c_1 + c_2(M - M_{ref})] \ln\left(\frac{R}{R_{ref}}\right) + c_3(R - R_{ref}) \quad \text{Ec. 36}$$

donde,

$$R = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2} \quad \text{Ec. 37}$$

Los coeficientes c1, c2, c3 son los coeficientes determinados en el análisis de regresión. Los valores de referencia Mref=4.5 y Rref. =1km

Función de amplificación de sitio

$$F_S = F_{LIN} + F_{NL} \quad \text{Ec. 38}$$

F_{LIN} y F_{NL} son los términos lineal y no lineal respectivamente

Término lineal

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln \left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}} \right) \quad \text{Ec. 39}$$

b_{lin} es un coeficiente dependiente del período.

V_{ref} es la velocidad de referencia especificada en 760 m/s.

Término no lineal

a) $pga_{nl} \leq a_1$

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln \left(\frac{pga_{low}}{0.1} \right) \quad \text{Ec. 40}$$

$$b) \quad a_1 < pga_{4nl} \leq a_2$$

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln\left(\frac{pga_{low}}{0.1}\right) + c \left[\ln\left(\frac{pga_{4nl}}{a_1}\right) \right]^2 + d \left[\ln\left(\frac{pga_{4nl}}{a_1}\right) \right]^3 \quad \text{Ec. 41}$$

$$c) \quad a_2 < pga_{4nl}$$

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln\left(\frac{pga_{4nl}}{0.1}\right) \quad \text{Ec. 42}$$

Los coeficientes $a_1=0.03g$, $a_2=0.09g$ asignan niveles de amplificación lineal y no lineal respectivamente; $pga_{low}=0.06g$ es una variable de transición entre el comportamiento lineal y no lineal; pga_{4nl} es el PGA previsto en g para $V_{ref}=760$ m/s dado por la ecuación principal con $FS=0$ y $\varepsilon=0$. [25]

Los coeficientes c y d están dados por:

$$c = \frac{(3\Delta_y - b_{nl}\Delta_x)}{\Delta_x^2} \quad \text{Ec. 43}$$

$$d = \frac{-(2\Delta_y - b_{nl}\Delta_x)}{\Delta_x^3} \quad \text{Ec. 44}$$

$$\Delta_x = \ln\left(\frac{a_2}{a_1}\right) \quad \text{Ec. 45}$$

$$\Delta_y = b_{nl} \ln \left(\frac{a_2}{p g a_{low}} \right) \quad \text{Ec. 46}$$

La pendiente no lineal b_{nl} es una función de ambos períodos y V_{S30} está dado por:

$$\text{a) } V_{S30} \leq V_1$$

$$b_{nl} = b_1 \quad \text{Ec. 47}$$

$$\text{b) } V_1 < V_{S30} \leq V_2$$

$$b_{nl} = \frac{(b_1 - b_2) \ln \left(\frac{V_{S30}}{V_2} \right)}{\ln \left(\frac{V_1}{V_2} \right)} + b_2 \quad \text{Ec. 48}$$

$$\text{c) } V_2 < V_{S30} \leq V_{ref}$$

$$b_{nl} = \frac{b_2 \ln \left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}} \right)}{\ln \left(\frac{V_2}{V_{ref}} \right)} \quad \text{Ec. 49}$$

$$\text{d) } V_{ref} \leq V_{S30}$$

$$b_{nl} = 0$$

Ec. 50

$V_1=180$ m/s $V_2=300$ m/s. b_1 y b_2 son coeficientes dependientes del período, consecuentemente b_{nl} es función del período, así como lo es de V_{S30} . [25]

4.1.5.2 Sinan Akkar y Julian Bommer 2010

Para el desarrollo de este modelo de atenuación se utilizó un conjunto de datos de 532 acelerogramas obtenidos de un total de 131 movimientos sísmicos con magnitudes M_w de 5 a 7.6 en distancias de hasta 100 km, por lo cual estos parámetros de magnitud y distancia son las limitantes que restringen el uso de esta ecuación de atenuación. El modelo no ha incluido la profundidad de ruptura debido a que para eventos de pequeña magnitud con dimensiones de ruptura que son grandes en comparación con el espesor de la corteza sismogénica, la profundidad de ruptura no tiene una fuerte influencia. [26]

$$\log(Psa) = b_1 + b_2M + b_3 M^2 + (b_4 + b_5M)\log \sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7S_S + b_8S_A \\ + b_9FN + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1 + \sigma_2}$$

Ec. 51

Psa =Pseudo aceleración espectral amortiguada al 5% en cm/s^2 .

$b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6, b_7, b_8, b_9, b_{10}$ = Coeficientes de la regresión.

σ = Desviación estándar.

R_{JB} =Distancia más cercana a la proyección de la falla.

M=Magnitud de momento.

σ_1 = Variabilidad Intra-evento

σ_2 = Variabilidad Inter-evento

Tabla 27 Coeficientes del Tipo de Suelo

Tipo de Suelo Coeficiente	Suelo Blando $V_{S30} < 360$ m/s	Suelo Rígido	Roca $V_{S30} > 750$ m/s
SS	1	0	0
SA	0	1	0

Fuente: Akkar y Bommer 2010

Tabla 28 Coeficientes del Tipo de Falla

Tipo Falla Coeficiente	Normal	Inversa	Trascurrente
FN	1	0	0
FR	0	1	0

Fuente: Akkar y Bommer 2010

4.1.6 Ecuaciones de atenuación para subducción.

4.1.6.1 R.R Youngs 1997

Los datos usados para la creación de las ecuaciones de movimiento de suelo denotaron que los sismos provocados en zonas de subducción producen movimientos telúricos que se atenúan en menor proporción que los sismos provocados por fallas dentro de las zonas de placas tectónicas, siendo esta diferencia más relevante para sismos de gran duración. Se pudo establecer además que los sismos a gran profundidad producen incremento de su magnitud produciendo picos de movimiento que sobrepasan en 50% a los terremotos superficiales. [27]

La base de datos para el análisis de regresión constó de sismos de subducción interplaca e intraplaca siendo los primeros el grupo más grande para eventos principalmente del Japón. [27]

Se recomienda el uso de esta relación de atenuación para: magnitudes de momento (Mw) mayores a 5, distancias a la proyección de la falla de 10 a 500 km, profundidades focales entre 10 y 229 km. [27]

$$\ln(Y) = -0.6687 + 1.43M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1.097 e^{0.617M}) + 0.00648 H + 0.3647Z_T$$

$$Desviación\ Est\acute{a}ndar = C_4 + C_5M \quad \text{Ec. 52}$$

La desviación estándar para magnitudes $M \geq 8$ se establece igual al valor de la magnitud $M=8$

Y=Aceleración espectral en g

M=Magnitud de momento.

R=Distancia más cercana a la falla (Km)

H=Profundidad Focal (Km)

Zt=Indica el tipo de fuente (0 para sismos interplaca y 1 para sismos intraplaca)

4.1.6.2 Jhon X. Zhao 2006

Para el modelo propuesto se usaron un total de 4518 registros de Japón, entre los cuales 1285 eran eventos corticales, 1508 son eventos interplaca y 1725 son eventos intraplaca. Para formar una base de datos más detallada se utilizaron además registros pertenecientes a lugares del mundo en los cuales el régimen tectónico se ajustaba al de Japón como: Irán y la parte occidental de los Estados Unidos, los datos usados finalmente fueron: 1481 eventos corticales, 1520 eventos interplaca y 1725 eventos intraplaca [28].

Los modelos de atenuación de movimiento para eventos de subducción toman muy en cuenta la profundidad focal debido a que tiene un gran efecto en las aceleraciones producidas, por ejemplo, un sismo a una profundidad de 80 km puede desencadenar aceleraciones 2.5 veces mayores a las de un terremoto con una profundidad de 15 km a la misma distancia de la fuente. [28]

$$\ln(Y) = aM_w + bx - \ln(r) + e(h - h_c) * \delta_h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} \ln(x) + C_k$$

$$r = x + c \exp(d M_w) \quad \text{Ec. 53}$$

Y=Aceleración espectral amortiguada al 5% en cm/s²

a, b, c, d, e=Términos obtenidos del análisis de regresión

M_w= Magnitud de momento

X= Distancia a la fuente en Km

h=Profundidad focal en Km.

h_c=Constante de profundidad para eventos superficiales (Toma el valor de 15 km).

F_R=Aplicable sólo a eventos de falla inversa y cero para todo los demás.

S_I=Parámetro del tipo de fuente tectónico, aplicable sólo a eventos interplaca, para el resto de eventos es cero.

S_S=Parámetro aplicable sólo a eventos de subducción, para el resto de eventos es cero.

S_{SL}=Parámetro modificador de trayectoria para eventos intraplaca.

C_k=Parámetro de la clase de suelo.

δ_h=Toma el valor de 1 cuando h ≥ h_c caso contrario es 0.

Los límites de profundidad focal para los diferentes tipos de evento son los siguientes:

Evento cortical: $0 \leq h \leq 25$

Evento Interplaca: $10 \leq h \leq 50$

Eventos Intraplaca: $15 \leq h \leq 162$

Cuando $h > 125$ Km, entonces $h = 125$ Km

Tabla 29 Clasificación del Tipo de Suelo

Clase de suelo	Descripción	V_{30}
Roca dura		$V_{30} > 1100$
SC I	Roca	$V_{30} > 600$
SC II	Suelo duro	$300 < V_{30} \leq 600$
SC III	Suelo medianamente duro	$200 < V_{30} \leq 300$
SC IV	Suelo Suave	$V_{30} \leq 200$

Fuente: Jhon X. Zhao 2006

4.1.6.3 Gail M. Atkinson and David M. Boore 2003

La relación de atenuación fue creada para el análisis de peligro sísmico principalmente en Cascadia (Washington, Oregon, el Norte de California y la Columbia Británica), pero debido a los escasos de datos de movimiento de suelo representativos en la zona, se recopilaron registros de diferentes regímenes de subducción en todo el mundo formando una enorme base de datos para el análisis de regresión. [29]

La base de datos consta de registros de Cascadia, Japón, México, y América Central, logrando que los registros en este estudio fuesen 4 veces mayores a las disponibles para pasadas regresiones empíricas de subducción, esto permitió una mejor determinación de parámetros de atenuación para eventos interplaca e intraplaca. [29]

$$\log(Y) = f_n(M) + c_3 h + c_4 R - g \log(R) + c_5 sl S_C + c_6 sl S_D + c_7 sl S_E$$

$$f_n(M) = c_1 + c_2 M \quad \text{Ec. 54}$$

$$R = \sqrt{D_{\text{fault}}^2 + \Delta^2} \quad \text{Ec. 55}$$

$$\Delta = 0.00724 \times 10^{0.507M} \quad \text{Ec. 56}$$

Y= Pseudoaceleración amortiguada al 5% en cm/s²

M= Magnitud de momento

h= Profundidad focal en Km (Para profundidades h>100 use h=100)

D_{fault}=Distancia más cercana a la superficie de falla

Δ=Término de saturación de cercanía a la fuente.

Sc= S_D= S_E=0 para suelos con V_{S30}>760 m/s

Sc=1 para suelos con 360<V_{S30}≤760 m/s; caso contrario cero.

S_D=1 para suelos con 180≤V_{S30}≤360 m/s; caso contrario cero

S_E=1 para suelos con V_{S30}<180 m/s; caso contrario cero

sl=1 cuando PGA ≤ 100 cm/s² o frecuencia (f) ≤1 Hz

sl=(1-(f-1) (PGA-100) /400) cuando 100<PGA<500 cm/s² y 1 Hz <f <2 Hz

sl=(1-(f-1)) cuando PGA>500 cm/s² y 1 Hz <f <2 Hz

sl= (1- (PGA-100) /400) cuando 100<PGA<500 cm/s² y f ≥2 Hz

sl= 0 cuando PGA ≥ 500 cm/s² y f ≥2 Hz

Eventos Interplaca

$$g = 10^{1.2-0.18M} \quad \text{Ec. 57}$$

Eventos Intraplaca

$$g = 10^{0.301-0.01M} \quad \text{Ec. 58}$$

Relación Magnitud-Distancia para su uso:

Eventos Interplaca

$5.5 \leq M < 6.5$ para $D_{\text{fault}} \leq 80$ km

$6.5 \leq M < 7.5$ para $D_{\text{fault}} \leq 150$ km

$M \geq 7.5$ para $D_{\text{fault}} \leq 300$ km

Eventos Intraplaca

$6.0 \leq M < 6.5$ para $D_{\text{fault}} \leq 100$ km

$M \geq 6.5$ para $D_{\text{fault}} \leq 200$ km

Profundidad Focal para su uso:

Eventos Interplaca: $h \leq 50$ km

Eventos Intraplaca: $50 \text{ km} < h < 100 \text{ km}$

4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.2.1 Magnitud de momento sísmico

Las fallas geológicas seleccionadas son un potencial peligro para Ambato y en específico para la zona de estudio por lo cual se realizará el cálculo de la probable magnitud de momento sísmico que estas fallas pueden generar.

Para el cálculo de la magnitud de momento asociado a la falla producida por la subducción se utilizará la ecuación de Strasser para eventos interplaca.

$$M_w = 4.868 + 1.392 * \log(L) \quad \text{Ec. 59}$$

La probable magnitud de momento sísmico que podría desencadenar las fallas del régimen cortical seleccionadas ha sido calculada en base a la ecuación de Wells y Coppermish.

$$M_w = 5 + 1.22 * \log(L) \quad \text{Ec. 60}$$

Tabla 30 Magnitud de Momento para las Fallas Seleccionadas

Código	Falla Geológica	Magnitud de momento(Mw)
EC-223	Subducción	9.3
EC-344a	Huachi	6.3
EC-344b	Ambato	6.5
EC-345	Totoras	6.5
EC-54	Samanga	6.9

Fuente: Alvaro Luna

4.2.2 Cálculo de espectros

Espectros para fallas corticales

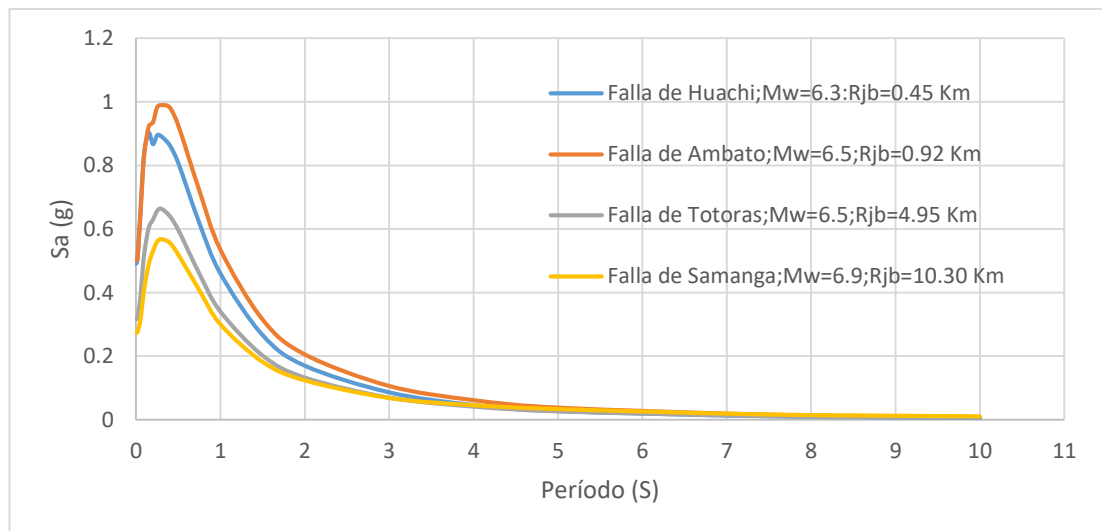
Los modelos de Boore y Atkinson, Akkar y Bommer y Zhao nos permiten el cálculo de espectros con un 5% de amortiguamiento para las fallas corticales seleccionadas en la presente investigación, las cuales forman parte de la amenaza sísmica latente a la zona de estudio.

Para el cálculo de todos los espectros se utilizó la velocidad de onda cortante promedio calculada para la zona de estudio ($V_s=340.02$ m/s).

A continuación, se presenta los espectros para las fallas de Huachi, Ambato, Totoras y Samanga en conjunto para cada uno de los modelos de atenuación.

4.2.2.1 Espectros del Modelo Boore y Atkinson 2008

Figura 38 Espectros en Aceleración Modelo Boore y Atkinson 2008



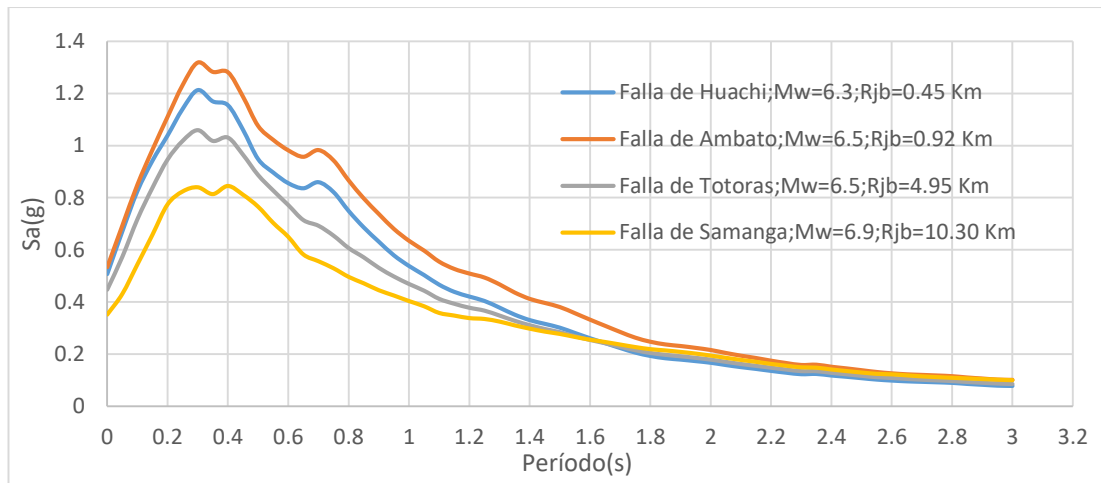
Fuente: Álvaro Luna

La figura 38 muestra la supremacía en aceleración del espectro producido por la falla de Ambato para períodos entre 0 y 4 segundos, pero podemos notar que conforme el período aumenta, la atenuación de aceleración para todas las fallas se asemeja, es decir

para períodos superiores a 4 segundos en este modelo, las aceleraciones son similares para todas las fallas.

4.2.2.2 Espectros del Modelo Sinan Akkar y Julian Bommer 2010

Figura 39 Espectros en Aceleración Modelo de Akkar y Bommer 2010

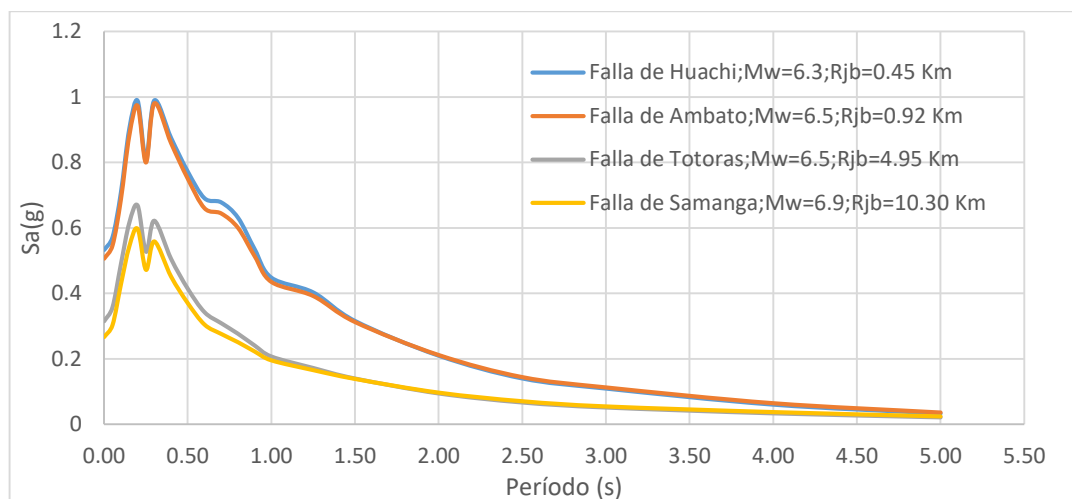


Fuente: Álvaro Luna

Al igual que en el modelo de Boore y Atkinson las mayores aceleraciones son producto de la falla de Ambato, además podemos notar que la atenuación en aceleración se vuelve similar para todas las fallas conforme el período aumenta.

4.2.2.3 Espectros del Modelo de Jhon X. Zhao 2006

Figura 40 Espectros en Aceleración Modelo de Zhao 2006



Fuente: Álvaro Luna

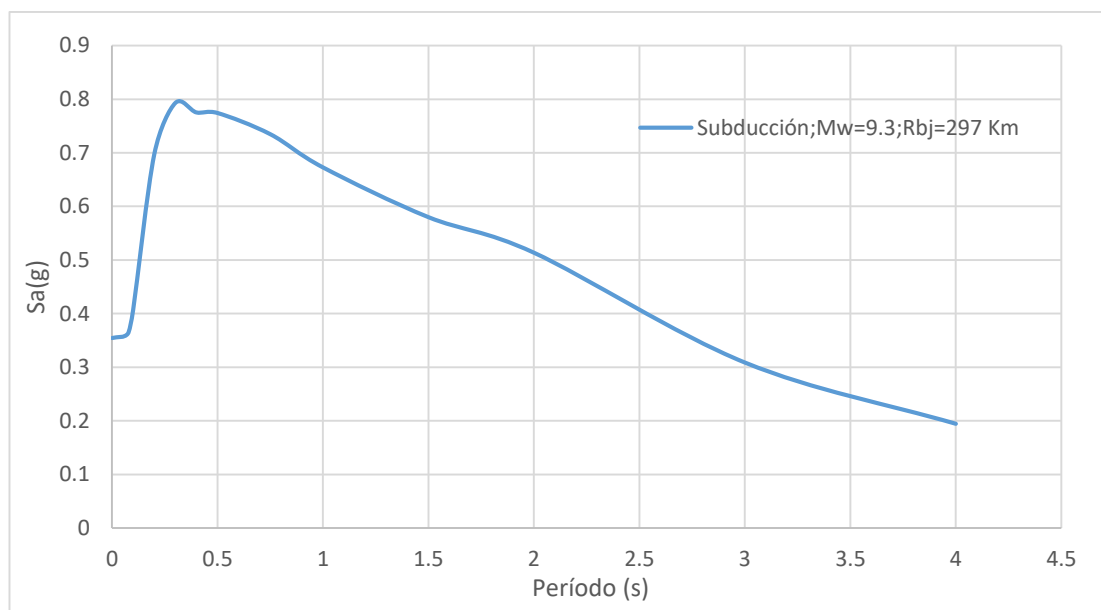
El modelo de Zhao para fallas de tipo cortical muestra un ajuste casi perfecto entre las aceleraciones dadas por la falla de Huachi y Ambato, siendo las aceleraciones de la falla de Huachi ligeramente mayores a las de la falla de Ambato en el intervalo de 0.6 a 0.8 segundos.

Espectros para la falla de Subducción

Los Modelos de Youngs, Zhao y Atkinson y Boore 2003 nos permiten el cálculo de espectros de aceleración con el 5% de amortiguamiento para movimientos de tierra producidos por la falla de subducción

4.2.2.4 Espectros del Modelo de R.R Youngs 1997

Figura 41 Espectro en Aceleración Modelo de Youngs

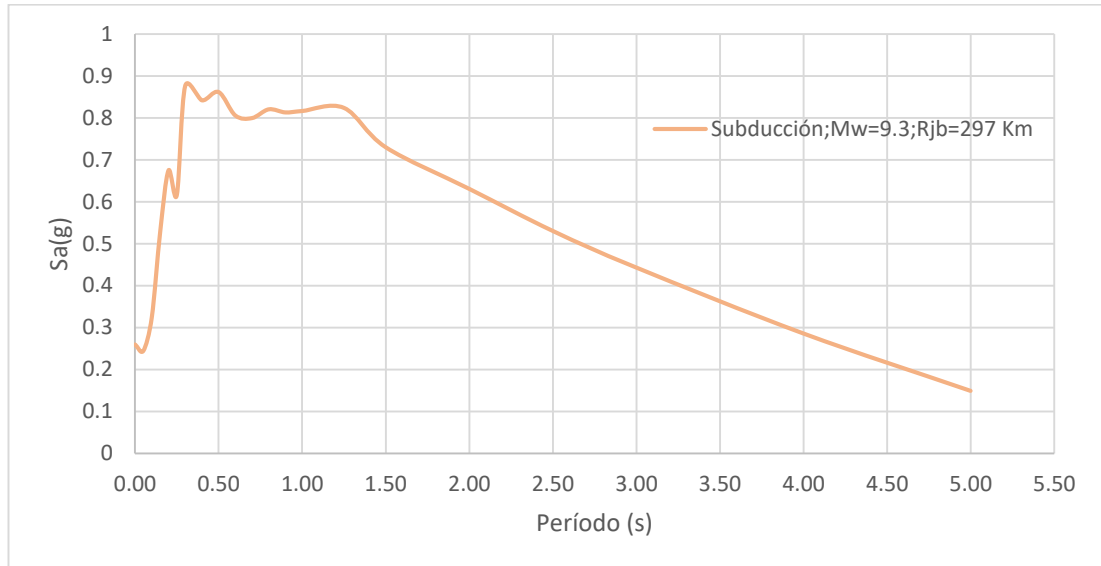


Fuente: Álvaro Luna

La aceleración calculada a partir de la falla de subducción por el modelo de Youngs produce aceleraciones que disminuyen en menor proporción conforme el período aumenta en comparación con los espectros de fallamiento cortical, en los cuales la aceleración disminuye de manera brusca con el crecimiento del período.

4.2.2.5 Espectros del Modelo de Jhon X. Zhao 2006

Figura 42 Espectro en Aceleración Modelo de Zhao 2006

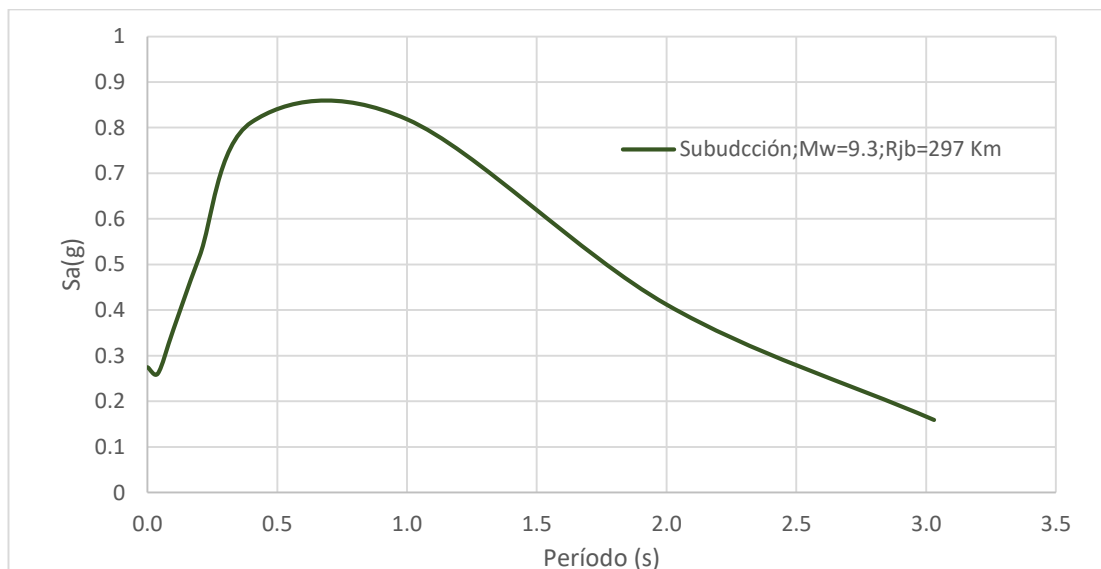


Fuente: Álvaro Luna

El modelo de Zhao para la falla de subducción al igual modelo de Youngs presenta una atenuación de aceleraciones menos pronunciada que las fallas del régimen cortical.

4.2.2.6 Espectros del Modelo Atkinson y Boore 2003

Figura 43 Espectro en Aceleración Modelo de Atkinson y Boore 2003



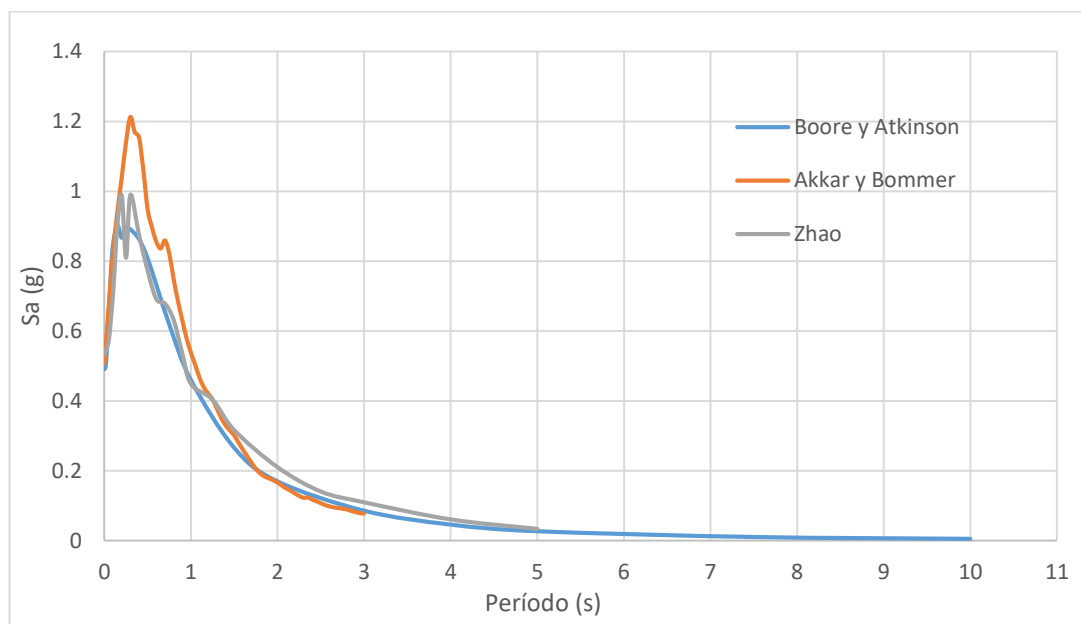
Fuente: Álvaro Luna

El modelo de Atkinson y Boore presenta un pico de aceleración muy semejante a los modelos de Zhao y Youngs, esto es algo que más adelante se verificará contrastando cada uno de los modelos

4.2.3 Espectros de una falla para diferentes modelos de atenuación

Las gráficas anteriores nos permitieron observar los espectros en aceleración que las diferentes fallas en estudio son capaces de producir. A continuación, se reunirá los espectros producidos por los diferentes modelos tomando en cuenta cada una de las fallas por separado.

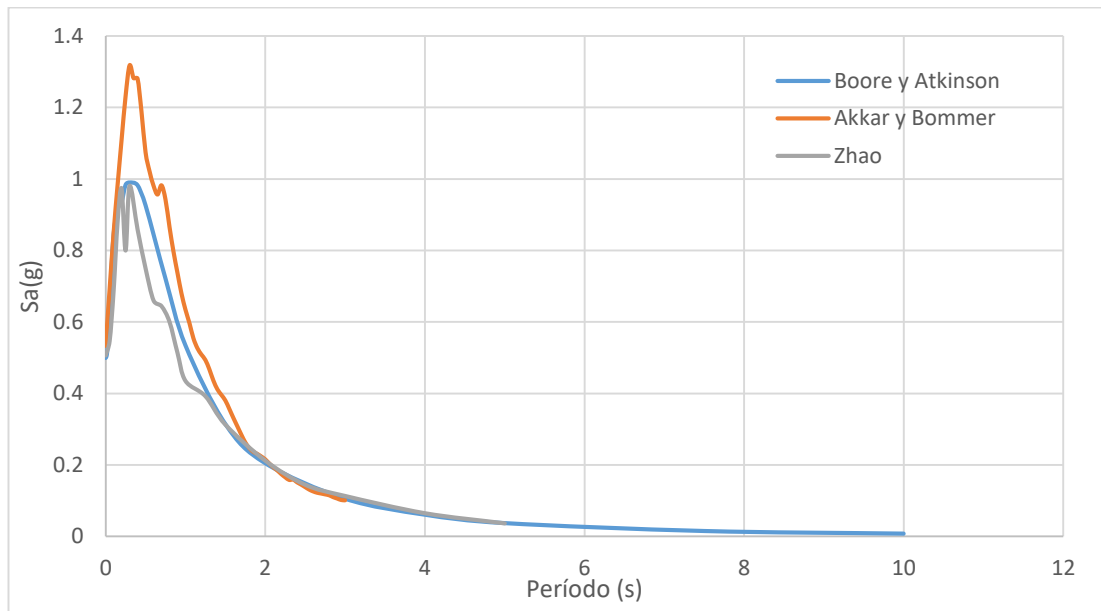
Figura 44 Espectros en Aceleración para la Falla de Huachi



Fuente: Álvaro Luna

De la figura anterior podemos concluir que para la falla de Huachi el espectro producido por el modelo de Akkar y Bommer presenta las mayores aceleraciones.

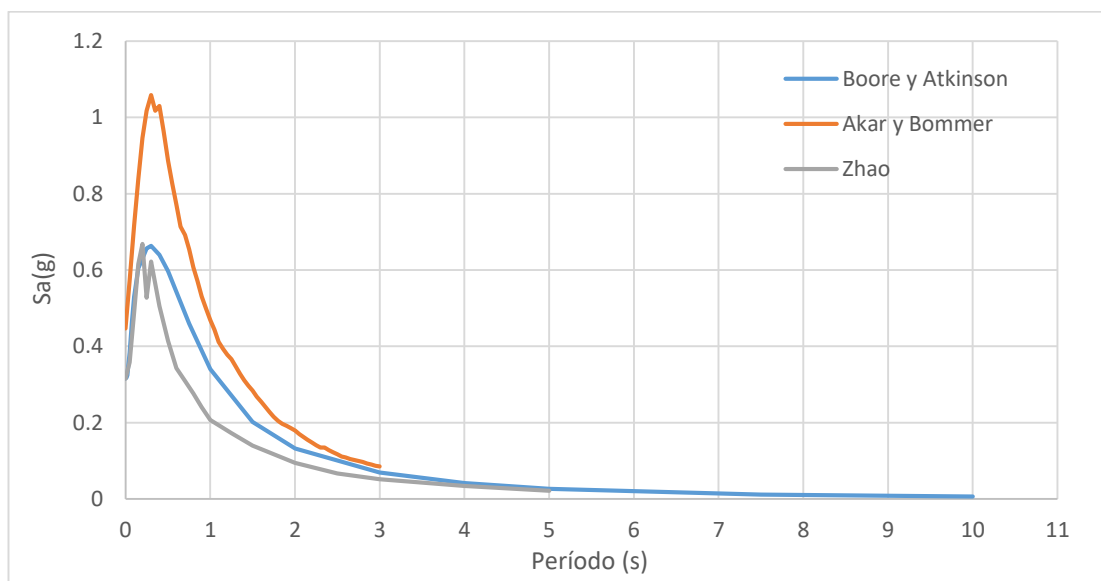
Figura 45 Espectros en Aceleración para la Falla de Ambato



Fuente: Álvaro Luna

Para la falla de Ambato el espectro producido por el modelo de Akkar y Bommer presenta las mayores aceleraciones.

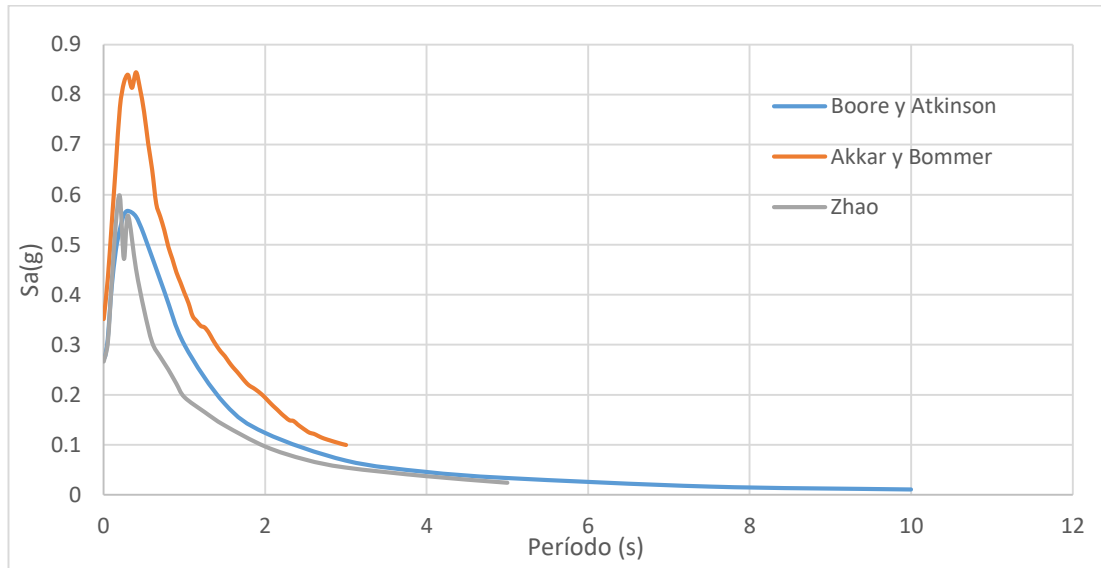
Figura 46 Espectros en Aceleración para la Falla de Totoras



Fuente: Álvaro Luna

El modelo de Akkar y Bommer presenta las mayores aceleraciones para la falla de Totoras

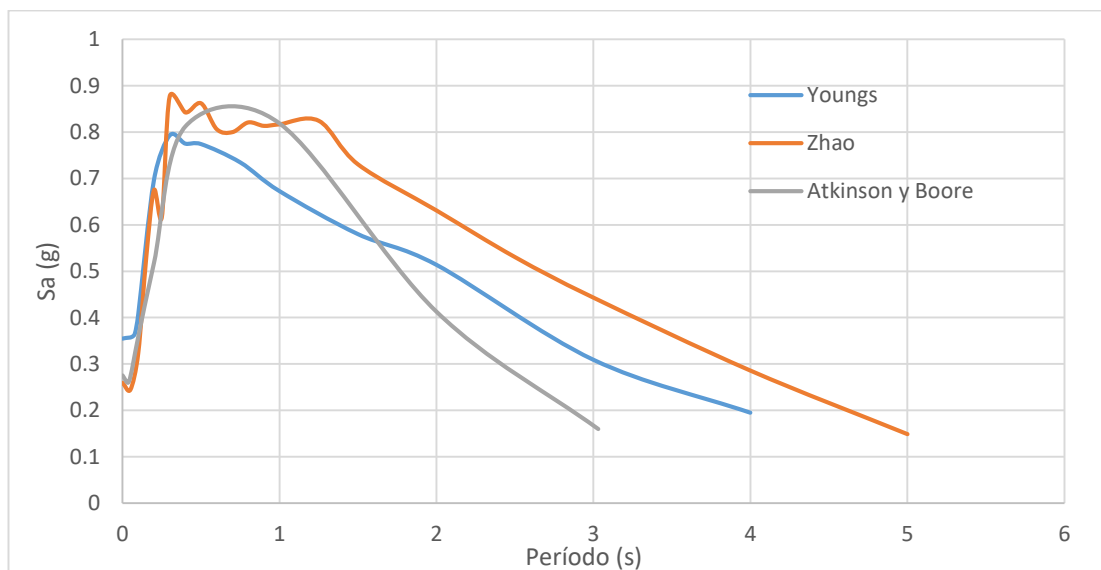
Figura 47 Espectros en Aceleración para la Falla de Samanga



Fuente: Álvaro Luna

En base a las figuras anteriormente expuestas podemos concluir que el modelo de Akkar y Bommer produce los espectros más críticos en cada uno de las fallas analizadas.

Figura 48 Espectros en Aceleración para la falla de Subducción



Fuente: Álvaro Luna

Los diferentes espectros para la falla de subducción tienen ajuste aceptable para períodos cortos, mientras que conforme aumenta el período se observa que el modelo de Zhao presenta las mayores aceleraciones.

4.2.4 Contraste entre los espectros calculados y el espectro NEC 2015

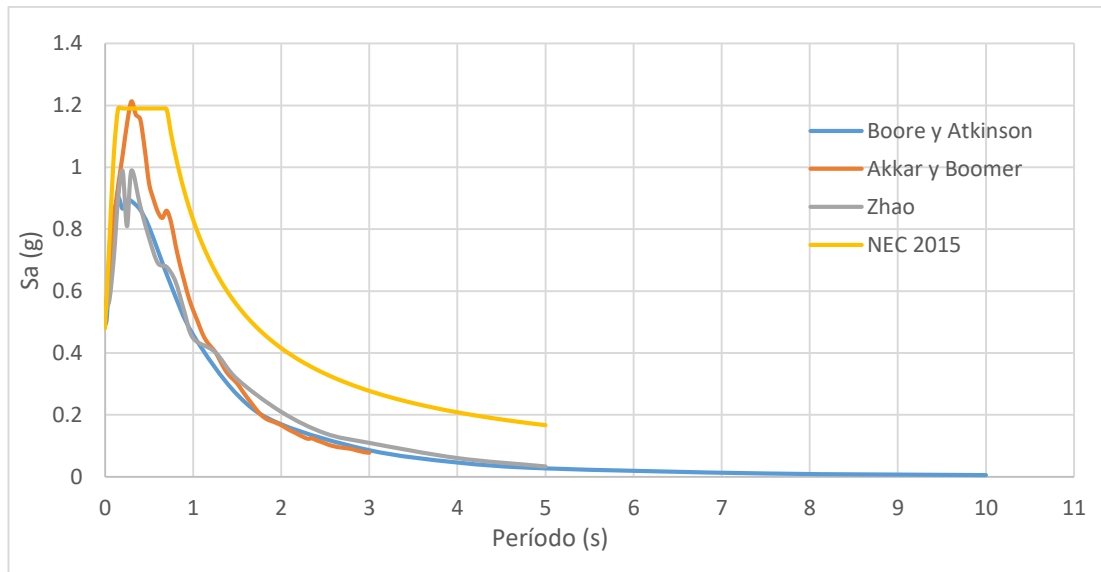
El espectro probabilista que especifica la NEC 2015 será comparado con los espectros calculados en la presente investigación, el espectro NEC fue calculado para un suelo Tipo D en la ciudad de Ambato.

Figura 49 Factores de Carga Sísmica Espectro NEC

Parámetro	Factor	Valor
Zona Sísmica Z	5	0.4
Importancia	Otras Estructuras	1
Respuesta Estructural R	Pórtico Especial con vigas descolgadas	8
Tipo de Suelo	D	$50 > N_{spt} \geq 15$
Fa		1.2
Fd		1.19
Fs		1.28
Amplificación Espectral η	Sierra	2.48
Factor dependiente del tipo de suelo r	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E	1

Fuente: NEC-SE-DS

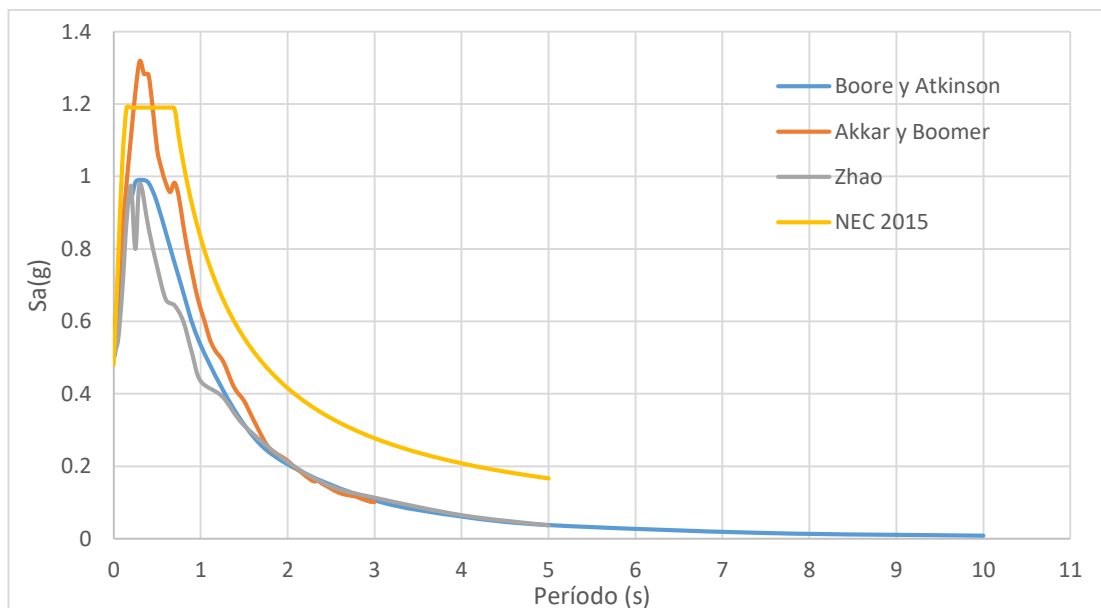
Figura 50 Espectros en Aceleración de la Falla de Huachi en Relación al NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

Podemos notar en la figura anterior que el espectro NEC 2015 se ve superado de manera puntual por el espectro generado por el modelo de Akkar y Bommer para la falla de Huachi con una aceleración 1.21g perteneciente al período de 0.3 segundos.

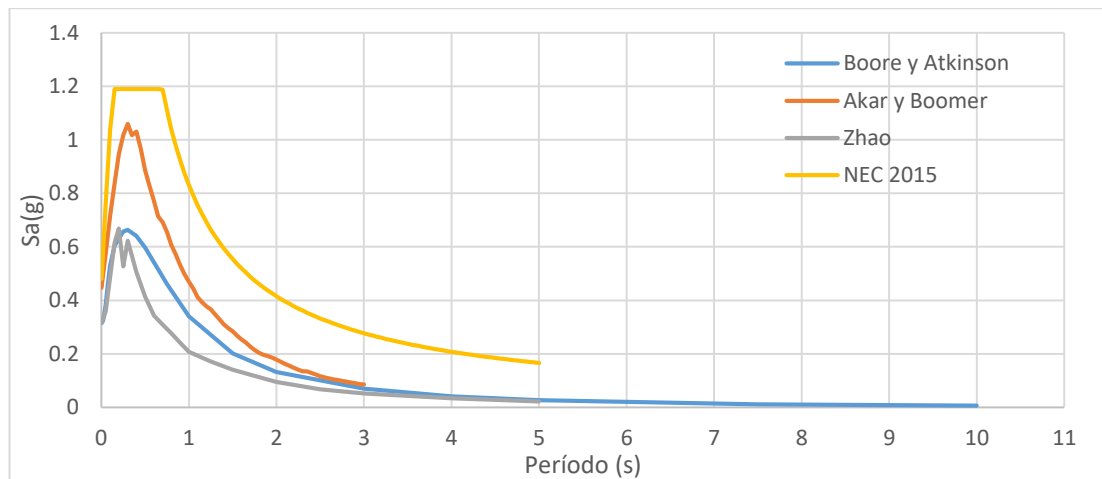
Figura 51 Espectros en Aceleración de la Falla de Ambato en Relación al NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

El espectro generado por el modelo de Akkar y Bommer para la falla de Ambato produce aceleraciones que superan al espectro NEC 2015 desde los 0.23 hasta los 0.45 segundos, en los restantes intervalos de período tanto superiores como inferiores el espectro NEC presenta mayores aceleraciones.

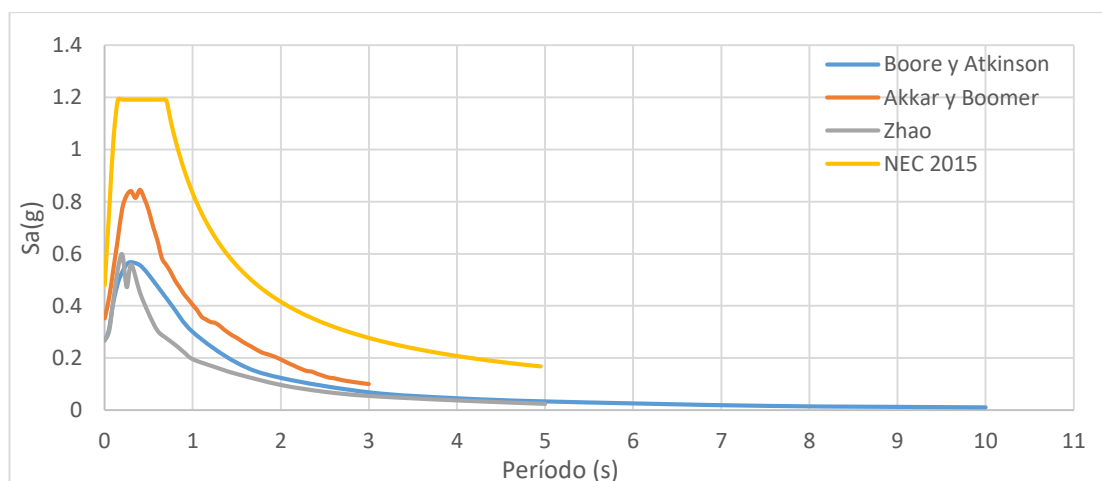
Figura 52 Espectros en Aceleración de la Falla de Totoras en Relación al NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

En base a la figura anterior podemos concluir que la Falla de Totoras produce aceleraciones inferiores a las del espectro NEC 2015.

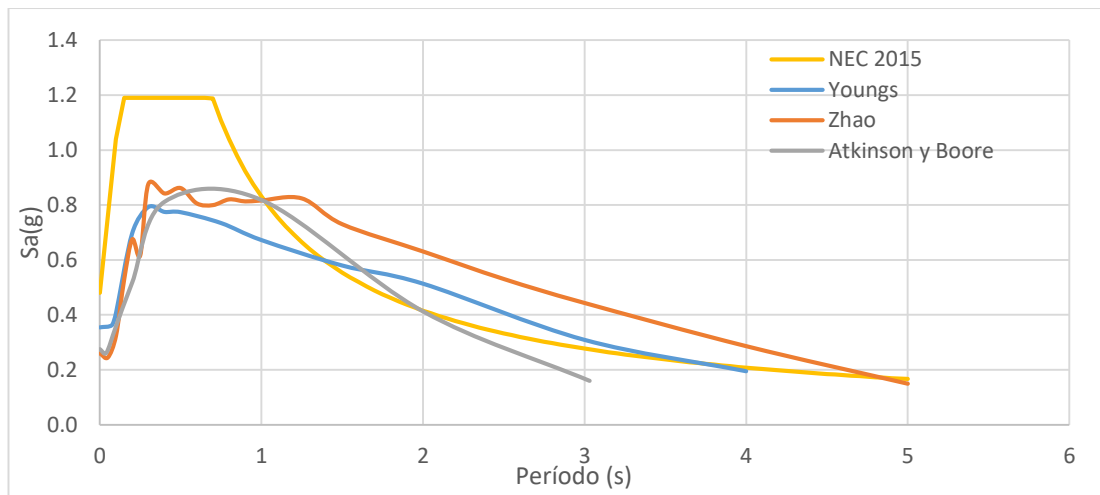
Figura 53 Espectros en Aceleración de la Falla de Samanga en Relación al NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

En base a la anterior figura podemos concluir que la falla de Samanga produce aceleraciones por debajo de las propuestas por el espectro NEC 2015.

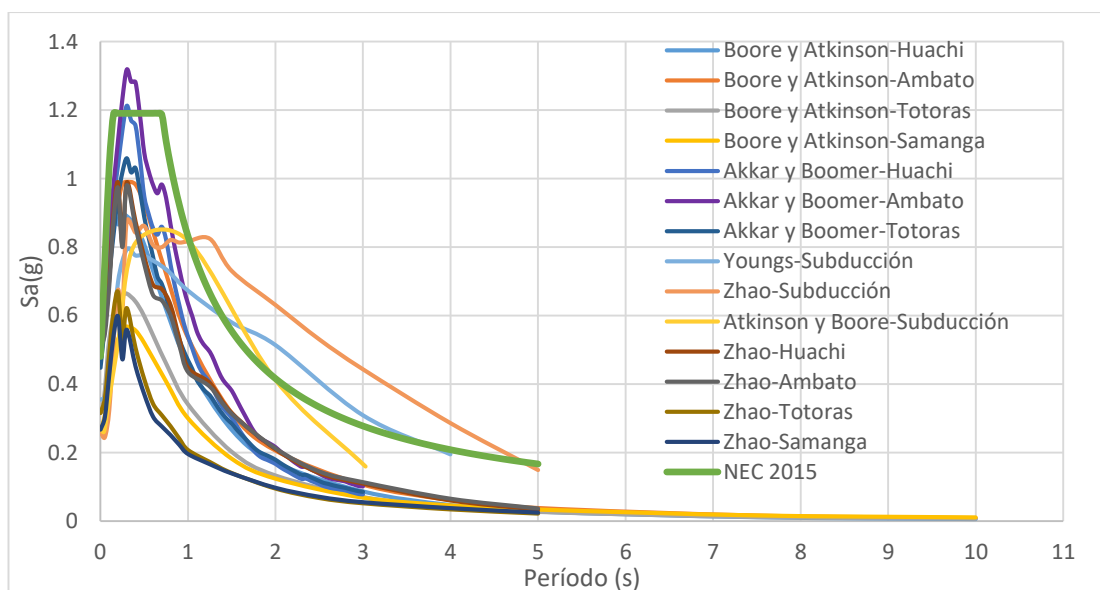
Figura 54 Espectros en Aceleración para la Falla de Subducción en Relación NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

De la figura anterior podemos concluir que las aceleraciones producidas por la subducción son menores a las del espectro NEC 2015 en períodos cortos, pero para períodos largos la aceleración debida a la falla de subducción supera a las aceleraciones propuestas por la normativa.

Figura 55 Todos los Espectros en Relación al Espectro NEC 2015

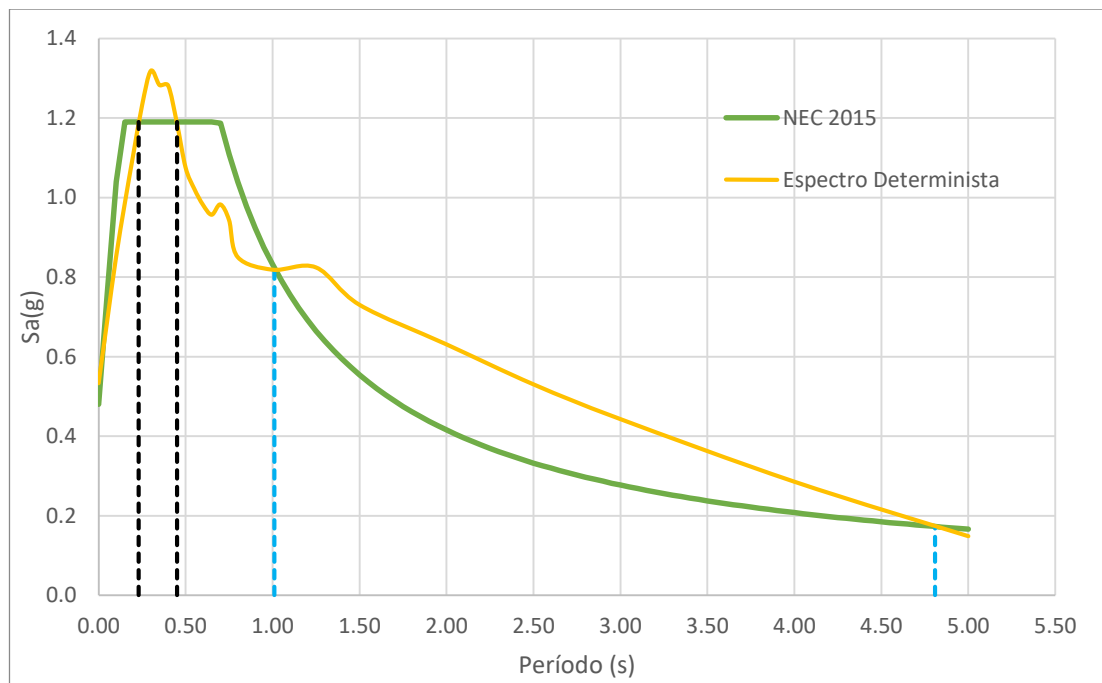


Fuente: Álvaro Luna

4.2.4.1 Espectro determinista a partir de una envolvente de aceleraciones críticas

En la figura 55 podemos observar todos los espectros generados por fallas corticales y de subducción que fueron obtenidos a partir de cada modelo de atenuación, en él existen intervalos en los cuales el espectro NEC 2015 se ve superado, razón por la cual el presente estudio determinará un espectro crítico que corresponderá a la envolvente de las mayores aceleraciones producidas en los espectros calculados.

Figura 56 Espectro Determinista y NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

En la figura 56 se ha graficado el espectro resultado del estudio de peligro sísmico determinista, en el cual se detalla 2 intervalos críticos correspondientes a los períodos en los cuales el espectro determinista supera las aceleraciones del espectro propuesto por la NEC 2015, el primer intervalo crítico inicia en los 0.23 segundos y finaliza a los 0.45 segundos, el segundo intervalo nace a los 1.01 segundos y culmina en los 4.81 segundos, para los restantes intervalos de período las aceleraciones de la NEC se encuentran por encima de las generadas por el espectro determinista.

Tabla 31 Espectro Determinista

Período (s)	Sa (g)
0.00	0.533
0.05	0.692
0.10	0.850
0.15	0.984
0.20	1.110
0.25	1.232
0.30	1.318
0.35	1.283
0.40	1.281
0.45	1.187
0.50	1.075
0.55	1.022
0.60	0.982
0.65	0.957
0.70	0.983
0.75	0.943
0.80	0.850
1.00	0.818
1.25	0.824
1.50	0.730
2.00	0.631
2.50	0.530
3.00	0.443
4.00	0.286
5.00	0.149

Fuente: Álvaro Luna

4.2.5 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Debido a que en ciertos intervalos las aceleraciones producidas por fallas estudiadas se encuentran por encima de las propuestas por la normativa, es de vital importancia evaluar cuál sería el daño que se produciría en las estructuras en el caso de suscitarse un evento crítico, por tal razón se ha seleccionado 3 modelos estructurales, los cuales toman las propiedades más representativas de las edificaciones en la zona de estudio, éstas cuentan con distintas características del tipo geométricas (configuración, forma, número y longitud de vanos, altura de entrepisos, entre otras) y estructurales (dimensión de las secciones, porcentajes de acero, rigideces, etc.), el motivo de la

diversa selección es con la finalidad de contrastar y analizar la variación de demanda que el espectro determinista y el NEC 2015 les imponen a edificaciones con distintos períodos de vibración.

4.2.5.1 Evaluación de la edificación de 2 pisos

Se ha seleccionado la siguiente estructura ya que representa el mayor porcentaje de edificaciones implantadas en la zona, además de ser una edificación de baja altura que nos permitirá observar la influencia que el espectro determinista tiene en estructuras de períodos bajos.

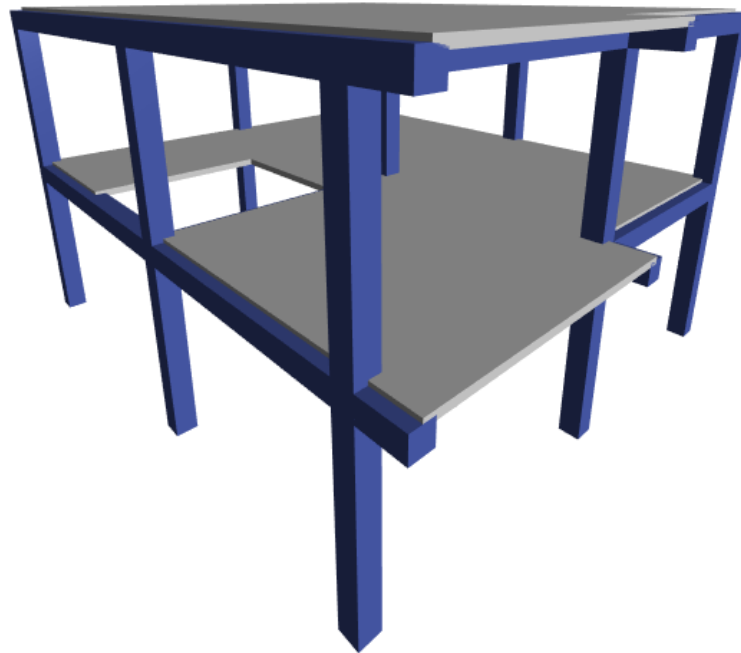
Características de la edificación

Tabla 32 Descripción Estructural de la Edificación de 2 Pisos

Indicador	Unidad	Característica
Sistema resistente a carga lateral	-	Pórticos de Hormigón Armado
Distribución geométrica en elevación	-	Regular
Distribución geométrica en planta	-	Regular
Altura de entrepisos	m	2.88 y 2.70
Resistencia del hormigón	Kg/cm ²	f'c=240
Límite de fluencia de acero de refuerzo	Kg/cm ²	fy=4200
Dimensión de columnas	cm	30x30 (Todos los niveles)
Dimensión de vigas	cm	30x30 (Todos los niveles)
Tipo de losa	-	Nervada
Espesor de losa	cm	20
Ancho de los nervios	cm	10
Recubrimiento en vigas	cm	3
Recubrimiento en columnas	cm	3
Recubrimiento en losa	cm	2.5

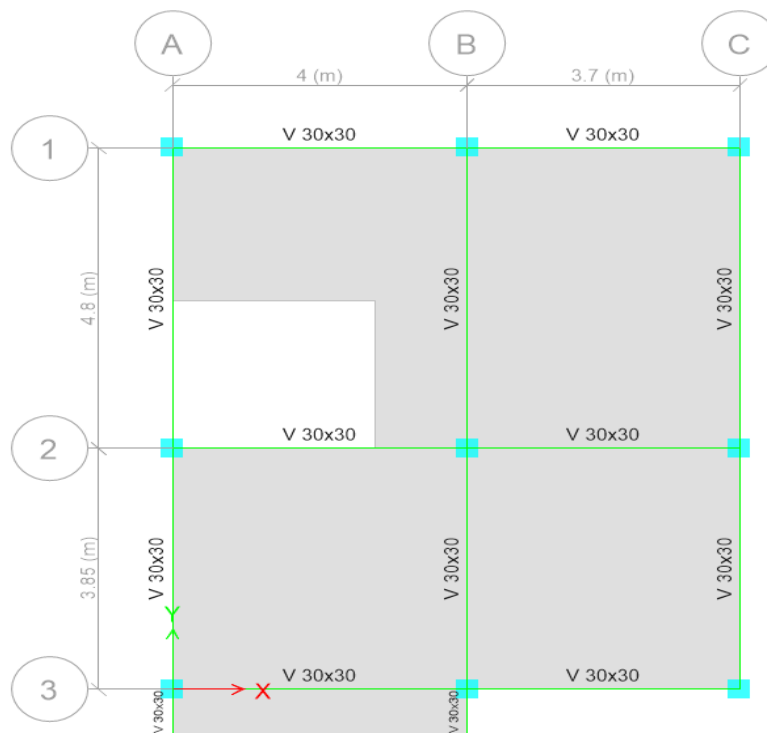
Fuente: Álvaro Luna

Figura 57 Modelación Estructural Edificación de 2 Pisos



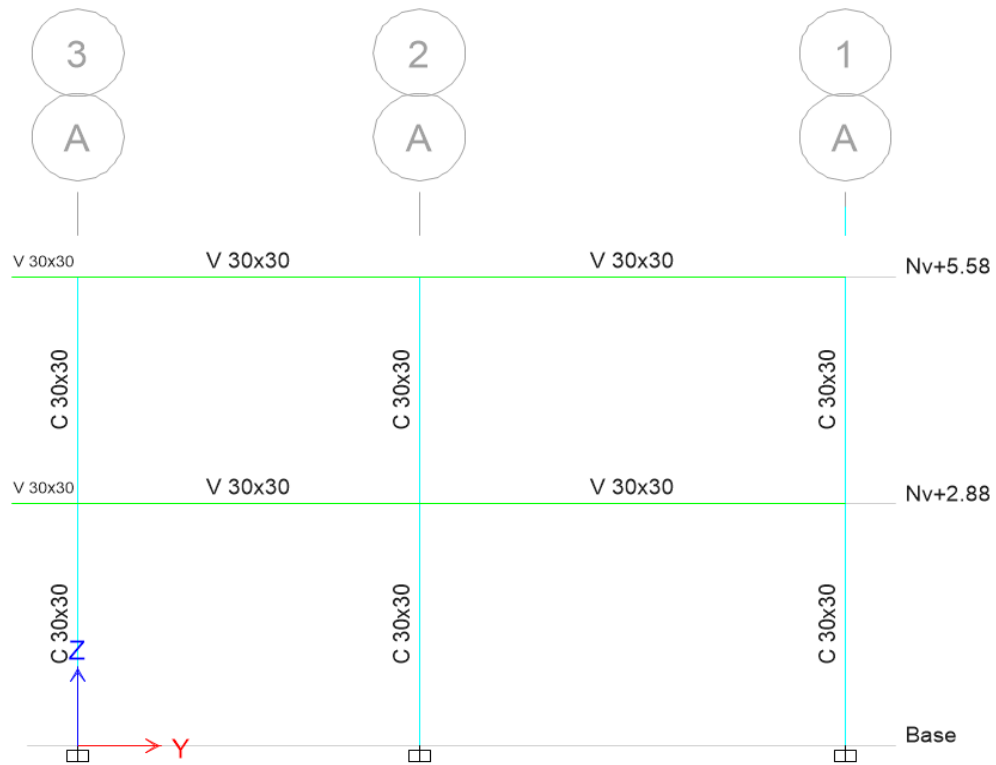
Fuente: ETABS 2016

Figura 58 Vista en Planta de la Edificación de 2 Pisos Nv+2.88



Fuente: ETABS 2016

Figura 59 Vista en Elevación de la Edificación de 2 Pisos-Pórtico A



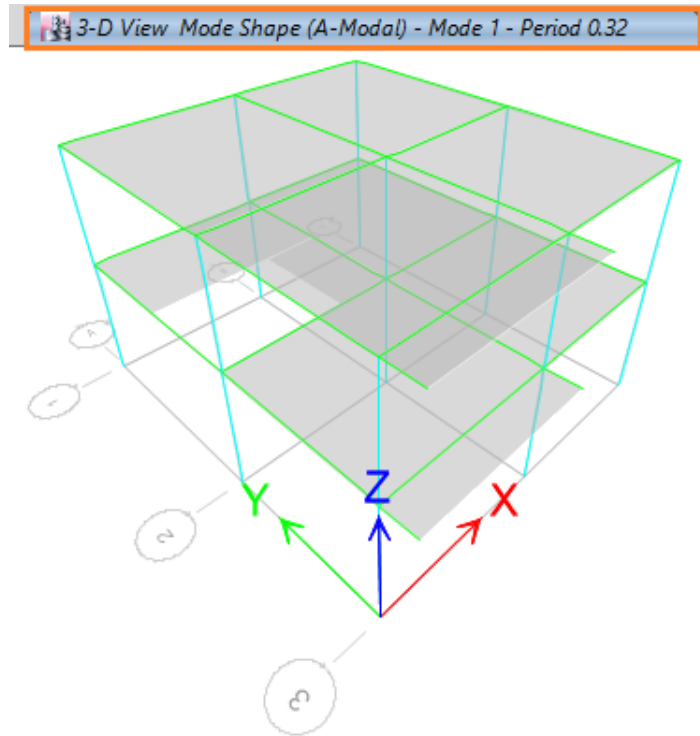
Fuente: ETABS 2016

4.2.5.1.1 Análisis Lineal de la Edificación de 2 Pisos

Determinación del período vibración fundamental

El análisis modal realizado en ETABS 2016 determinó un período de vibración fundamental de la estructura $T_a=0.32$ s, el cual servirá para definir ciertos parámetros ligados al análisis de cortante basal.

Figura 60 Período de Vibración Edificación de 2 pisos



Fuente: ETABS 2016

Cortante Basal Estático

La cortante basal es la fuerza lateral de diseño aplicada en la base de la estructura para representar las fuerzas inerciales del sismo. La norma ecuatoriana nos provee la siguiente fórmula para su respectivo cálculo. [6]

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad \text{Ec. 61}$$

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} \quad \text{Ec. 62}$$

Por lo tanto, podemos deducir que la cortante basal de la siguiente forma:

$$V = CB * W$$

Ec. 63

Dónde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

Øp y ØE = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Período de vibración

La carga reactiva W corresponde al 100% de la carga muerta de la edificación (estructural y no estructural) y CB es el coeficiente basal que será calculado para cada uno de los espectros. A continuación, se muestran todos los valores ligados al cálculo del coeficiente basal. [6]

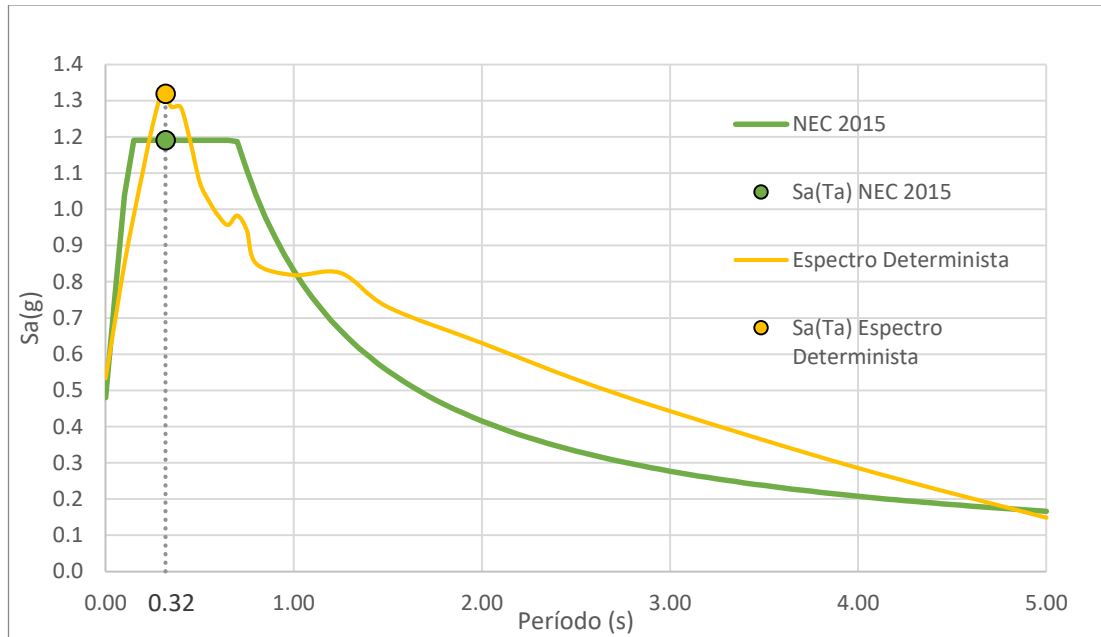
Tabla 33 Variables del Coeficiente de Corte Basal

Coeficiente	Clasificación	Valor	NEC-SE-DS
I (Coeficiente de importancia)	Otras Estructuras	1	Numeral 4.1
R (Factor de reducción de resistencia sísmica)	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8	Numeral 6.3.4
Øp (Coeficiente de configuración en planta)	Regular	1	Numeral 5.2.3
ØE (Coeficiente de configuración en elevación)	Regular	1	Numeral 5.2.3

Fuente: NEC 2015

El período fundamental obtenido a partir del análisis modal es $T_a=0.32$, valor con el cual ingresamos a las gráficas del espectro NEC y Determinista para obtener la aceleración $S_a(T_a)$ con el que cada uno de los espectros solicita a la estructura.

Figura 61 Determinación de $S_a(T_a)$



Fuente: Álvaro Luna

Podemos notar de la figura anterior que la variable $S_a(T_a)$ es de 1.318 g y 1.1904 g para el espectro determinista y el espectro NEC respectivamente, valores que permiten el cálculo del coeficiente basal para cada espectro.

Coeficiente basal espectro Determinista

$$CB = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 1.318}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.1648$$

Coeficiente basal espectro NEC 2015

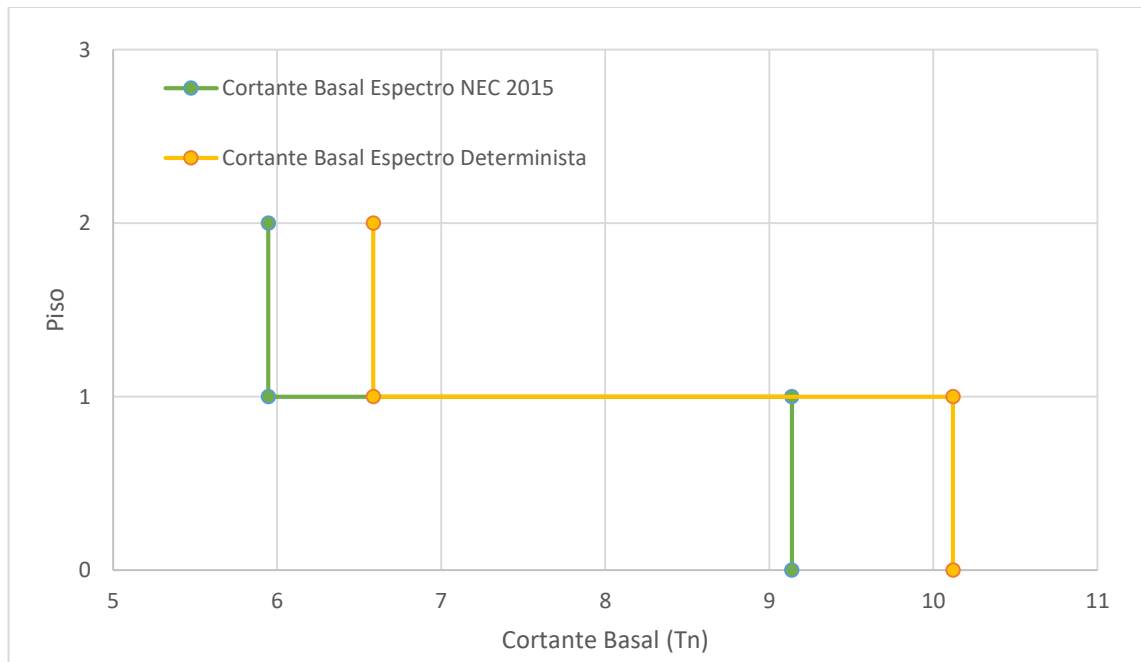
$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 1.1904}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.1488$$

El cálculo del coeficiente basal nos permitirá obtener los valores de cortante que ingresan a la base a la estructura, además de su respectiva distribución en elevación

Figura 62 Distribución de Cortante Basal Espectro Determinista y NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

Como podemos observar la cortante basal que ingresa a la estructura es de 9.14 Ton y 10.11 Ton para el espectro NEC 2015 y el espectro Determinista respectivamente en sus dos direcciones principales, la diferencia en los valores de cortante basal se debe al incremento en aceleración que provee el espectro Determinista para estructuras con

períodos entre 0.23 y 0.45 segundos, siendo que la estructura en análisis tiene un período de vibración fundamental de 0.32 segundos la aceleración inducida por el espectro Determinista genera que sus solicitaciones de cortante superan a las del espectro de la normativa vigente.

Cortante Basal Dinámico

Para el análisis del cortante basal dinámico se necesita conocer las diferentes formas modales y las ordenadas espectrales S_a obtenidas a partir de los diferentes períodos de vibración de la estructura, esto permite el cálculo de las fuerzas cortantes máximas producida por cada uno de los modos de vibración, finalmente las fuerzas cortantes máximas de cada modo de vibración se combinan mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados para así obtener el cortante basal dinámico. [30]

Es importante recalcar que nuestra norma exige que el número de modos a utilizar deben ser los necesarios para que se involucre la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura en sus direcciones principales, además se debe realizar un ajuste en el valor de cortante basal dinámico, el cual consiste en que este valor no puede ser menor al 80% y 85% del cortante basal estático para estructuras regulares e irregulares respectivamente . [6]

Tabla 34 Porcentajes de Participación Modal de la Masa

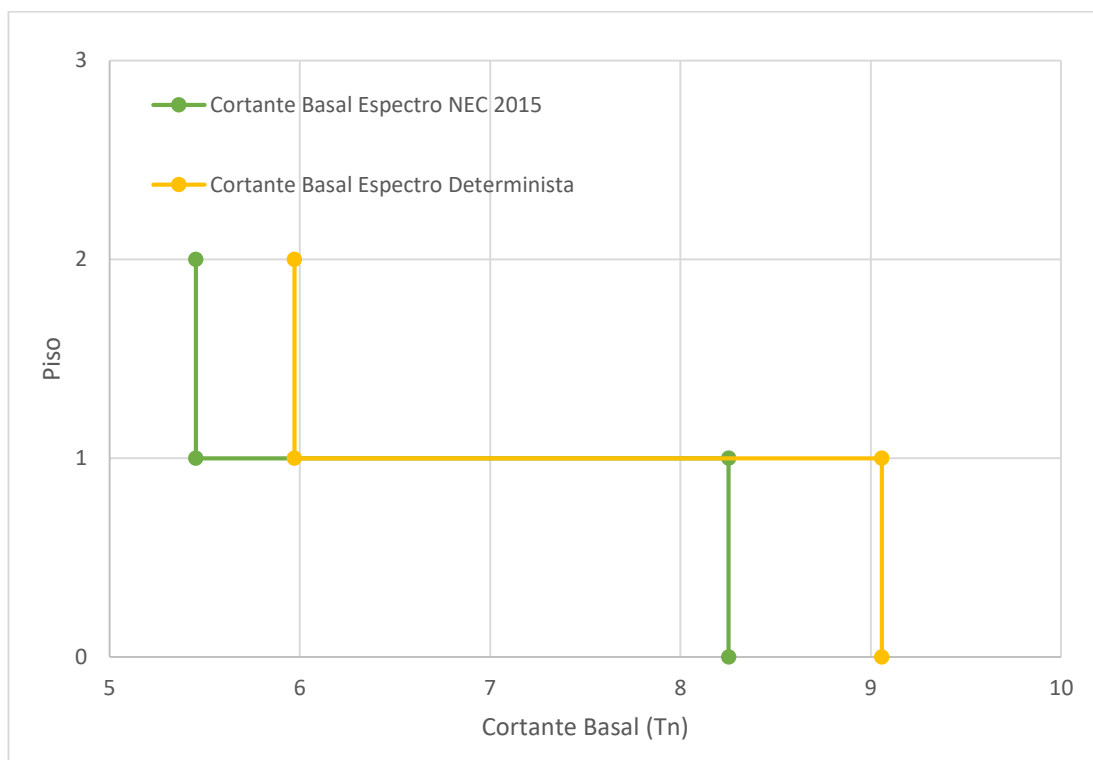
Modo	Período	% de Participación Másica	% de Participación Másica	% Acumulado de participación Másica	% Acumulado de participación Másica
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
1	0.320	0.00%	89.24%	0.00%	89.24%
2	0.310	89.86%	0.00%	89.86%	89.24%
3	0.270	0.03%	0.25%	89.89%	89.50%
4	0.090	0.00%	10.49%	89.89%	99.99%
5	0.090	10.08%	0.00%	99.97%	99.99%

6	0.080	0.02%	0.00%	99.99%	99.99%
---	-------	-------	-------	--------	--------

Fuente: ETABS 2016

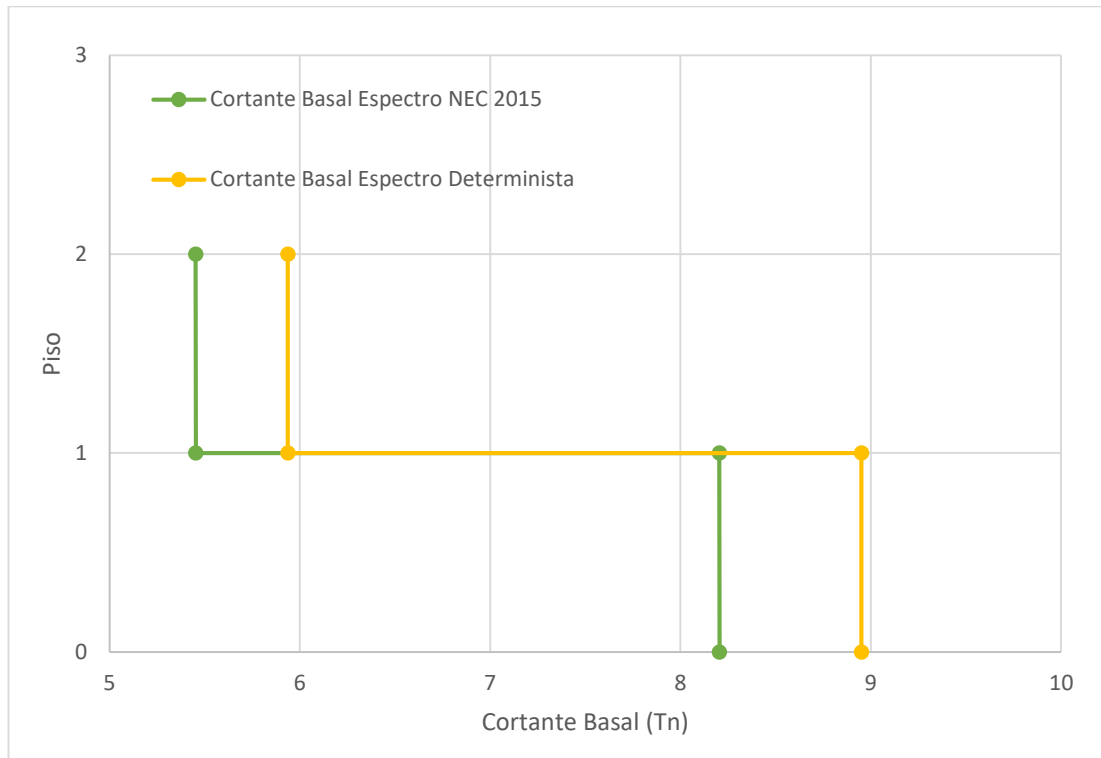
La participación modal de la masa cumple con los requerimientos exigidos por la norma, en la dirección Y de la edificación en el cuarto modo existe la acumulación del 99.99% de la masa mientras que para el sentido X se logra acumular un porcentaje mayor al 90% a partir del quinto modo de vibración.

Figura 63 Cortante Basal Dinámico Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 64 Cortante Basal Dinámico Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Al igual que en el análisis estático, se comprueba que en el dinámico la distribución de cortante en elevación es mayor para el espectro Determinista, por lo tanto, esperamos que los esfuerzos y desplazamientos a los que estén sujetos los elementos estructurales sean mayores para este espectro.

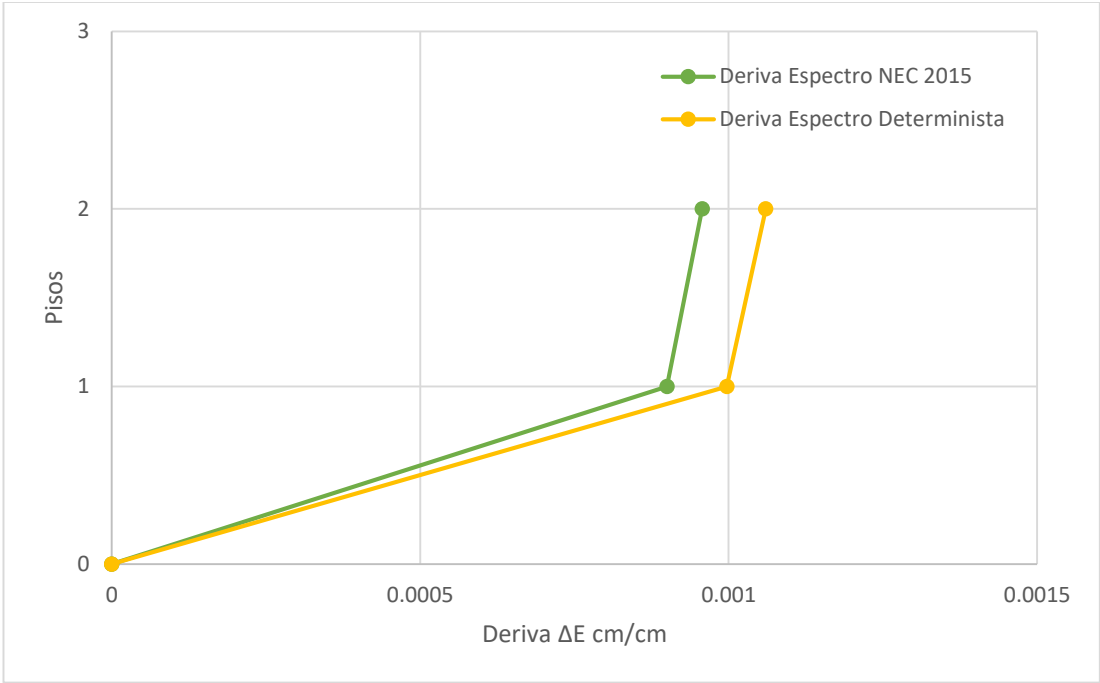
Análisis de derivas

La deriva es el desplazamiento relativo de dos pisos consecutivos expresado como porcentaje de la altura en la cual está comprendido el piso, para ello la NEC-SE-DS 2015 establece el límite máximo de deriva inelástica (Δ_M) en edificios de hormigón armado al valor de 0.02. [6]

A continuación, se realizará la verificación de derivas mediante el uso de los espectros Determinista y NEC 2015 en las dos direcciones principales de la edificación.

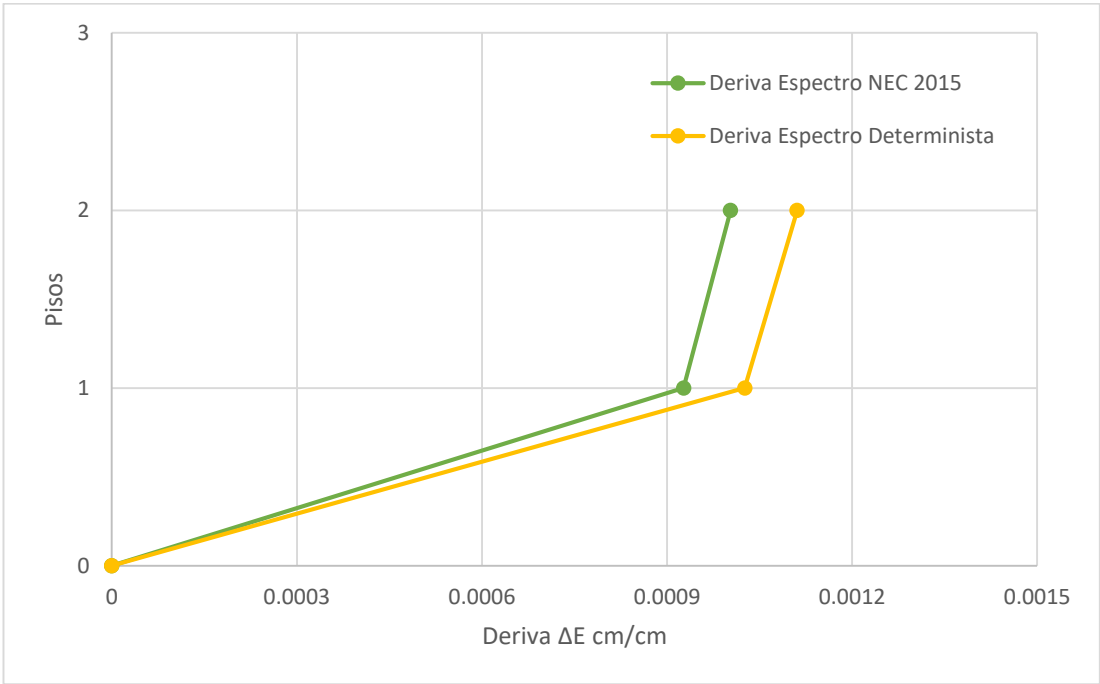
Derivas causadas por Cortantes Estáticas

Figura 65 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 66 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Las derivas obtenidas en los gráficos 65 y 66 corresponden a derivas elásticas producidas por fuerzas de diseño reducidas, pero la verificación que exige la normativa es de la deriva inelástica, razón por la cual utilizaremos la fórmula que nos provee NEC 2015.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{Ec. 64}$$

Dónde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Deriva obtenida en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = Factor de reducción de resistencia.

Las siguientes tablas muestran la transformación de las derivas mostrados en los gráficos 65 y 66 a valores de deriva inelástica.

Tabla 35 Deriva Inelástica Espectro NEC 2015

Piso	Deriva Δ_E		Deriva Inelástica Δ_M	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.00096	0.00100	0.00574	0.00602
1	0.00090	0.00093	0.00540	0.00556
0	0	0	0	0

Fuente: Álvaro Luna

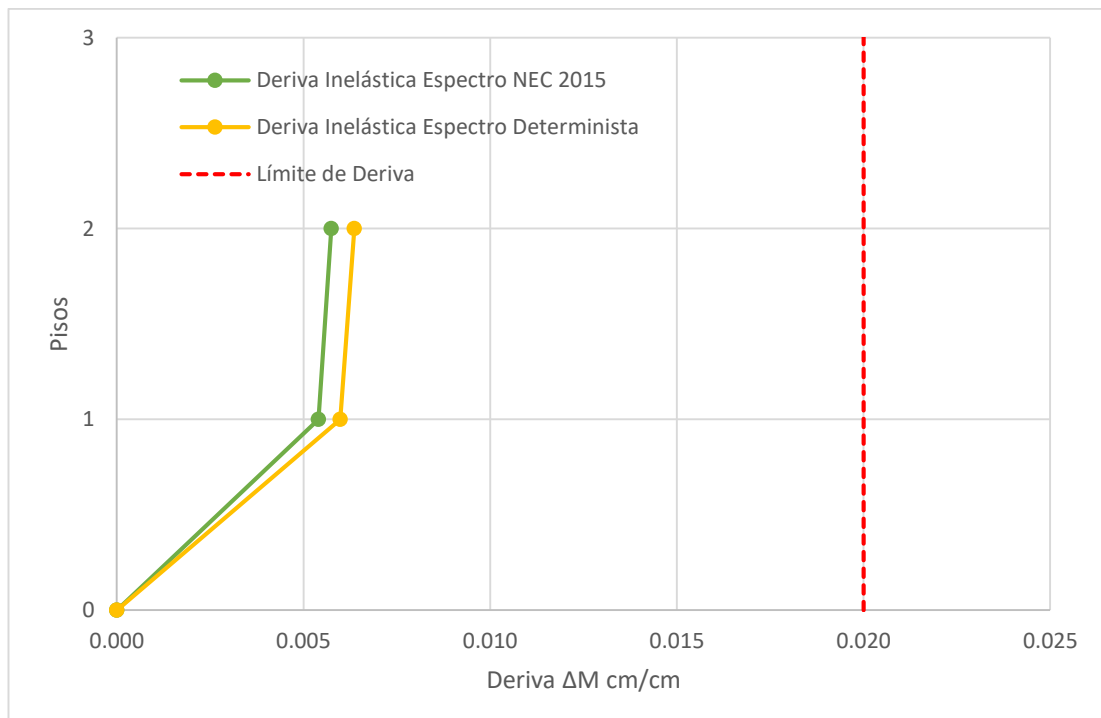
Tabla 36 Deriva Inelástica Espectro Determinista

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.0011	0.0011	0.0064	0.0067
1	0.0010	0.0010	0.0060	0.0062
0	0	0	0	0

Fuente: Álvaro Luna

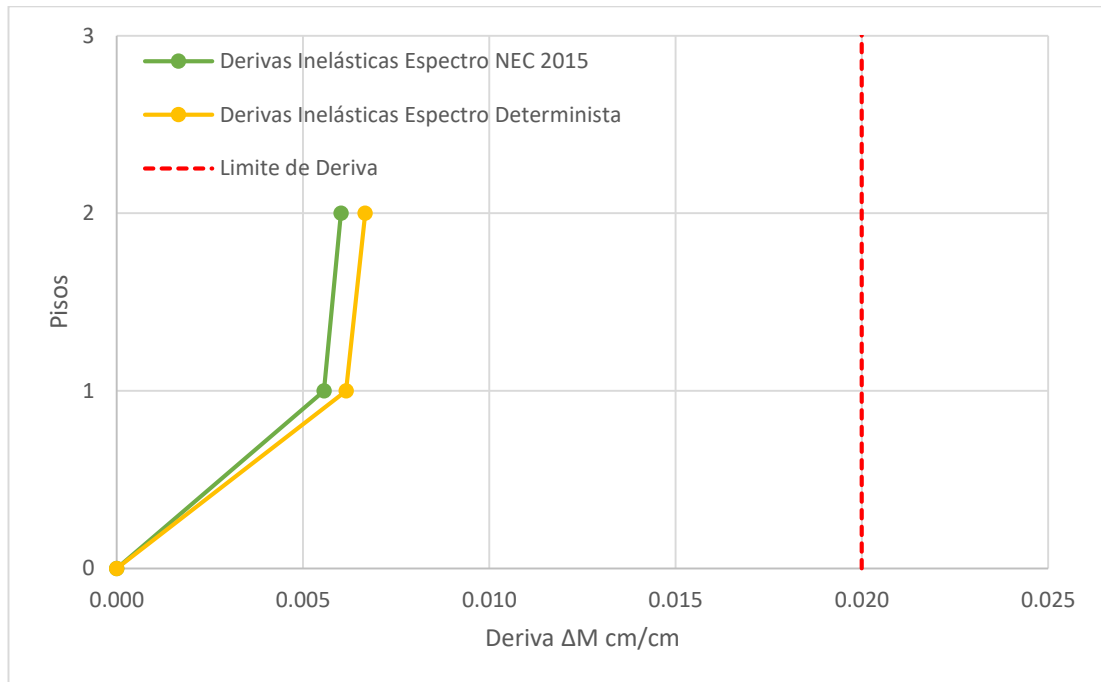
Para una mejor interpretación de los resultados planteados en las tablas anteriores, se muestra a continuación los siguientes gráficos que detallan las derivas inelásticas a las que se ve sometida la estructura en sus dos direcciones principales y el límite máximo establecido por la normativa.

Figura 67 Deriva inelástica Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 68 Deriva inelástica Sentido Y

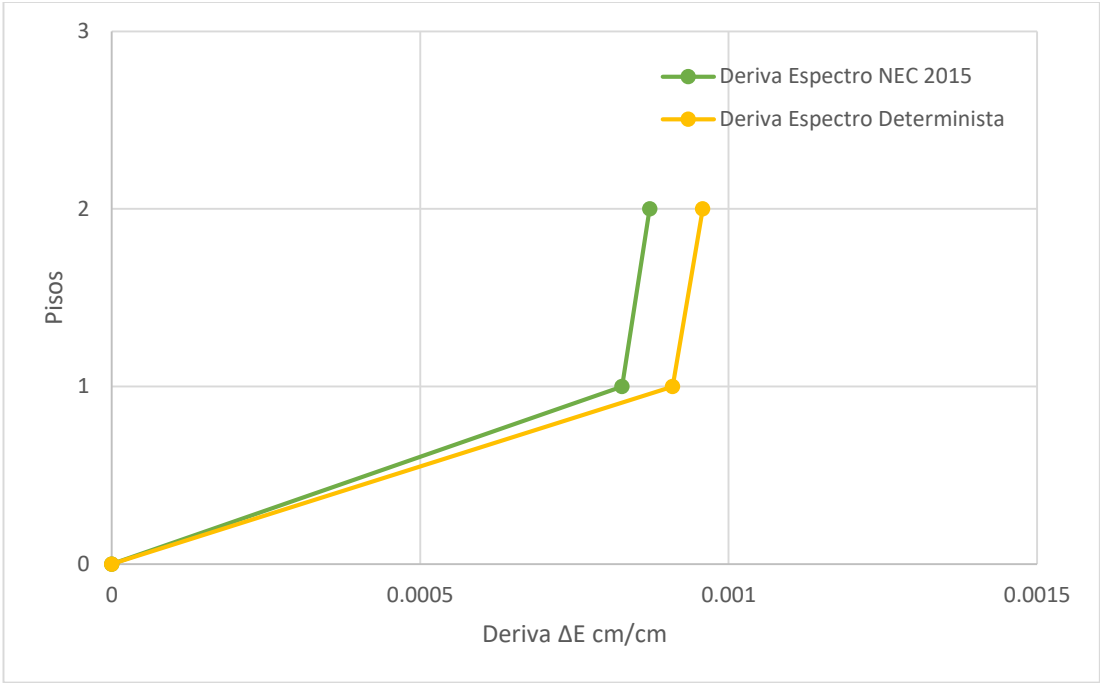


Fuente: Álvaro Luna

El análisis debido a cortantes estáticos demuestra que el espectro Determinista induce mayores derivas a la estructura que las producidas por el espectro NEC 2015, cabe mencionar que la estructura no supera los límites establecidos por la normativa en ninguna de sus direcciones principales para la fuerza inducida por cada uno de los espectros.

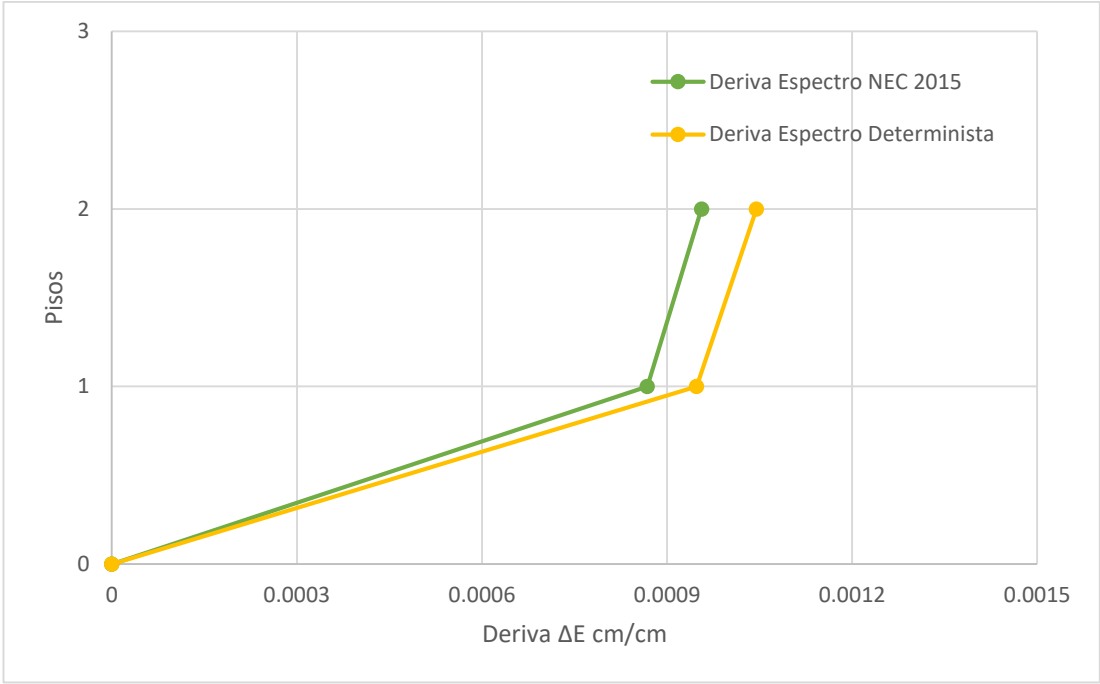
Derivas causadas por Cortantes Dinámicas

Figura 69 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 70 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

De igual manera se verificará el cumplimiento del límite de deriva inelástica en las dos direcciones de la estructura.

Tabla 37 Deriva Inelástica Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.00087	0.00096	0.00523	0.00574
1	0.00083	0.00087	0.00496	0.00521
0	0	0	0	0

Fuente: Álvaro Luna

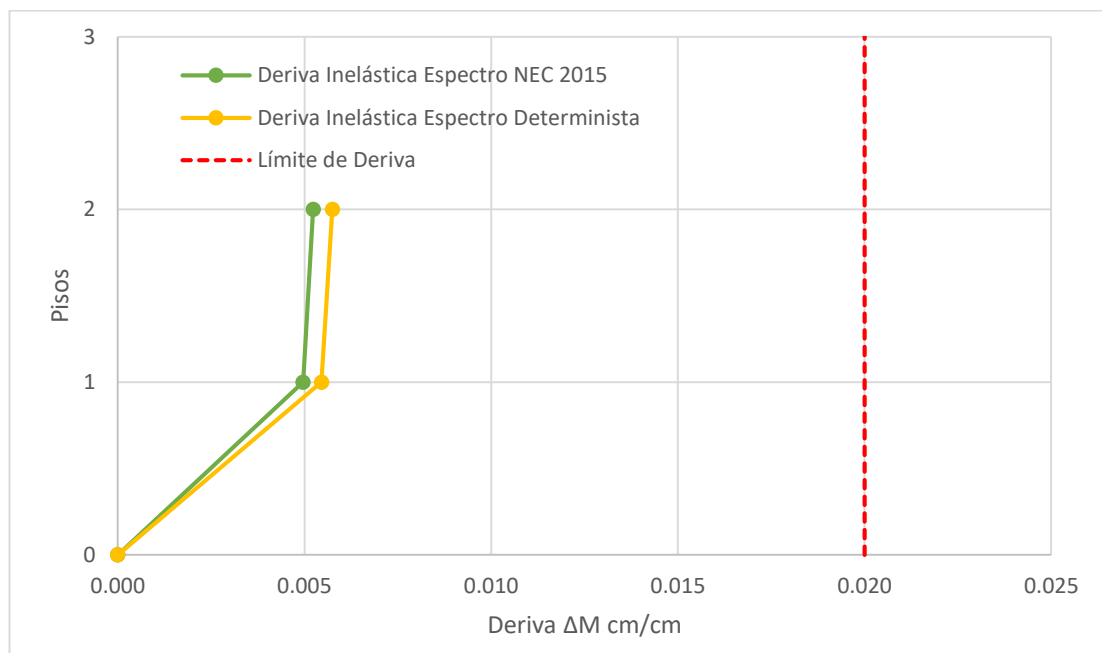
Tabla 38 Deriva Inelástica Espectro Determinista

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
2	0.00096	0.00105	0.0057	0.0063
1	0.00091	0.00095	0.0055	0.0057
0	0	0	0	0

Fuente: Álvaro Luna

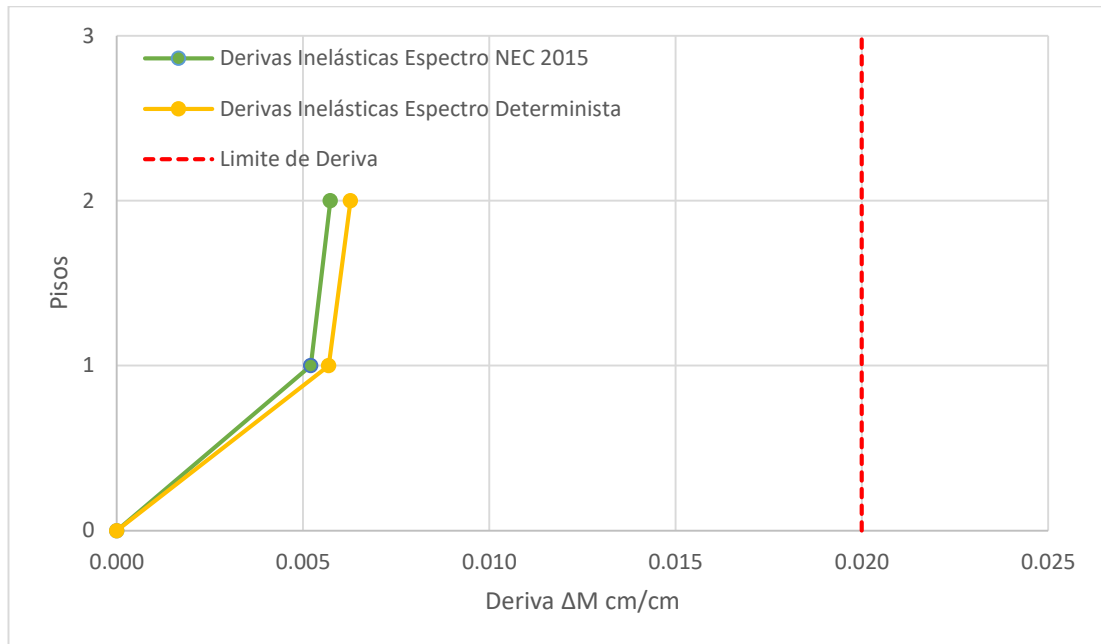
A continuación, se presenta de forma gráfica los resultados de las tablas 37 y 38

Figura 71 Deriva inelástica Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 72 Deriva inelástica Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

El análisis dinámico muestra que las derivas producidas por el espectro Determinista superan a las del espectro NEC, pero cabe notar que ninguna de las derivas producidas por los espectros analizados se encuentran por encima del límite máximo establecido.

Podemos concluir que las demandas producidas por el espectro Determinista superan a las del espectro NEC 2015 tanto en el ámbito estático como dinámico, siendo el espectro determinista crítico en el análisis lineal para aquellas estructuras que tengan un período de vibración fundamental que se ubique en el intervalo de 0.23 a 0.45 segundos.

4.2.5.1.2 Análisis No Lineal de la Edificación de 2 Pisos

Desempeño estructural

Se realizará el análisis estático no lineal para conocer la capacidad en desplazamiento de la estructura y mediante la metodología de la Linealización Equivalente la cual fue

expuesta en el capítulo II encontraremos los puntos de desempeño que tienen la estructura con el espectro Determinista y el NEC 2015.

Definición de casos de carga para el análisis Pushover

Carga no lineal gravitacional

Se deberá definir un patrón de carga gravitacional para tomar en cuenta la deformación a la cual está expuesta la estructura antes de verse sometida a la acción sísmica, este patrón de carga considera el 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva actuante en la estructura.

Figura 73 Patrón de Carga no Lineal Gravitacional

Load Case Data

General

Load Case Name: Gravitacional [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa Dinamica

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	ACM	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: A-Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: ETABS 2016

Carga no Lineal Lateral

Para la distribución de cargas que simulan las fuerzas inerciales del sismo se ha tomado en cuenta un patrón de cargas laterales unidireccionales en forma de un triángulo invertido, obtenido de la distribución de fuerzas con el método de diseño de la fuerza lateral equivalente prescrita en la NEC 2015.

Figura 74 Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección X

Load Case Data

General

Load Case Name: Pushover_X

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa Dinamica

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravitacional

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sx Nec	1

Other Parameters

Modal Load Case: A-Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

OK Cancel

Fuente: ETABS 2016

Esta carga será monitoreada mediante un control de desplazamiento ubicado en el centro de masas del ultimo nivel de la estructura como especifica FEMA 440.

Figura 75 Control de Desplazamiento en la Dirección X

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of cm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint

☐ Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

OK Cancel

Fuente: ETABS 2016

Para la adecuada generación de la curva Pushover es importante controlar el número de pasos que requiera el análisis para la obtención resultados confiables en el programa.

Figura 76 Número de Pasos del Análisis en el Sentido X.

Results Saved for Nonlinear Static Case

Results Saved

☐ Final State Only ☒ Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

☒ Save positive Displacement Increments Only

OK Cancel

Fuente: ETABS 2016

El análisis Pushover verifica el desempeño en las dos direcciones principales de la edificación, por lo tanto, es importante definir los patrones de cargas tanto en la dirección X como en la dirección Y de la estructura.

Figura 77 Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección Y

Load Case Data

General

Load Case Name: Pushover_Y

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravitacional

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sy Nec	1

Other Parameters

Modal Load Case: A-Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

Fuente: ETABS 2016

El control del desplazamiento se lo realizará en la dirección U2 de la estructura.

Figura 78 Control de Desplazamiento en la Dirección Y

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 33.12 cm

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint: U2, Load Case: Nv+5.58, Mode: 11

☐ Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

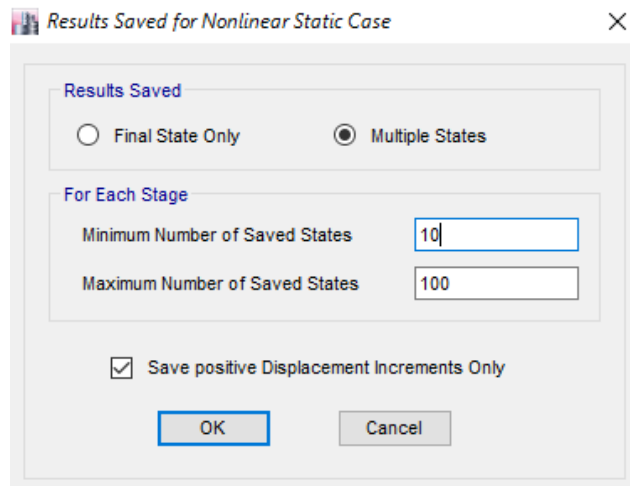
Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

Fuente: ETABS 2016

El control del número de pasos en la dirección Y se lo realizará igual a la del sentido X.

Figura 79 Número de Pasos del Análisis en el Sentido X.

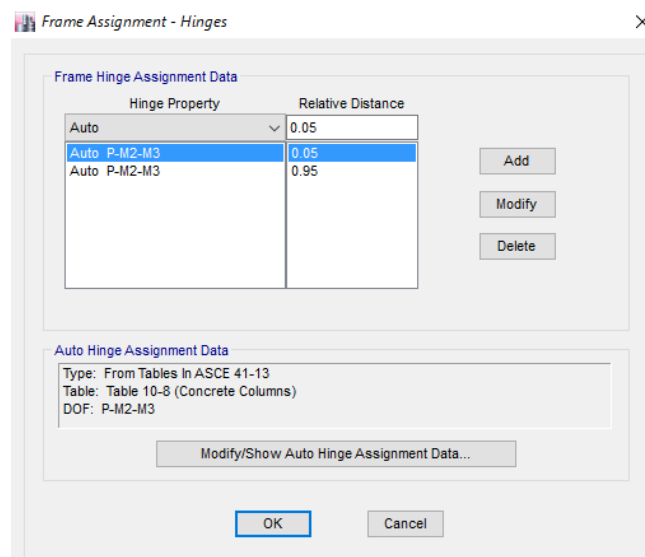


Fuente: ETABS 2016

Asignación de rótulas plásticas

La asignación de las rótulas plásticas en las zonas donde se espera fluencia de la sección, permiten definir la capacidad individual de los elementos que conforman la estructura.

Figura 80 Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas



Fuente: ETABS 2016

La asignación de rótulas plásticas en las columnas se la realizará tomando en cuenta que es un elemento que trabaja a flexo-compresión, los criterios de aceptación serán tomados de las tablas de ASCE 41-13 expuestas en el capítulo II.

Figura 81 Propiedades de las Rótulas Plásticas en Columnas

The 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box is shown with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:**
 - ☐ M2
 - ☐ P-M2
 - ☐ Parametric P-M2-M3
 - ☐ M3
 - ☐ P-M3
 - ☒ M2-M3
 - ☐ P-M2-M3
- Concrete Column Failure Condition:**
 - ☐ Condition i - Flexure
 - ☐ Condition iii - Shear
 - ☒ Condition ii - Flexure/Shear
 - ☐ Condition iv - Development
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - ☒ Drops Load After Point E
 - ☐ Is Extrapolated After Point E
- P and V Values From:**
 - ☒ Case/Combo
 - ☐ User Value
- Gravitational:** (Selected in dropdown)
- V2:** [] tonf
- V3:** [] tonf
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:**
 - ☒ From Current Design
 - ☐ User Value

Buttons: OK, Cancel

Fuente: ETABS 2016

Al igual que las columnas las vigas forman parte del sistema principal resistente a carga sísmica, por tal razón se deberá asignar rótulas plásticas a estos elementos.

Figura 82 Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas

The 'Frame Assignment - Hinges' dialog box is shown with the following settings:

- Frame Hinge Assignment Data:**

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95
- Buttons:** Add, Modify, Delete
- Auto Hinge Assignment Data:**
 - Type: From Tables In ASCE 41-13
 - Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 - DOF: M3
- Buttons:** Modify/Show Auto Hinge Assignment Data..., OK, Cancel

Fuente: ETABS 2016

Las propiedades de las rótulas plásticas en vigas se asignaron tomando en cuenta que es un elemento estructural dominado por la flexión, los criterios de aceptación fueron tomados de las tablas del ASCE 41-13.

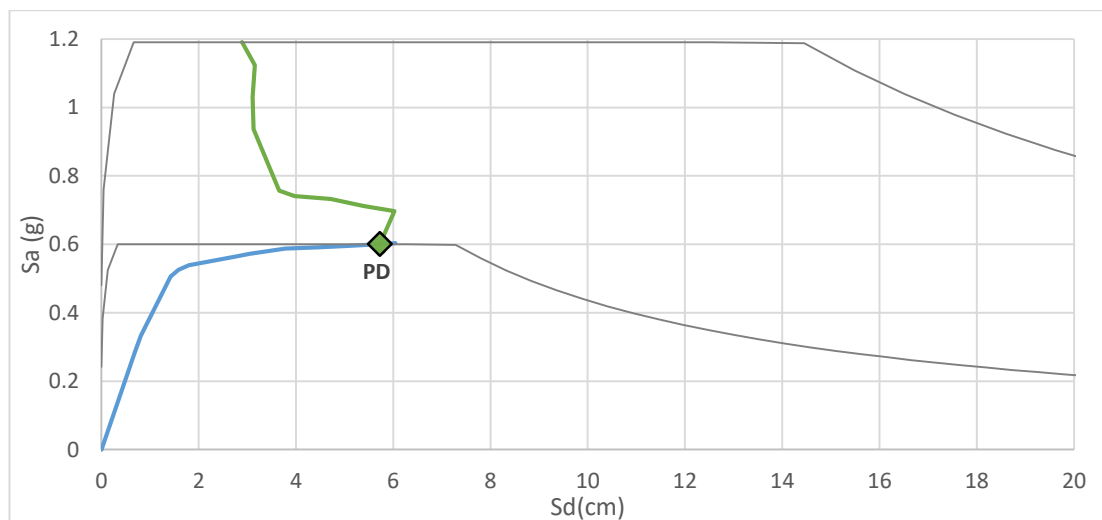
Figura 83 Propiedades de las Rótulas Plásticas en Vigas

Fuente: ETABS 2016

Desempeño estructural sentido X

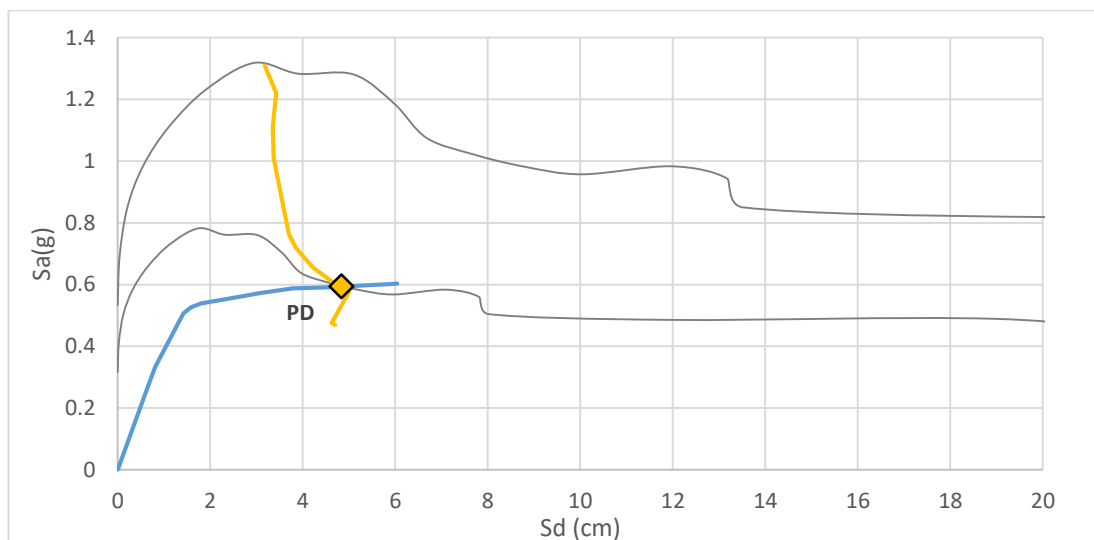
A continuación, se muestra los resultados del análisis estático no lineal realizado en el software ETABS para el espectro NEC 2015 y Determinista.

Figura 84 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido X



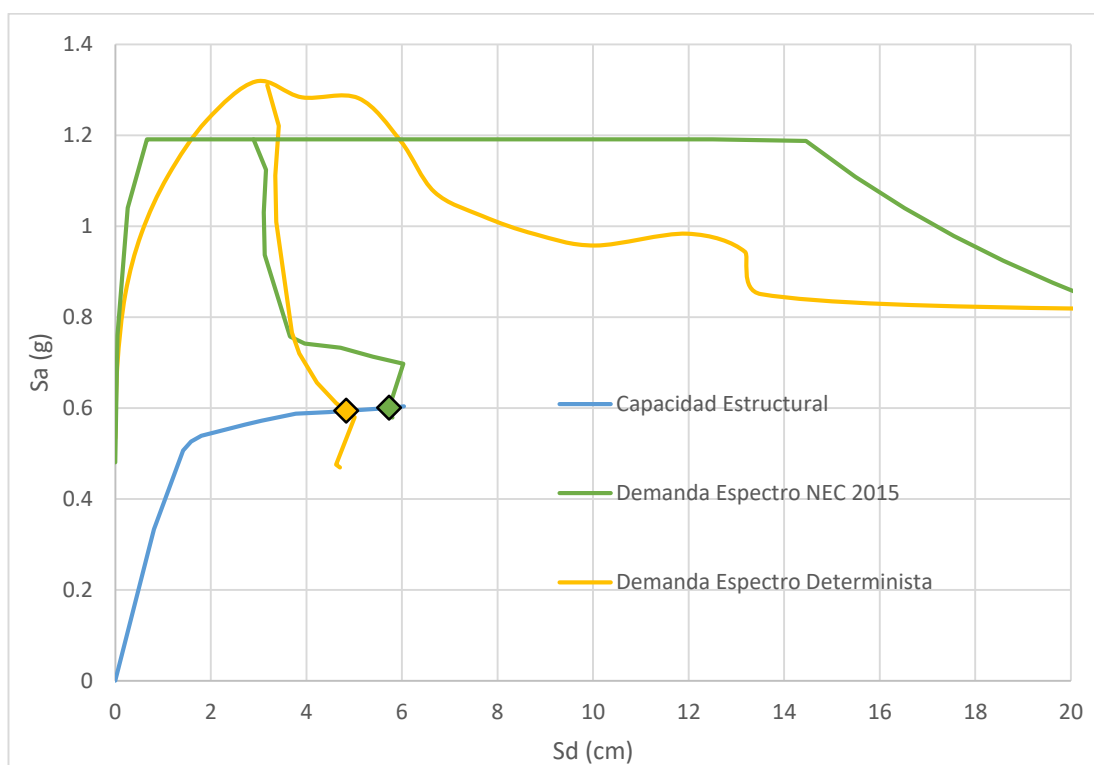
Fuente: Álvaro Luna

Figura 85 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 86 Desempeño Estructural Sentido X



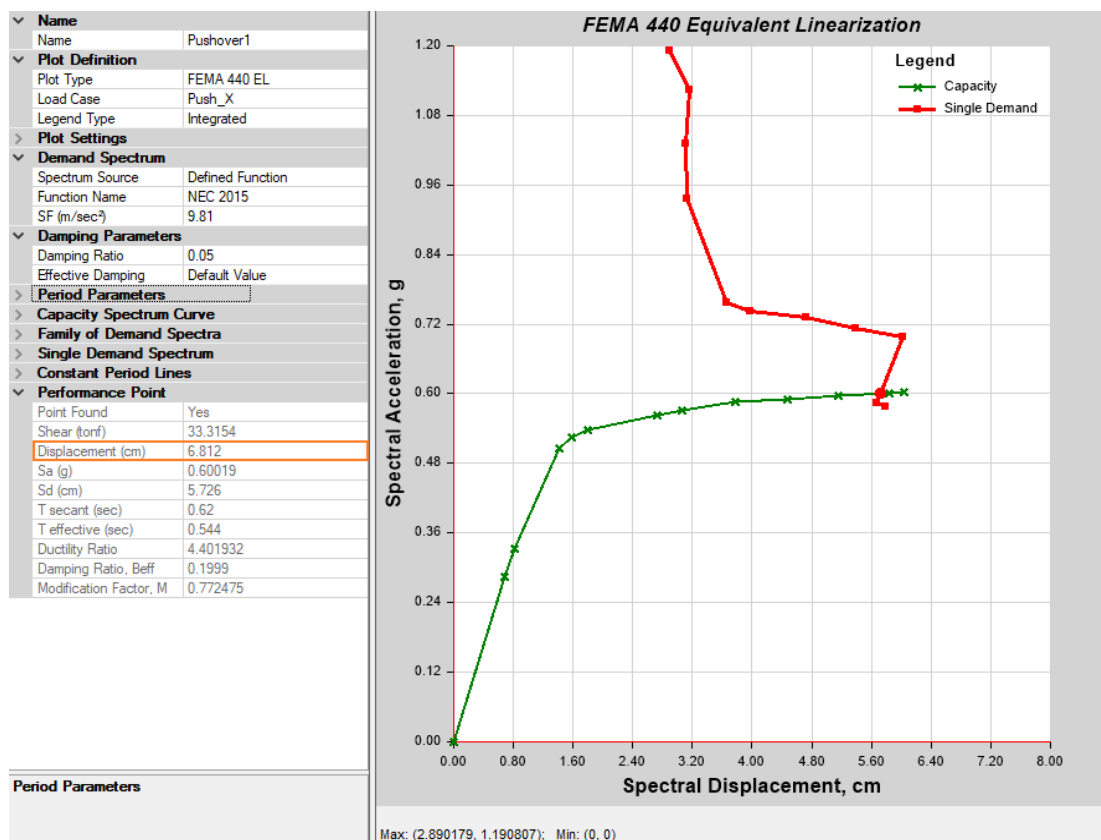
Fuente: Álvaro Luna

Como podemos observar en la figura anterior, el espectro que causa mayores solicitaciones a la estructura una vez que ésta ha incursionado en el rango no lineal es el NEC 2015, esto se puede concluir debido a que su demanda causa un mayor desplazamiento en la estructura.

Sectorización de la Curva de capacidad

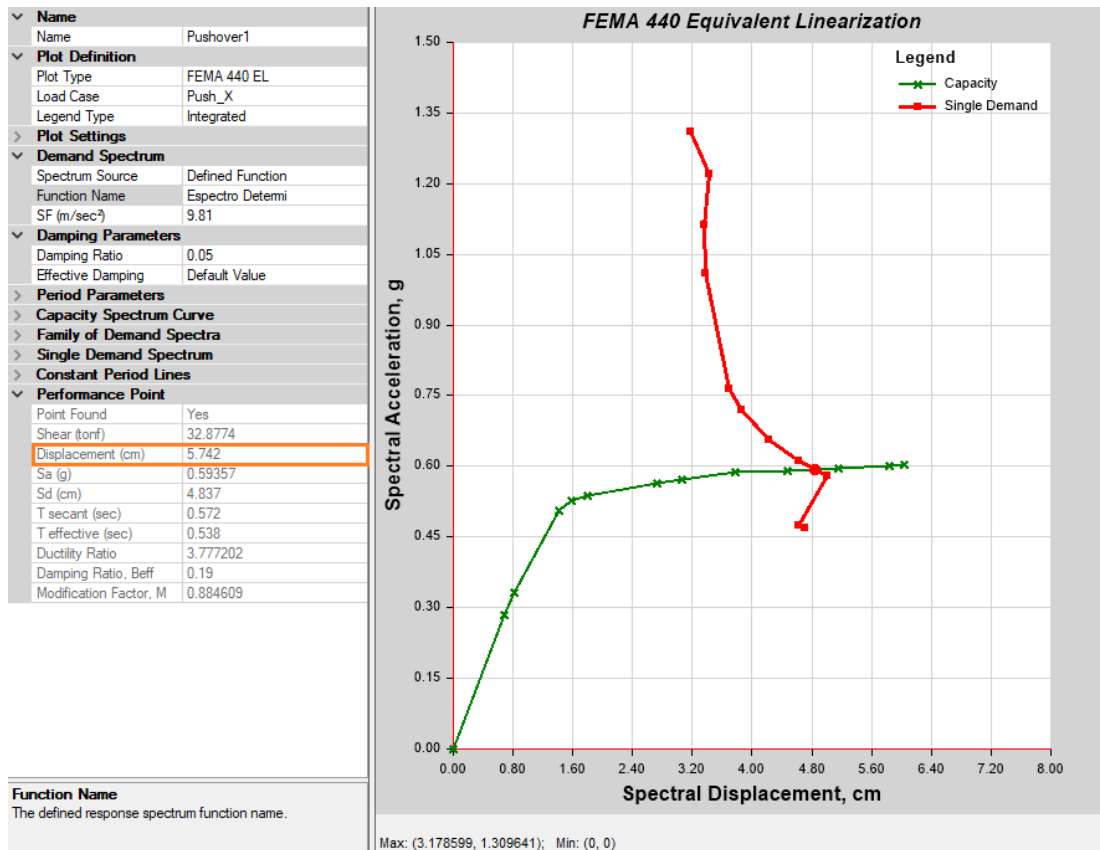
A continuación, se muestra la curva de capacidad de la estructura con su respectiva sectorización para localizar cada uno de los niveles de desempeño de la edificación. Para ubicar los puntos de desempeño en la curva de capacidad, los cuales fueron generados por cada espectro se ha tomado el desplazamiento resultado del análisis de Linealización Equivalente.

Figura 87 Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido X



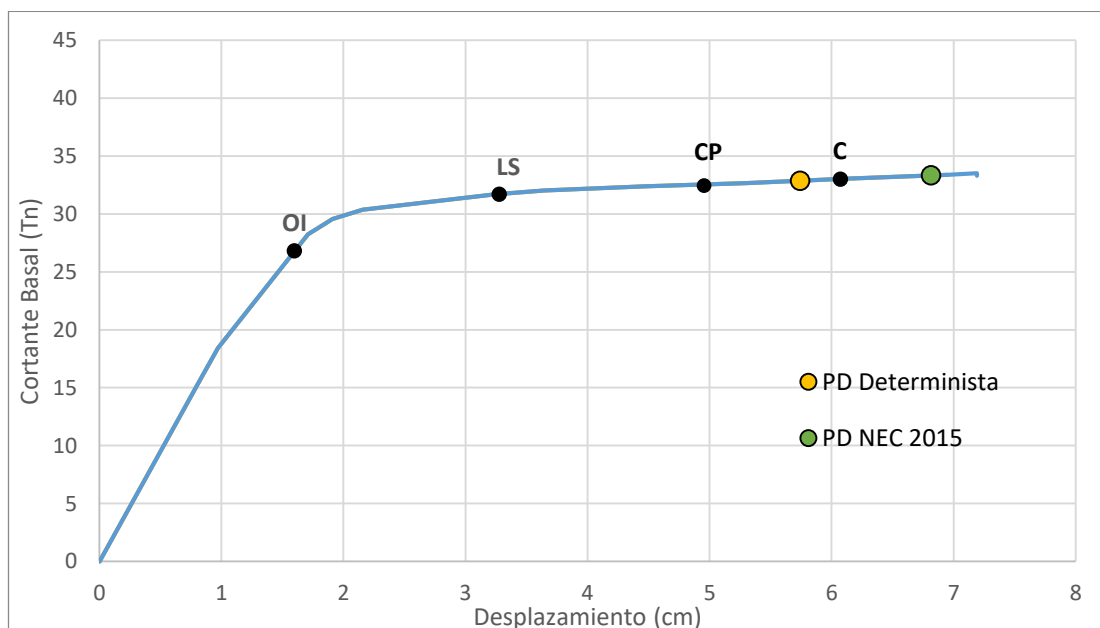
Fuente: ETABS 2016

Figura 88 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido X



Fuente: ETABS 2016

Figura 89 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

La siguiente tabla muestra todas las variables generadas por los puntos de desempeño encontrados.

Tabla 39 Variables Ligadas a los Puntos de Desempeño

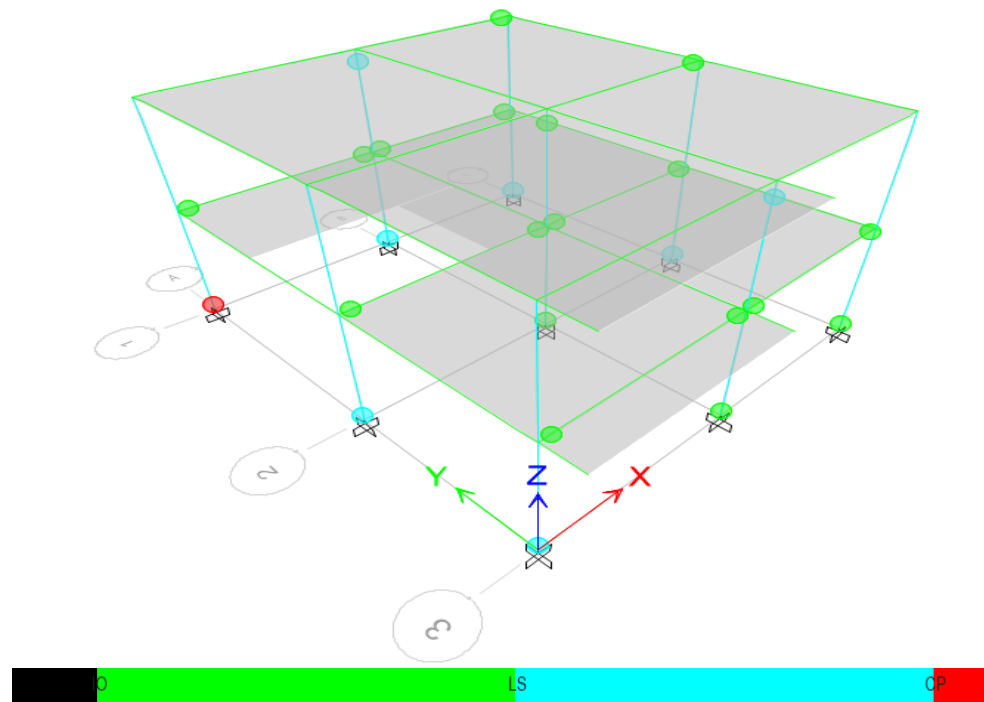
VARIABLE	NEC 2015	DETERMINISTA
Cortante Basal	33.3165 Ton	32.8774 Ton
Desplazamiento	6.82 cm	5.74 cm
Sa	0.60021	0.59357
Sd	5.73 cm	4.84 cm
T Efectivo	0.544 s	0.538 s
Ductilidad	4.40357	3.7772
Amortiguamiento Efectivo β_{eff}	0.20	0.19
Factor de Modificación M	0.77203	0.8846

Fuente: Álvaro Luna

Del análisis realizado en el sentido X se puede apreciar que debido a la demanda del espectro Determinista el punto de desempeño que alcanza la estructura es Prevención de Colapso, mientras que la demanda que provee el espectro NEC 2015 causa que la estructura Colapse, es decir que para las demandas provistas por el espectro de la normativa la estructura no cumple con la filosofía sismoresistente la cual está basada en prevenir el colapso en estructuras de ocupación normal ante sismos severos.

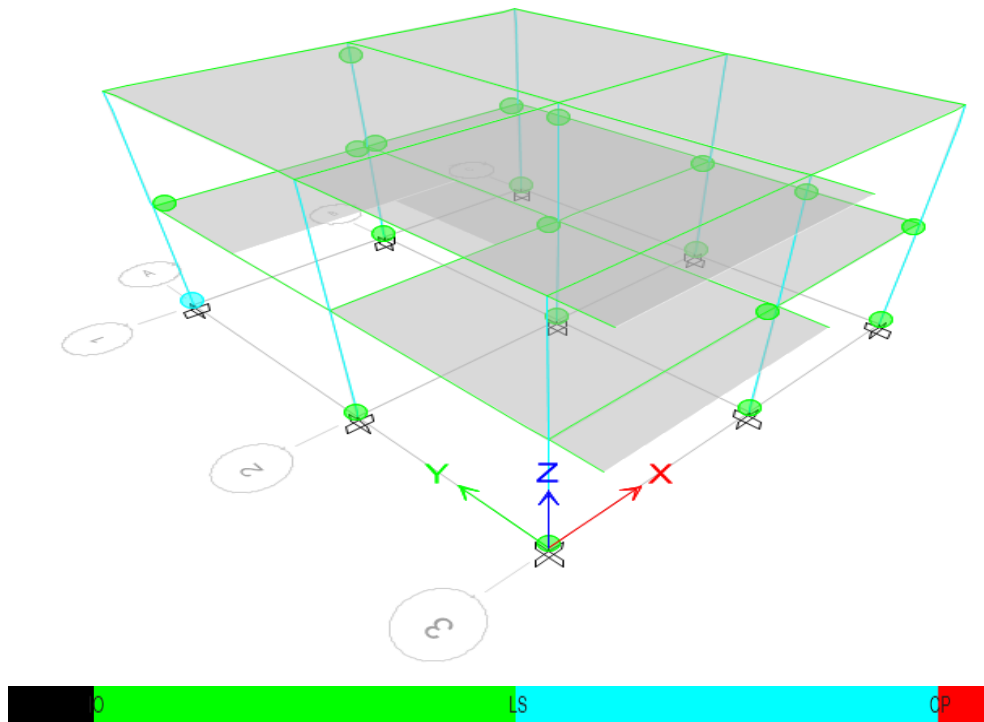
En las siguientes gráficas podemos observar los niveles de daño local en las rótulas plásticas de los diferentes elementos estructurales asociadas al punto de desempeño que genera cada espectro.

Figura 90 Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido X



Fuente: ETABS 2016

Figura 91 Nivel de Daño Causado por el Espectro Determinista en el Sentido X

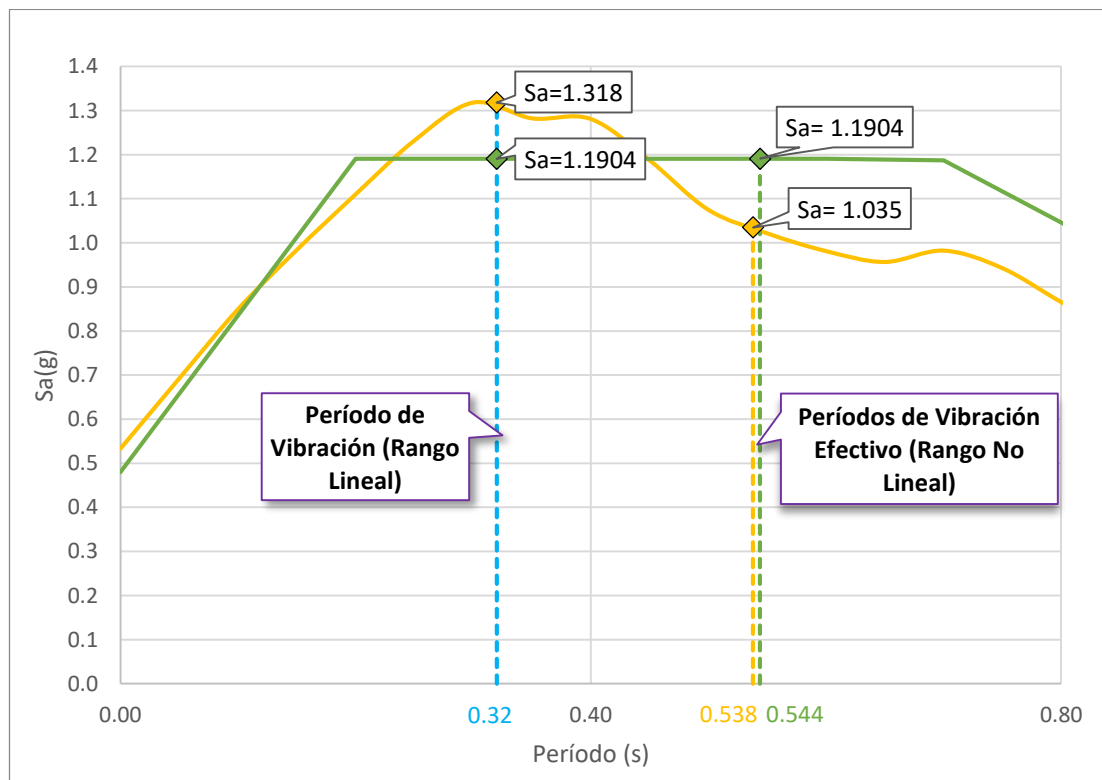


Fuente: ETABS 2016

En lo correspondiente al nivel de daño se puede observar que en el punto de desempeño del espectro Determinista se da la fluencia de un porcentaje considerable de vigas y columnas mientras que para el espectro NEC la mayoría de elementos estructurales han entrado en fluencia y una de las columnas del primer piso ha colapsado.

En la investigación realizada a esta estructura se puede destacar que a pesar de que los análisis realizados en el rango elástico como fueron cortante basal y derivas tanto estáticas como dinámicas, las cuales demostraron que el espectro Determinista producía mayores solicitaciones a la estructura, algo diferente es lo que sucede en el análisis no lineal, en el cual podemos observar que el espectro NEC se convierte en el más demandante, esto debido a que en el proceso de análisis no lineal los elementos estructurales y la estructura en sí entran en fluencia por lo que la rigidez de la edificación disminuye y su período de vibración efectiva aumenta, a tal manera que pasa de un período de vibración inicial de 0.32s en el rango lineal a valores de 0.544s y 0.538s en el rango no lineal para las solicitaciones del espectro NEC 2015 y Determinista respectivamente, como se puede observar en la siguiente gráfica.

Figura 92 Aceleraciones en el Rango Lineal y no Lineal



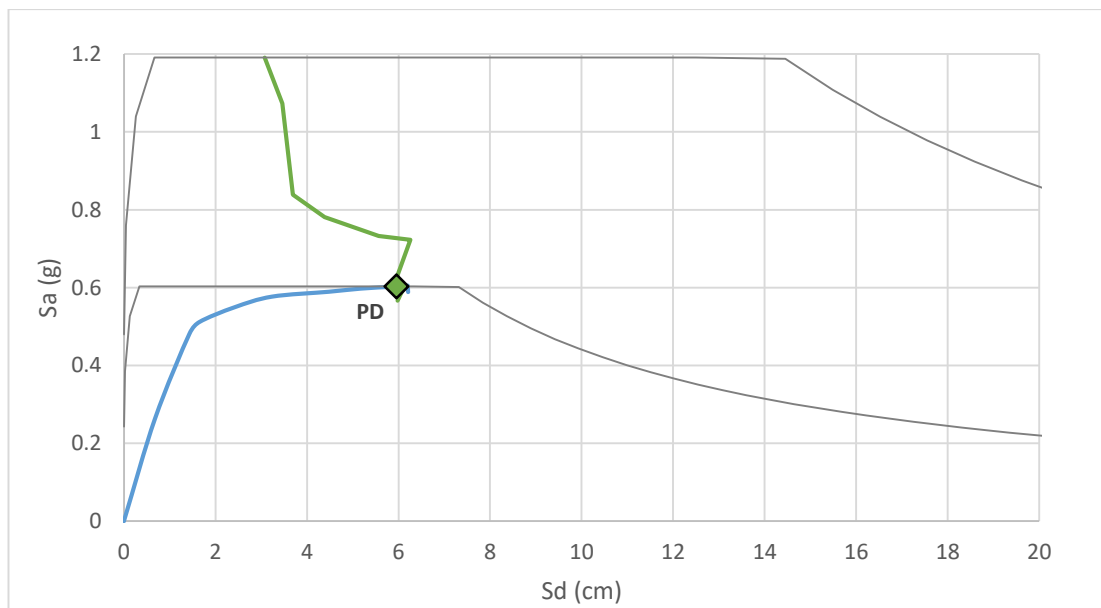
Fuente: Álvaro Luna

El instante en que comienza la cedencia y daño en los elementos estructurales el período de vibración de la estructura se incrementa con lo cual ingresa a un intervalo en el cual las solicitaciones provistas por el espectro NEC 2015 son mayores a las del espectro Determinista, esto difiere con lo sucedido en el análisis lineal en el cual el espectro Determinista era el más crítico.

Desempeño estructural sentido Y

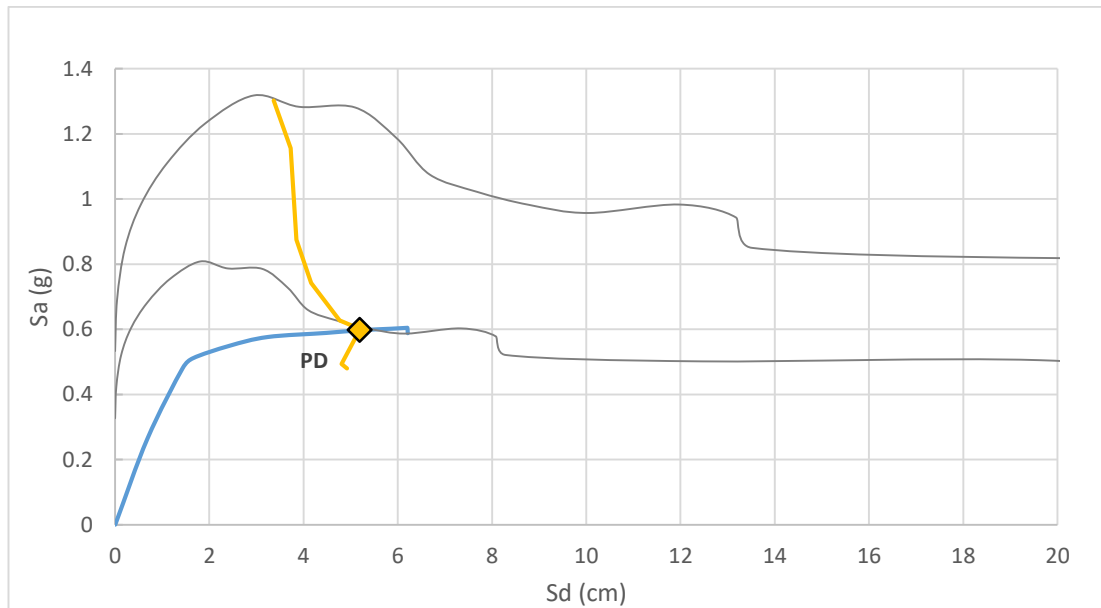
A continuación, se presentan los resultados del análisis estático no lineal en el sentido Y de la estructura.

Figura 93 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido Y



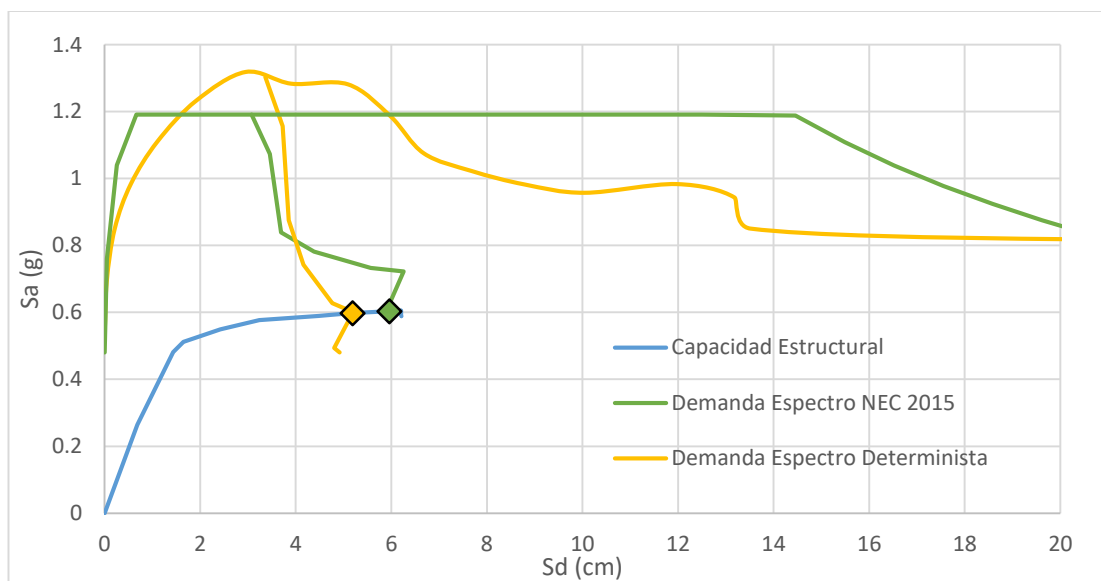
Fuente: Álvaro Luna

Figura 94 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Figura 95 Desempeño Estructural Sentido Y



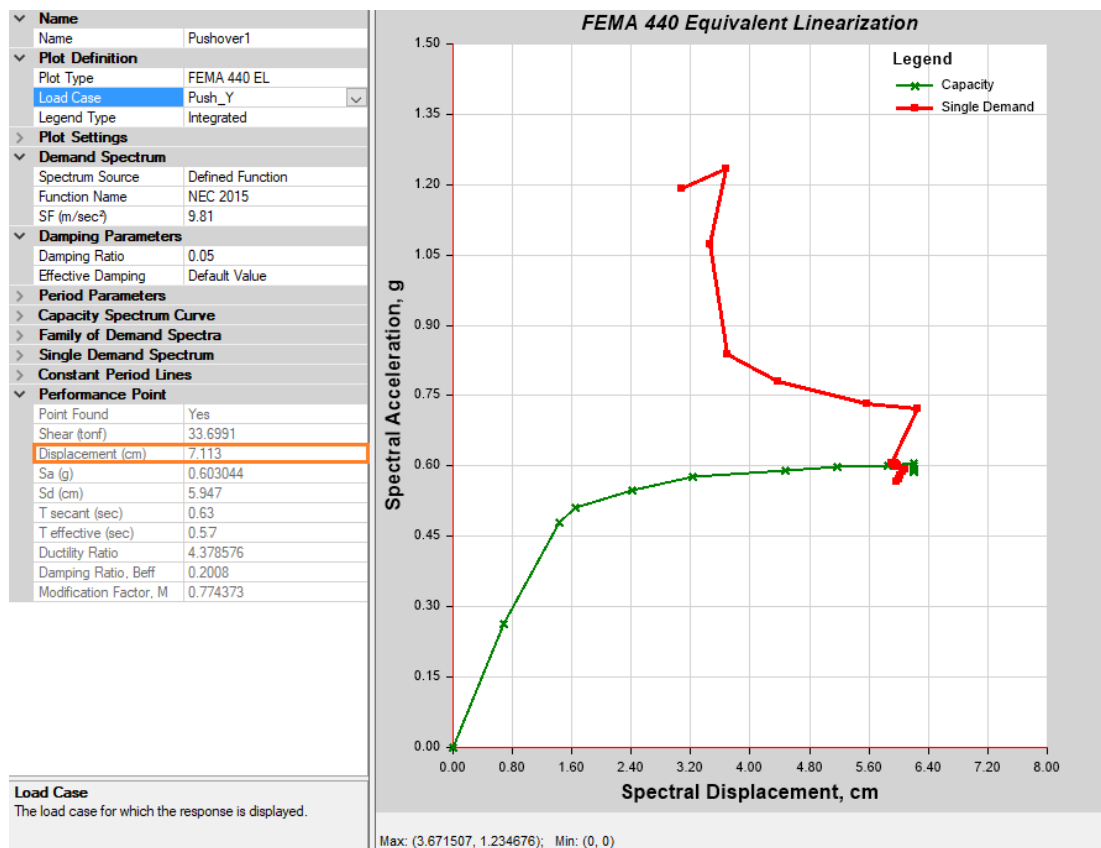
Fuente: Álvaro Luna

En base a la figura anterior podemos concluir que el espectro NEC infiere mayores demandas a la estructura en el sentido Y, debido a que causa un mayor desplazamiento.

Sectorización de la Curva de capacidad

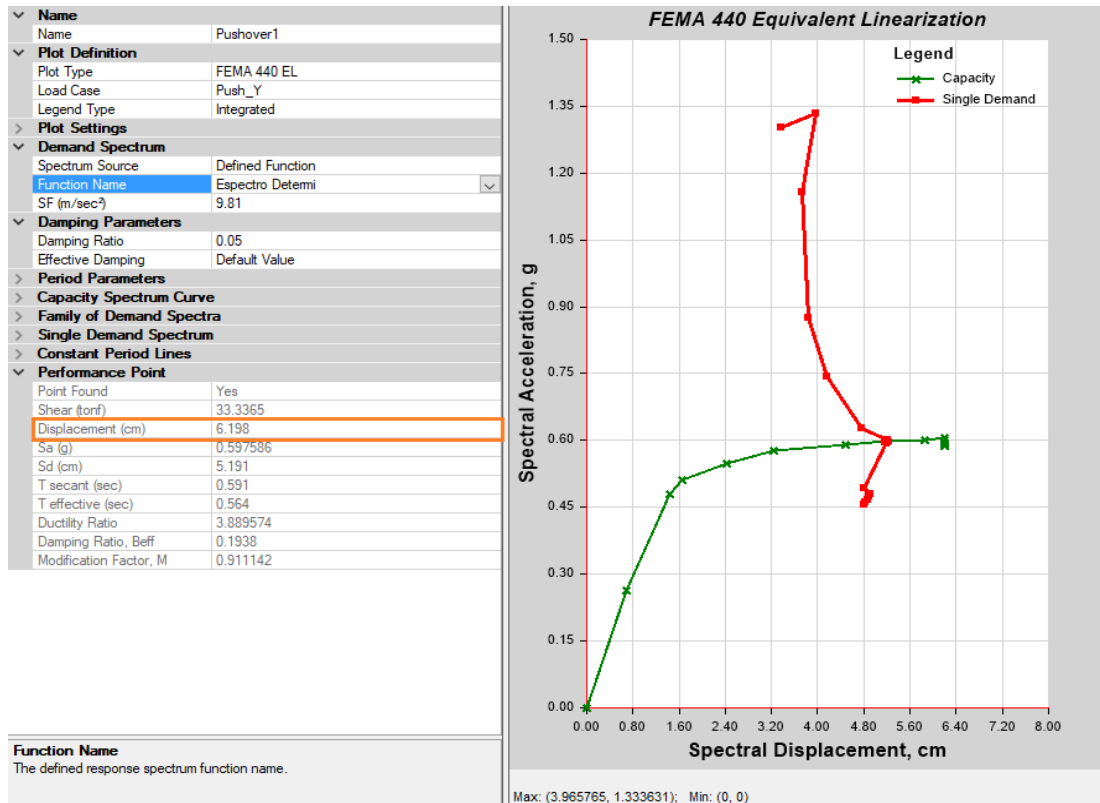
Debido a la gran simetría existente en la edificación el desempeño en el sentido Y es similar al sentido X para los dos espectros. La ubicación de los puntos de desempeño se realizará en base a los resultados de la Linealización Equivalente.

Figura 96 Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido Y



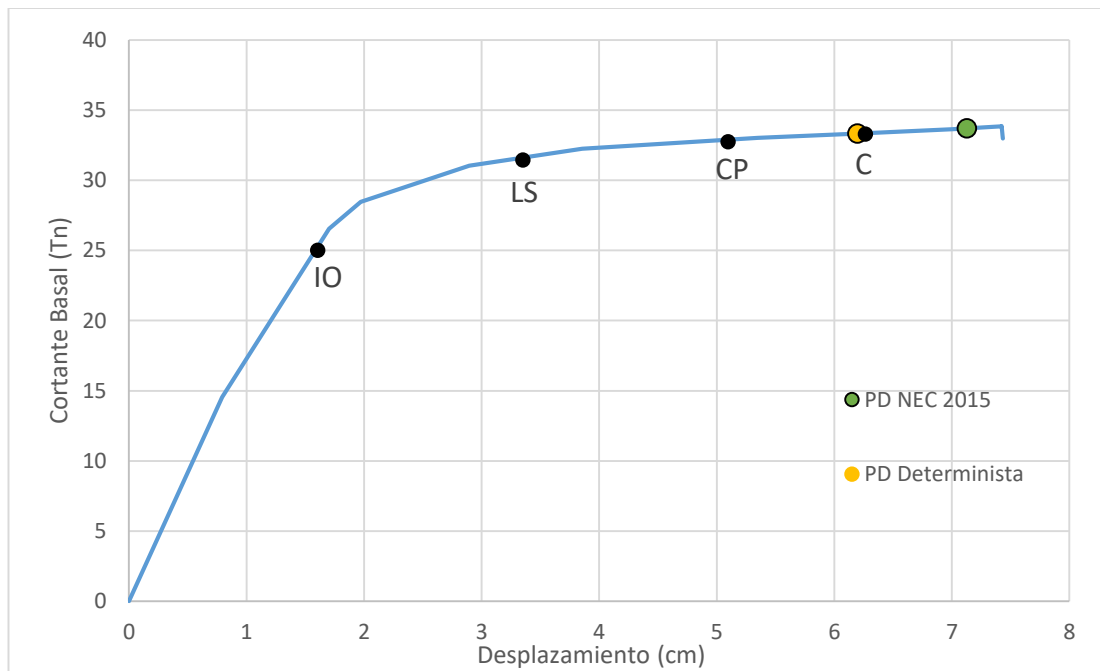
Fuente: ETABS 2016

Figura 97 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido Y



Fuente: ETABS 2016

Figura 98 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

A continuación, se presenta todos los parámetros ligados al punto de desempeño del espectro NEC 2015 y Determinista.

Tabla 40 Variables Ligadas a los Puntos de Desempeño

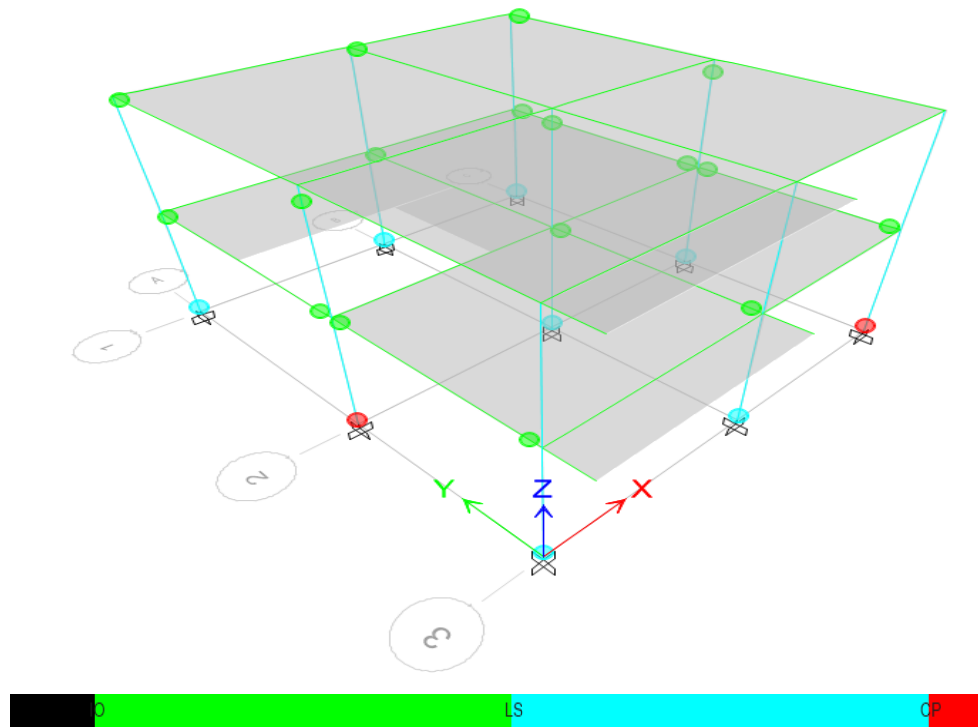
VARIABLE	NEC	DETERMINISTA
Cortante Basal	33.70 Ton	33.34 Ton
Desplazamiento	7.113 cm	6.198 cm
Sa	0.603044 g	0.597586 g
Sd	5.947 cm	5.191 cm
T Efectivo	0.570 s	0.564 s
Ductilidad	4.378576	3.889574
Amortiguamiento Efectivo β_{eff}	0.2008	0.1938
Factor de Modificación M	0.774373	0.911142

Fuente: Álvaro Luna

En base a los puntos de desempeño encontrados en el sentido Y se puede concluir que la estructura no es capaz de soportar la demanda de desplazamiento impuesta por el espectro NEC 2015, razón por la cual su desempeño se localiza en zona de Colapso, por otro lado para las demandas del espectro Determinista la estructura cumple con el nivel de Prevención de Colapso, punto en el cual la rigidez de la estructura está altamente deteriorada y sus elementos resistentes a carga lateral se encuentran muy dañados, por lo tanto la estructura solo presenta capacidad para resistir carga gravitacional.

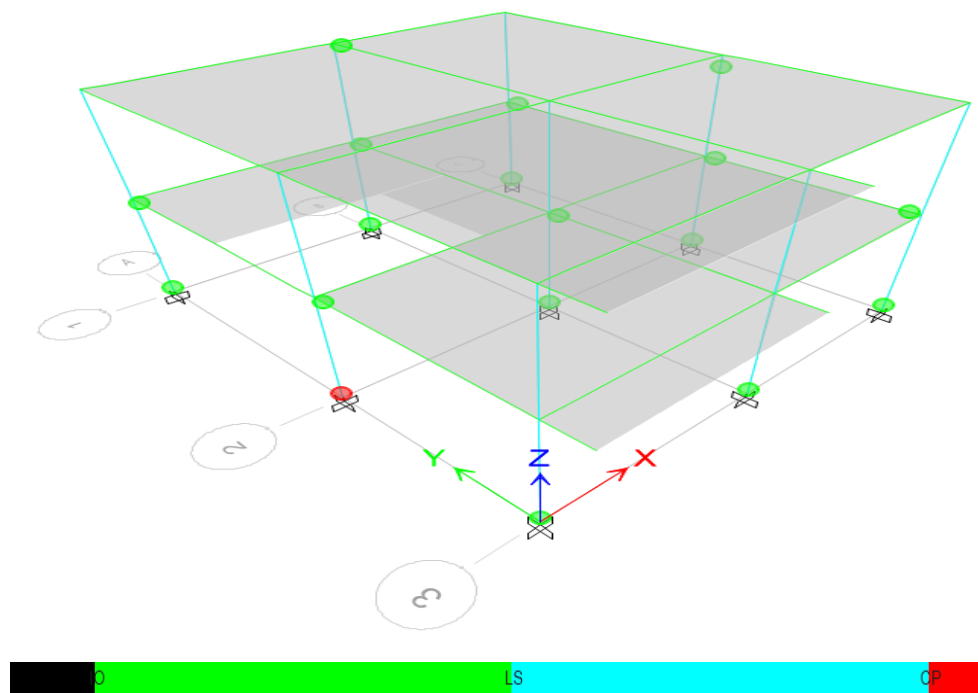
Las siguientes figuras muestran el nivel de daño local que las demandas de desplazamiento de cada espectro causan en la estructura.

Figura 99 Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido Y



Fuente: ETABS 2016

Figura 100 Nivel de daño Causado por el Espectro Determinista en el Sentido Y

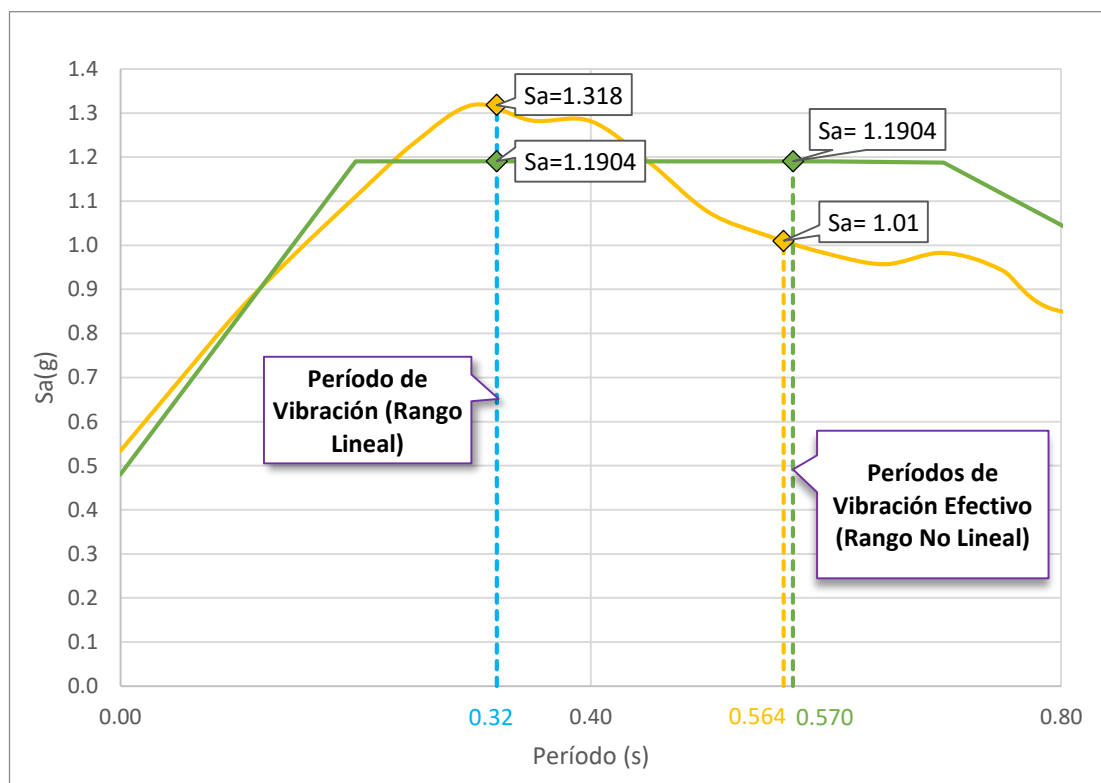


Fuente: ETABS 2016

El nivel de daño local provocado por espectro NEC 2015 causa el colapso de dos columnas y deja a las restantes del primer nivel próximas al mismo, en tanto que el espectro Determinista provoca el colapso de una sola columna.

Al igual que en el sentido X el análisis no lineal demuestra que el espectro que causa mayores demandas es el NEC 2015, esto es debido a que el crecimiento del período de vibración produce que la estructura incurra en intervalos de aceleración que son dominados por el espectro de la normativa como se muestra en la siguiente figura.

Figura 101 Aceleraciones en el rango lineal y no lineal



Fuente: Álvaro Luna

Podemos concluir que la estructura en ninguno de sus dos sentidos principales alcanza el desempeño exigido por la normativa el cual es de prevenir el colapso de la estructura y resguardar la seguridad de los ocupantes ante las aceleraciones impuestas por el espectro NEC 2015, por otro lado, para el espectro Determinista la estructura cumple el nivel de desempeño requerido en sus dos sentidos.

4.2.5.2 Evaluación de la edificación de 4 pisos

Se ha seleccionado la siguiente estructura con la finalidad analizar la influencia que tiene cada espectro en edificaciones con períodos de vibración medianamente altos.

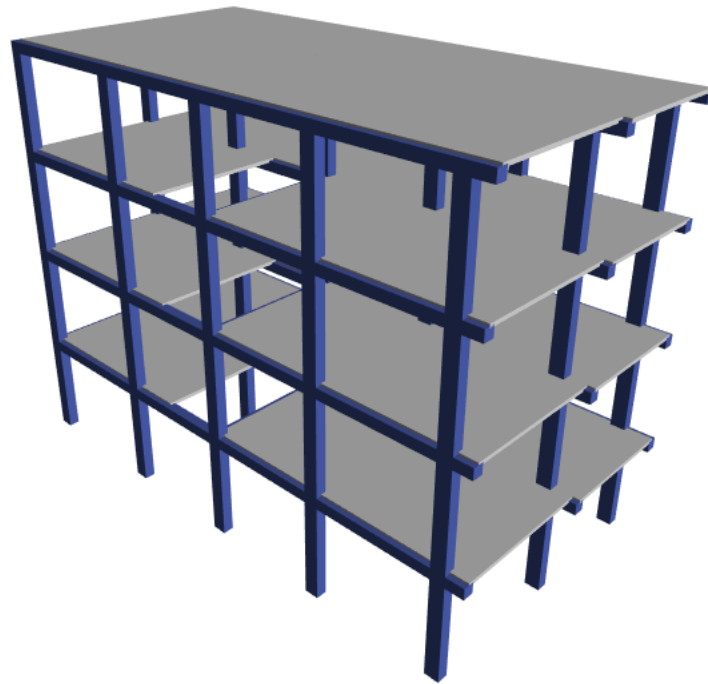
Características de la edificación

Tabla 41 Descripción Estructural de la Edificación de 4 Pisos

Indicador	Unidad	Característica
Sistema resistente a carga lateral	-	Pórticos de Hormigón Armando
Distribución geométrica en elevación	-	Regular
Distribución geométrica en planta	-	Regular
Altura de entrepisos	m	3.00
Resistencia del hormigón	Kg/cm ²	f'c=240
Límite de fluencia de acero de refuerzo	Kg/cm ²	fy=4200
Dimensión de columnas	cm	30X40 (Todos los niveles)
Dimensión de vigas	cm	30x30 (Todos los niveles)
Tipo de losa	-	Nervada
Espesor de losa nervada	cm	20
Ancho de los nervios	cm	10
Recubrimiento en vigas	cm	2.5
Recubrimiento en columnas	cm	3.0
Recubrimiento en losa	cm	2.5

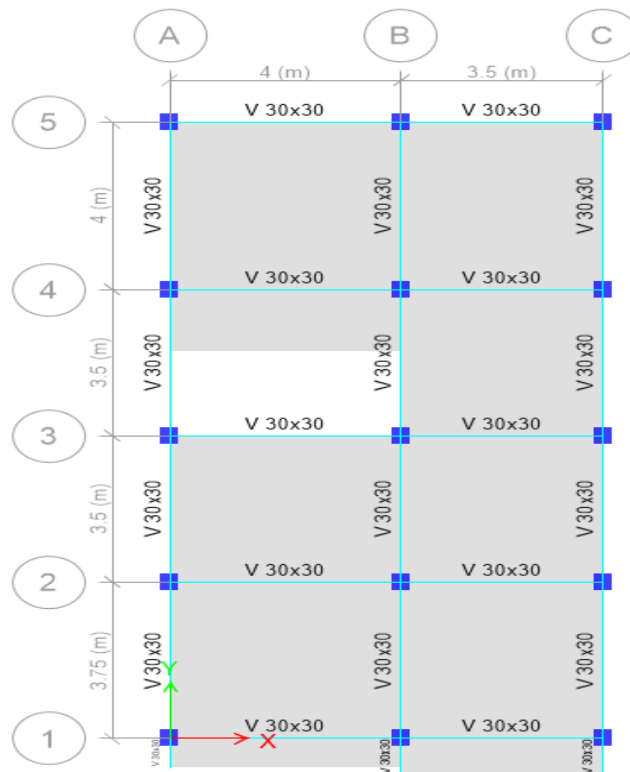
Fuente: Álvaro Luna

Figura 102 Modelación Estructural Edificación de 4 Pisos



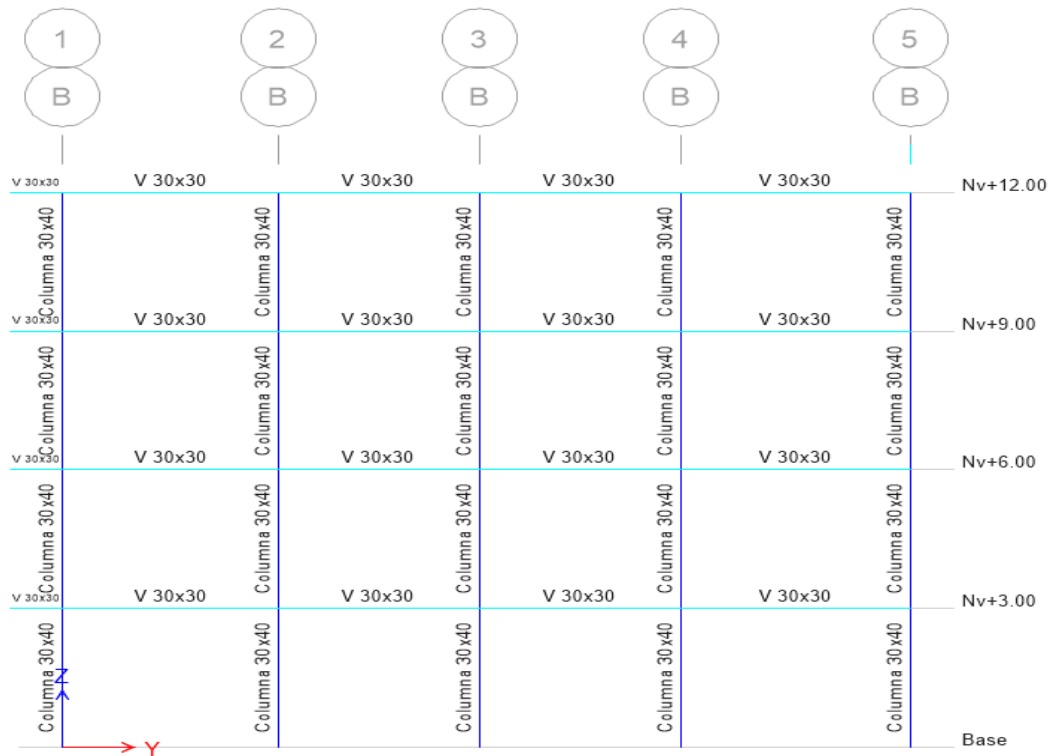
Fuente: ETABS 2016

Figura 103 Vista en Planta de la Edificación de 2 Pisos $N_v+3.00$ al $N_v+9.00$



Fuente: ETABS 2016

Figura 104 Vista en Elevación de la Edificación de 4 Pisos-Pórtico B



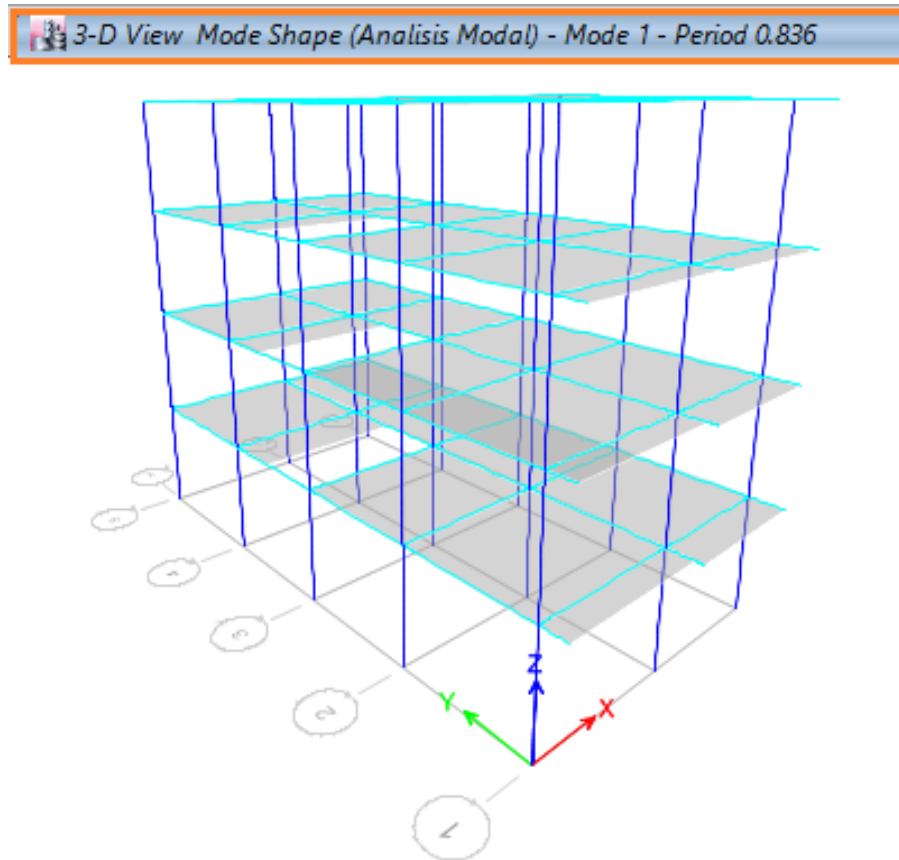
Fuente: ETABS 2016

4.2.5.2.1 Análisis Lineal de la Edificación de 4 Pisos

Determinación del período vibración fundamental

El análisis modal realizado en el software ETABS demostró que el período de vibración fundamental de la estructura es de 0.836 s, valor que se encuentra muy por encima del período esperado para un edificio de esta altura, se atribuye este alto período a la baja rigidez de la estructura en el sentido X.

Figura 105 Período de Vibración Edificación de 4 pisos



Fuente: ETABS 2016

Cortante Basal Estático

En función del período de vibración fundamental se determinará la aceleración que cada espectro induce a la estructura, además se podrá determinar el coeficiente de corte basal para cada uno de los espectros, para ello necesitamos definir todos los parámetros y coeficientes de la estructura.

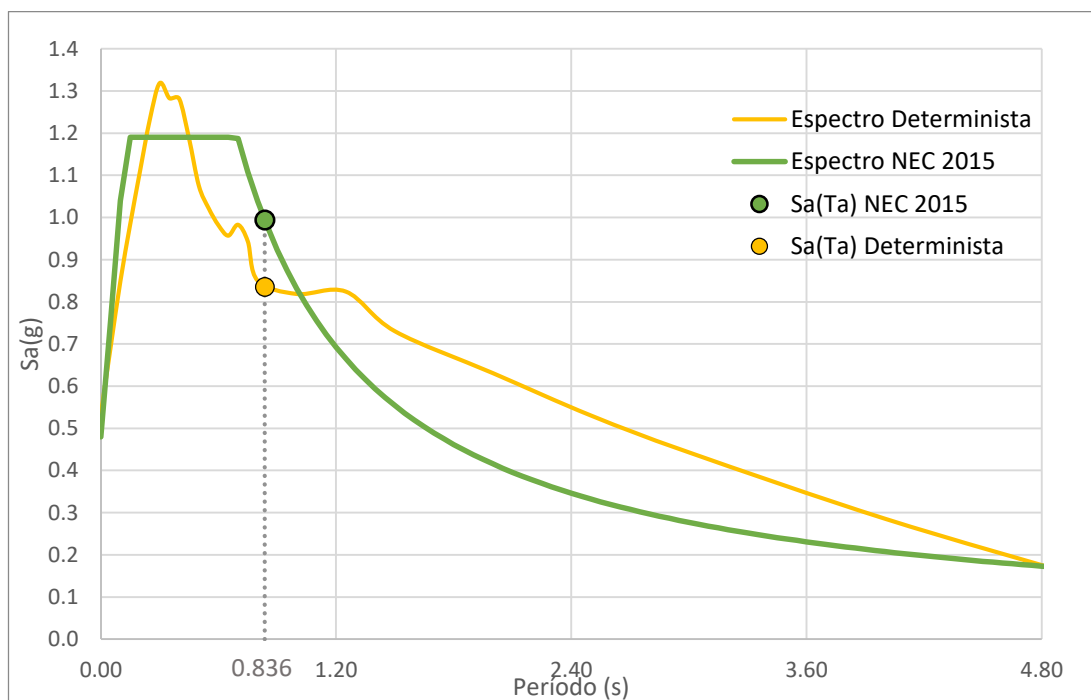
Tabla 42 Variables del Coeficiente de Corte Basal

Coeficiente	Clasificación	Valor	NEC-SE-DS
I (Coeficiente de importancia)	Otras Estructuras	1	Numeral 4.1
R (Factor de reducción de resistencia sísmica)	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8	Numeral 6.3.4
ϕ_p (Coeficiente de configuración en planta)	Regular	1	Numeral 5.2.3
ϕ_E (Coeficiente de configuración en elevación)	Regular	1	Numeral 5.2.3

Fuente: NEC 2015

Para la determinación de la aceleración con la que cada espectro demanda a la estructura, ingresamos a la siguiente gráfica con el valor del período de vibración de la estructura.

Figura 106 Determinación de $S_a(T_a)$



Fuente: Álvaro Luna

Basados en la gráfica anterior podemos indicar que la aceleración espectral $S_a(T_a)$ que ingresa la estructura es de 0.99g y 0.835g provista por el espectro NEC y el determinista respectivamente.

Coeficiente de corte basal Determinista

$$CB = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 0.835}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.104$$

Coeficiente de corte basal NEC 2015

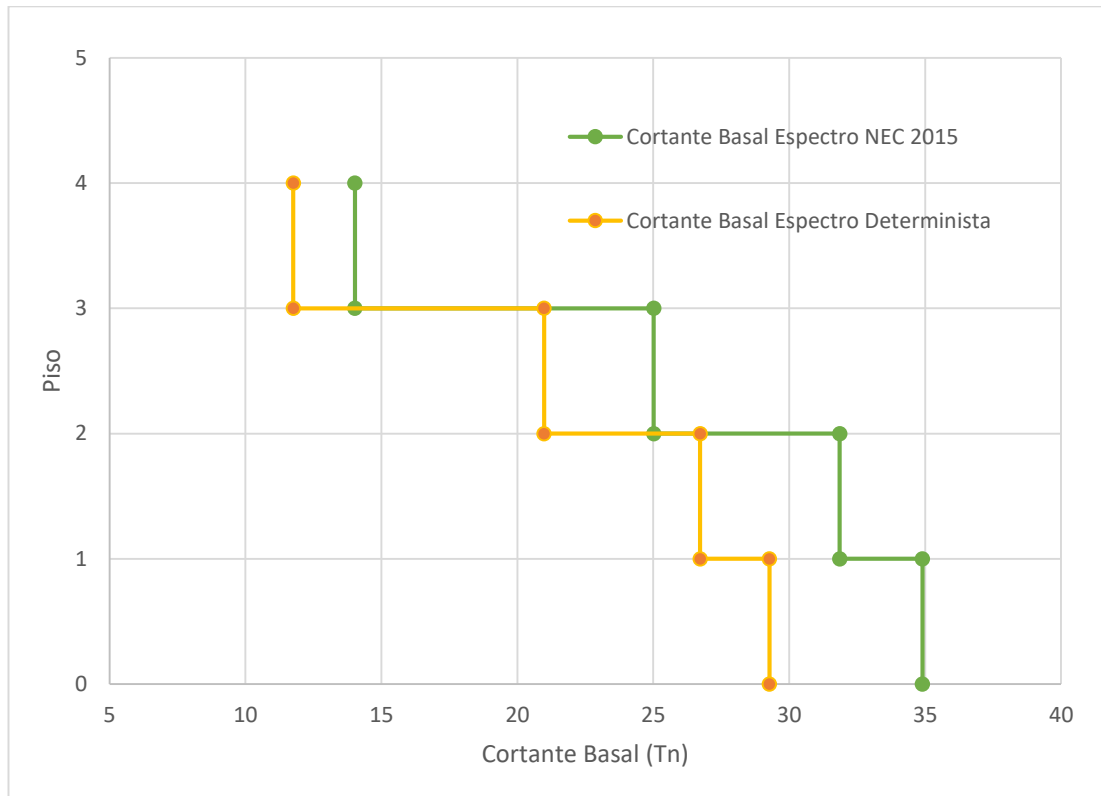
$$CB = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$CB = \frac{1 * 0.99}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.124$$

En las siguientes gráficas podemos observar los valores de cortante en la base y su respectiva distribución en elevación para las dos direcciones principales de la estructura.

Figura 107 Distribución de Cortante Basal Espectro Determinista y NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

El espectro NEC genera un cortante en la base de la estructura de 34.90 ton, mientras que cortante generado por el espectro Determinista es de 29.27 ton, la diferencia de los valores de cortante es debido a que el período fundamental de la estructura se encuentra en un intervalo en el cual la aceleración del espectro NEC es mayor que la aceleración del espectro Determinista.

Cortante Basal Dinámico

Debido a que la estructura analizada es regular tanto en elevación como planta se ha calibrado los valores de cortante basal dinámico para que sean mayores al 80% del cortante basal estático y se ha verificado que exista una participación másica mayor al 90% en las dos direcciones principales de la estructura.

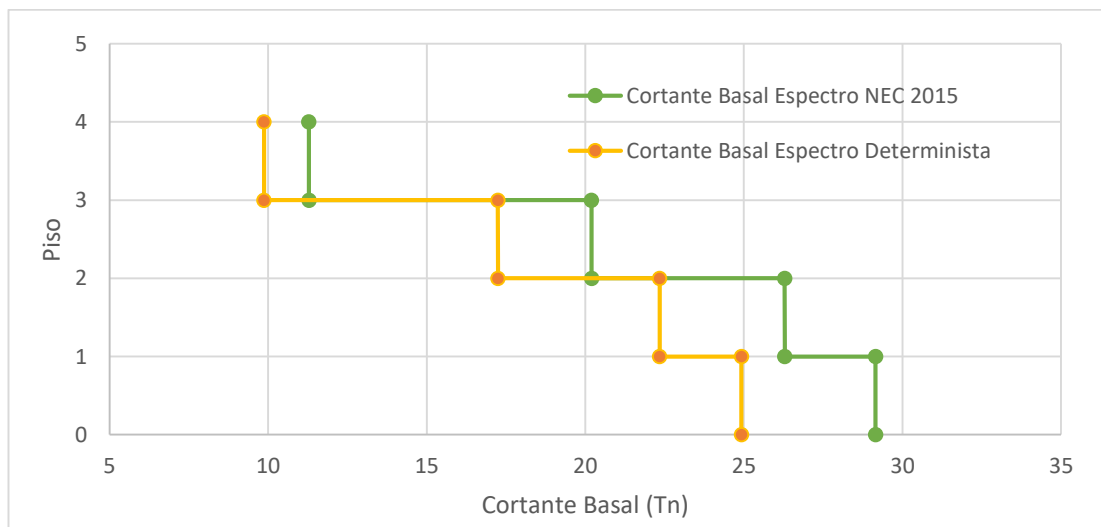
Tabla 43 Porcentajes de Participación Modal de la Masa

Modo	Período	% de Participación Másica	% de Participación Másica	% Acumulado de participación Másica	% Acumulado de participación Másica
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
1	0.836	81.68%	0.00%	81.68%	0.00%
2	0.704	0.01%	80.32%	81.69%	80.32%
3	0.689	0.56%	0.81%	82.25%	81.13%
4	0.252	11.52%	0.00%	93.77%	81.13%
5	0.210	0.09%	0.28%	93.86%	81.41%
6	0.206	0.00%	11.91%	93.86%	93.32%
7	0.132	4.59%	0.00%	98.45%	93.32%
8	0.111	0.04%	0.02%	98.49%	93.34%
9	0.104	0.00%	4.99%	98.49%	98.33%
10	0.089	1.49%	0.00%	99.98%	98.33%
11	0.075	0.02%	0.00%	100.00%	98.33%
12	0.068	0.00%	1.66%	100.00%	100.00%

Fuente: ETABS 2016

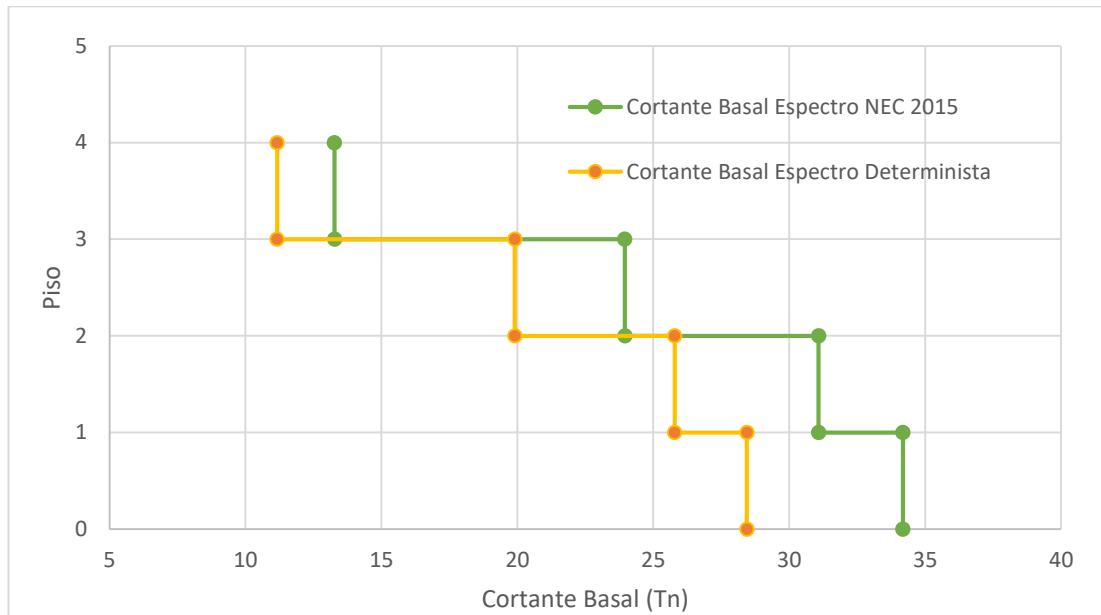
En el sentido X al ser el sentido más flexible de la estructura existe mayor porcentaje de participación modal de la masa en los primeros modos por tal razón solo hace falta 4 modos para acumular el porcentaje de masa requerido por la norma, mientras que el sentido Y al ser más rígido necesita 6 modos para acumular un porcentaje de masa necesario para realizar un correcto análisis Modal-Espectral.

Figura 108 Cortante Basal Dinámico Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 109 Cortante Basal Dinámico Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

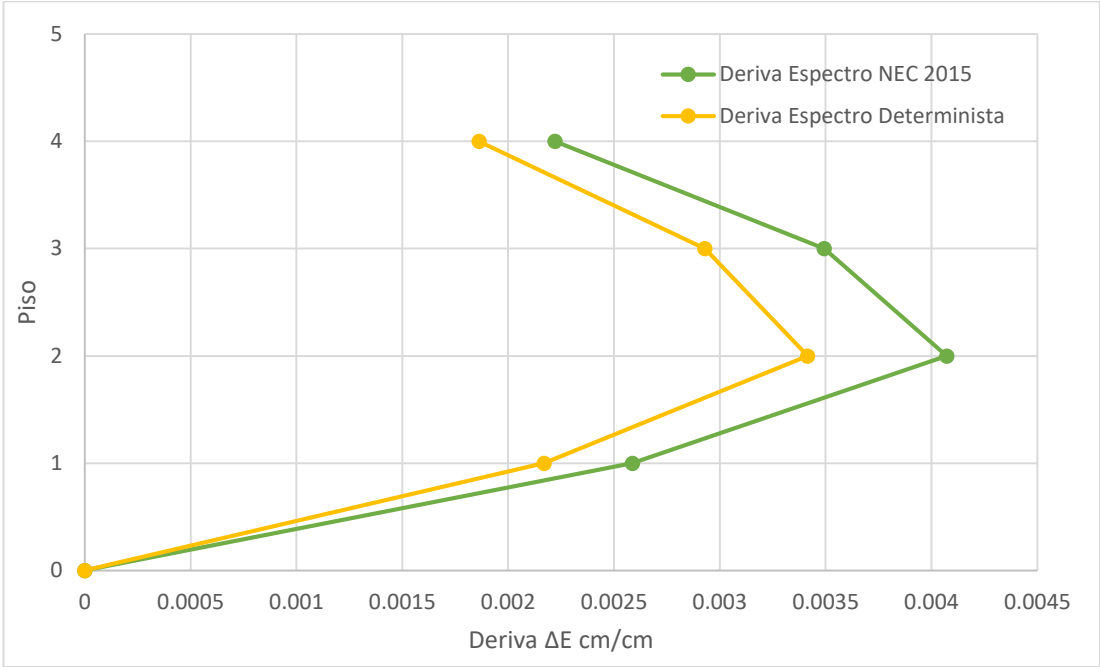
El valor de cortante en la base para la demanda del espectro NEC en la dirección X es 29.15 ton mientras que en la dirección Y es de 34.18 ton, por otro lado, el espectro Determinista genera cortantes de 24.92 ton y 28.44 ton en la dirección X y Y respectivamente, estos resultados ratifican la superioridad en solicitudes de cortante generadas por el espectro NEC.

Análisis de derivas

Se verificará si la estructura cumple con los límites de deriva establecidos por la norma en sus dos direcciones principales con cada uno de los espectros.

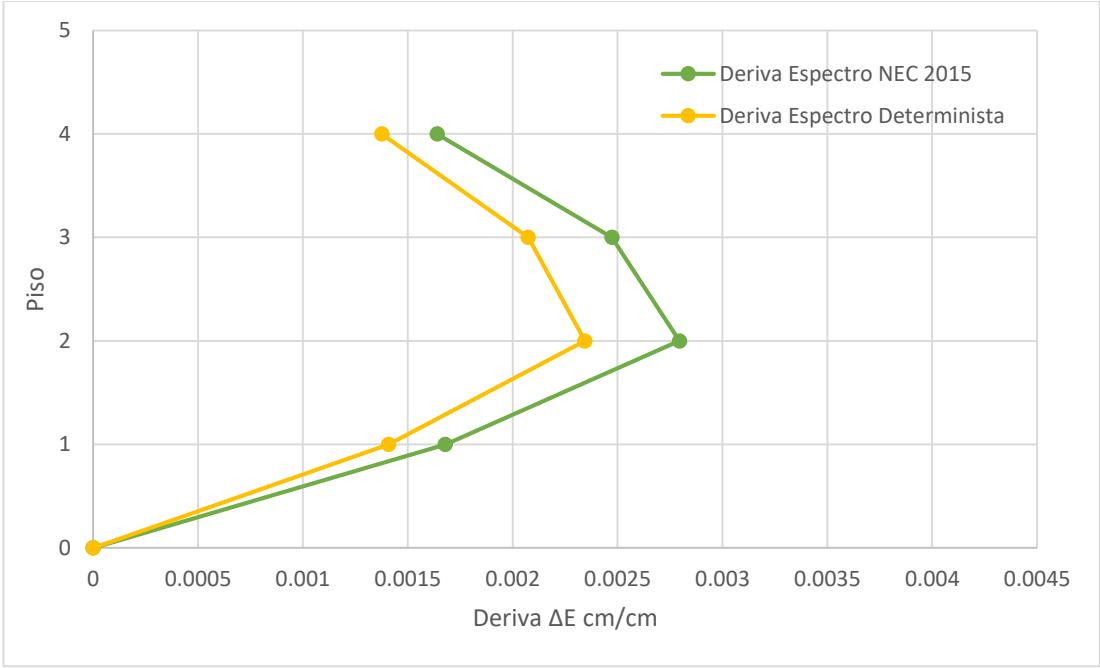
Derivas causadas por Cortantes Estáticas

Figura 110 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 111 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

A continuación, calcularemos las derivas inelásticas mediante la fórmula anteriormente citada.

Tabla 44 Deriva Inelástica Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.0022	0.0016	0.0133	0.0098
3	0.0035	0.0025	0.0210	0.0148
2	0.0041	0.0028	0.0244	0.0168
1	0.0026	0.0017	0.0155	0.0101

Fuente: Álvaro Luna

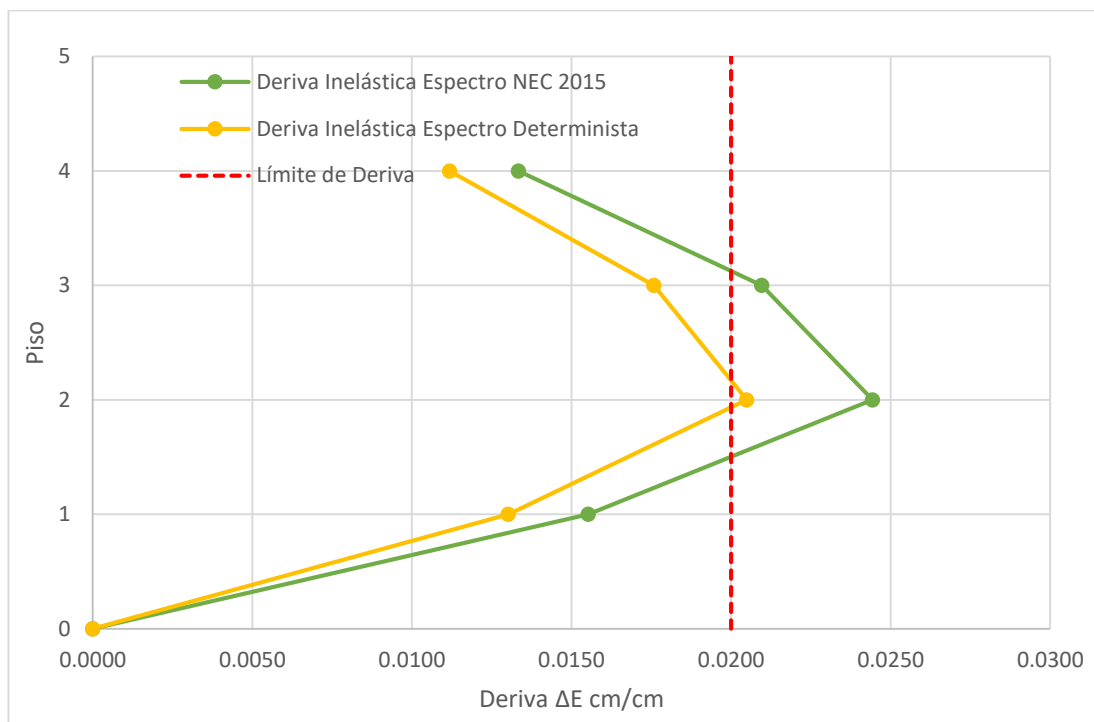
Tabla 45 Deriva Inelástica Espectro Determinista

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.002	0.001	0.011	0.008
3	0.003	0.002	0.018	0.012
2	0.003	0.002	0.0205	0.014
1	0.002	0.001	0.013	0.008

Fuente: Álvaro Luna

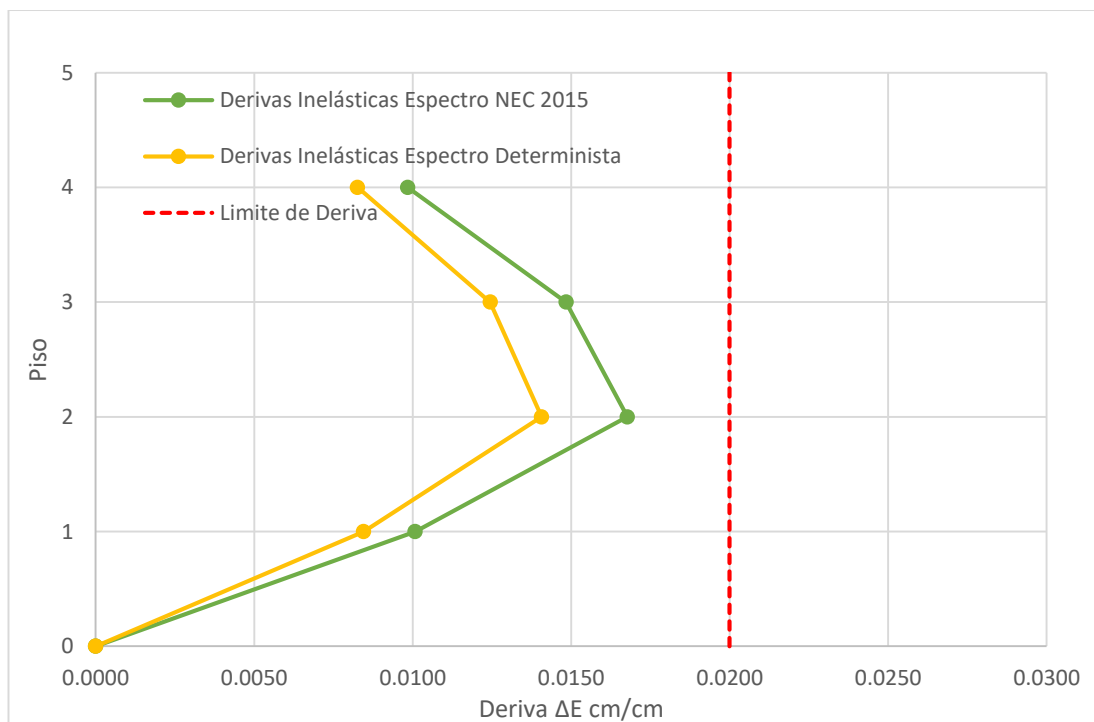
Para una mejor interpretación de los datos calculados en tablas anteriores, las siguientes gráficas muestran las correspondientes derivas inelásticas de cada entrepiso en las dos direcciones principales de la edificación, además del límite máximo de deriva permitido por la normativa vigente.

Figura 112 Deriva Inelástica Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 113 Deriva inelástica Sentido Y

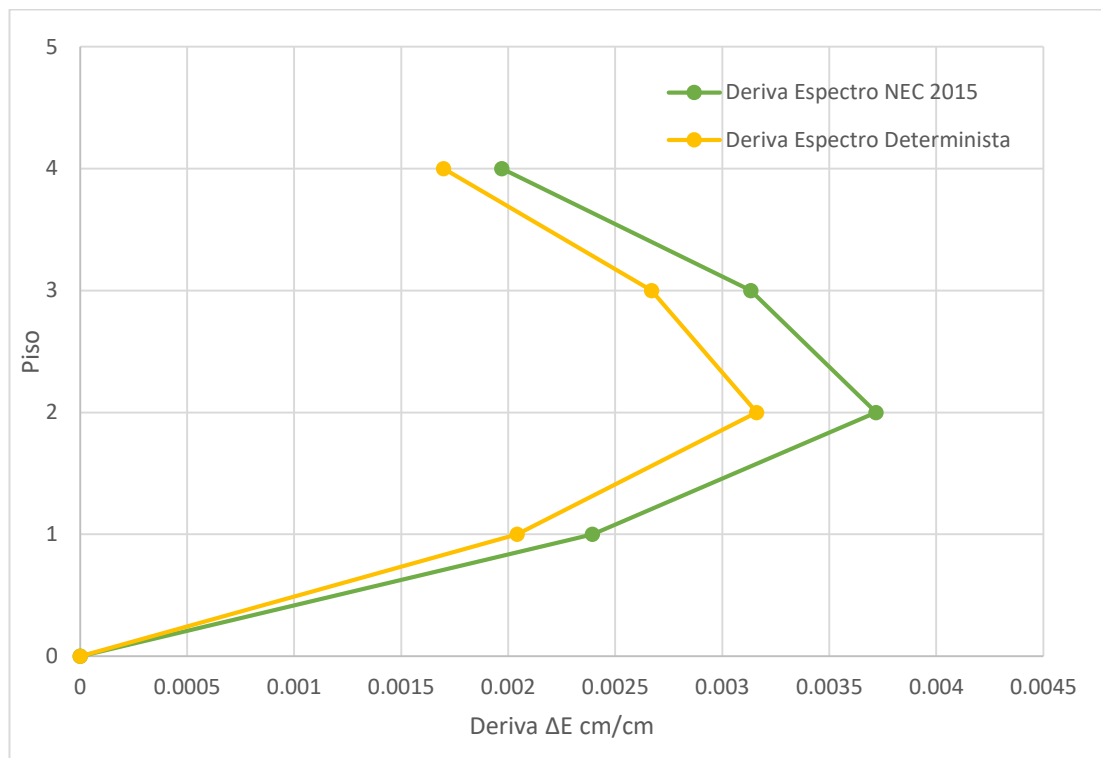


Fuente: Álvaro Luna

Las derivas impuestas por la demanda del espectro NEC son mayores a las del espectro Determinista, se puede señalar además que en el sentido más débil de la edificación (Sentido X) las solicitaciones impuestas por el espectro NEC causan que las derivas sobrepasen el límite máximo establecido por la normativa en los entrepisos 2 y 3, mientras que las cargas impuestas por el espectro Determinista generan que la deriva en el entrepiso 2 se encuentre prácticamente al límite.

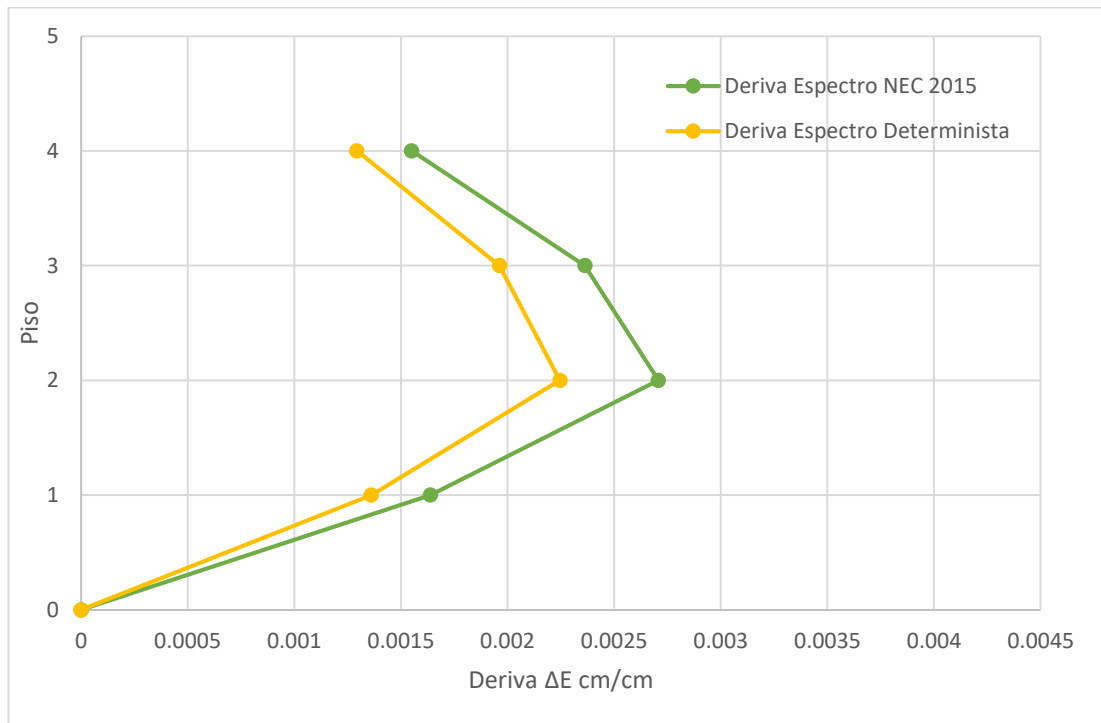
Derivas causadas por Cortantes Dinámicas

Figura 114 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 115 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

A continuación, se calculará la deriva inelástica en los dos sentidos principales de la edificación para los espectros analizados.

Tabla 46 Deriva Inelástica Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.0020	0.0016	0.0118	0.0093
3	0.0031	0.0024	0.0188	0.0142
2	0.0037	0.0027	0.0223	0.0162
1	0.0024	0.0016	0.0144	0.0098

Fuente: Álvaro Luna

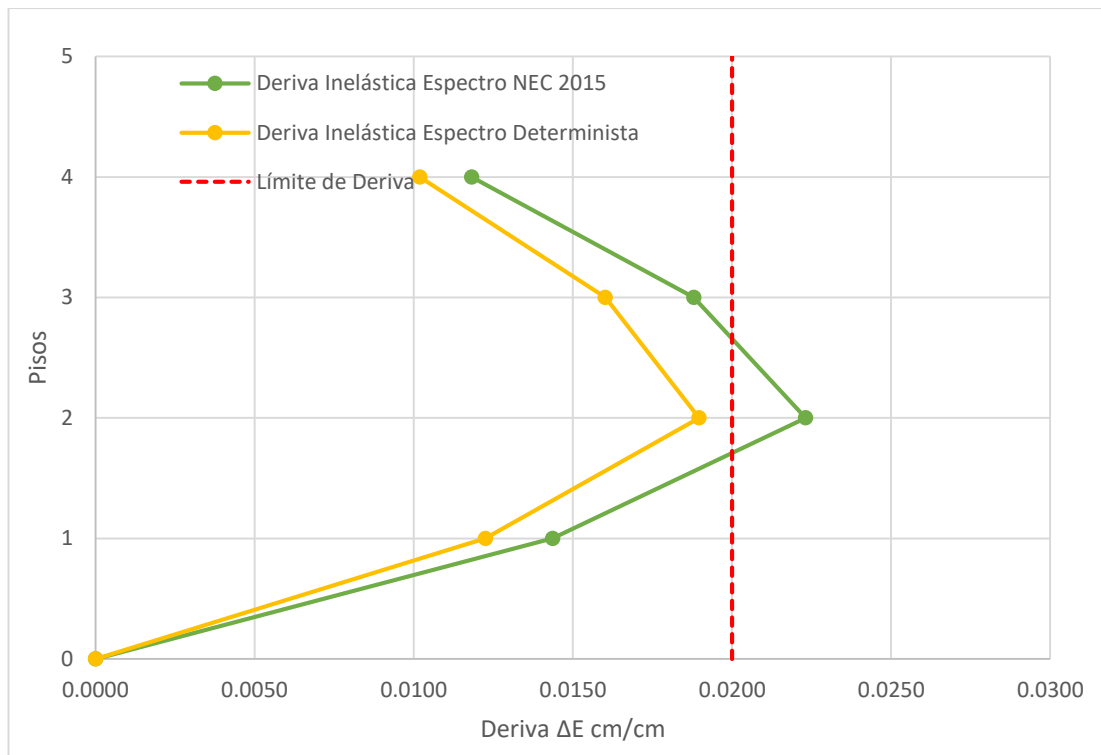
Tabla 47 Deriva Inelástica Espectro Determinista

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
4	0.0017	0.0013	0.0102	0.0078
3	0.0027	0.0020	0.0160	0.0118
2	0.0032	0.0022	0.0190	0.0135
1	0.0020	0.0014	0.0123	0.0082

Fuente: Álvaro Luna

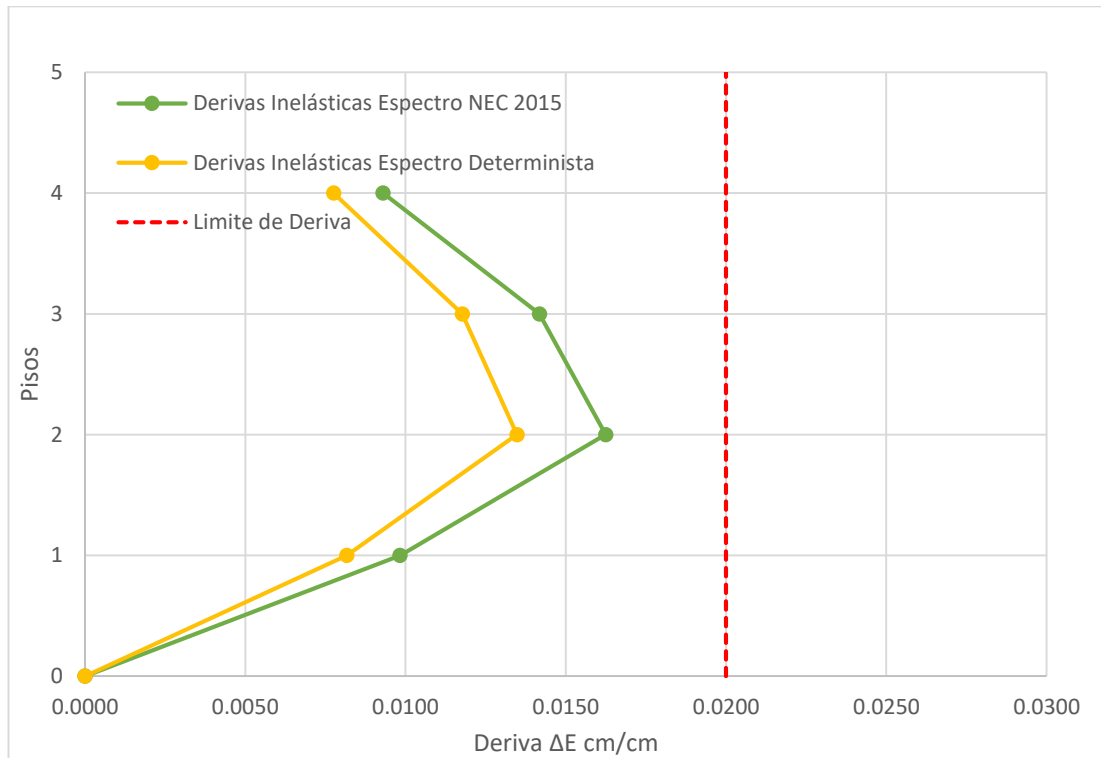
Los siguientes gráficos muestran las derivas inelásticas de la estructura producto de los cortantes dinámicos en sus dos direcciones principales para cada espectro.

Figura 116 Deriva Inelástica Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 117 Deriva Inelástica Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Dado que los valores de cortante dinámico están por debajo de los cortantes estáticos las derivas calculadas son menores, además cabe notar que las derivas producidas por el espectro NEC siguen siendo mayores que las del espectro Determinista, razón por la cual en el entrepiso 2 para la dirección X supera el límite establecido por la norma, mientras que las derivas producidas por el espectro de sitio permanecen en intervalos de aceptabilidad para todos los entrepisos en las dos direcciones.

Del análisis lineal realizado en la estructura podemos concluir que tanto en el ámbito estático como dinámico las fuerzas producidas por el espectro NEC prevalecen con relación a las solicitaciones producidas por el espectro Determinista, este resultado viene ligado al período de vibración de la estructura, el cual se encuentra ubicado en un intervalo en que las aceleraciones son dominadas por el espectro NEC.

4.2.5.2.2 Análisis No Lineal de la Estructura

Desempeño estructural

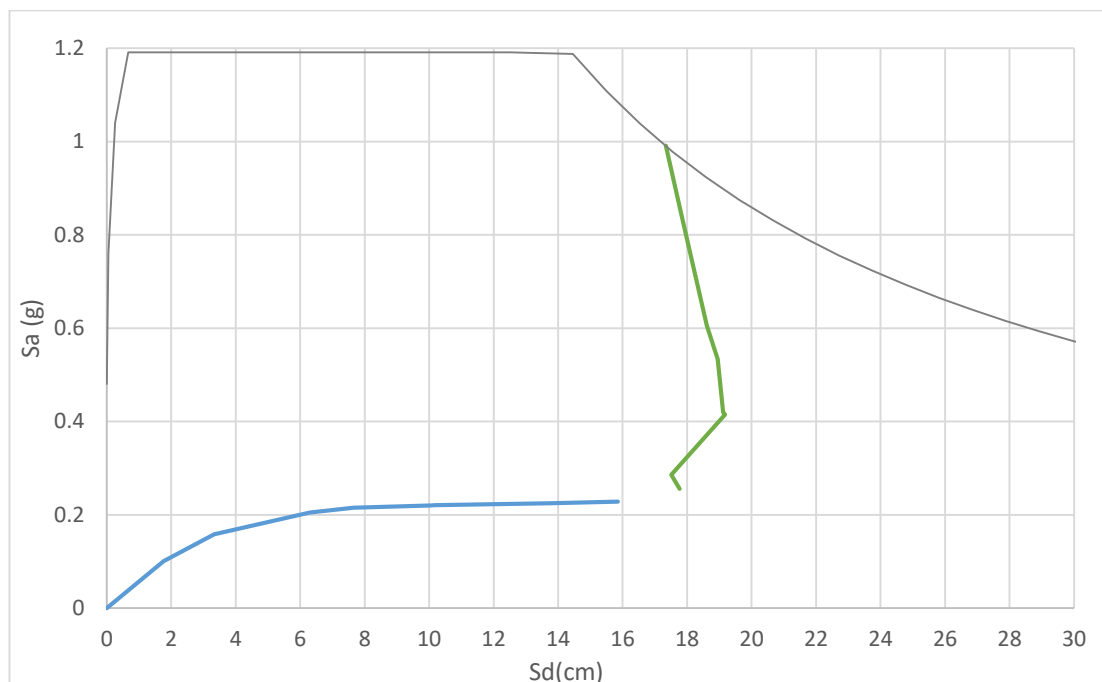
Continuando con la investigación se verificará el desempeño estructural de la edificación con la utilización de los espectros en estudio y la técnica de la Linealización Equivalente.

Todas las consideraciones dadas para el análisis no lineal estático de la edificación de 2 pisos se mantienen para esta edificación como son: la determinación de los patrones de carga para el análisis pushover, asignación de rótulas plásticas y el número de pasos para el análisis.

Desempeño estructural sentido X

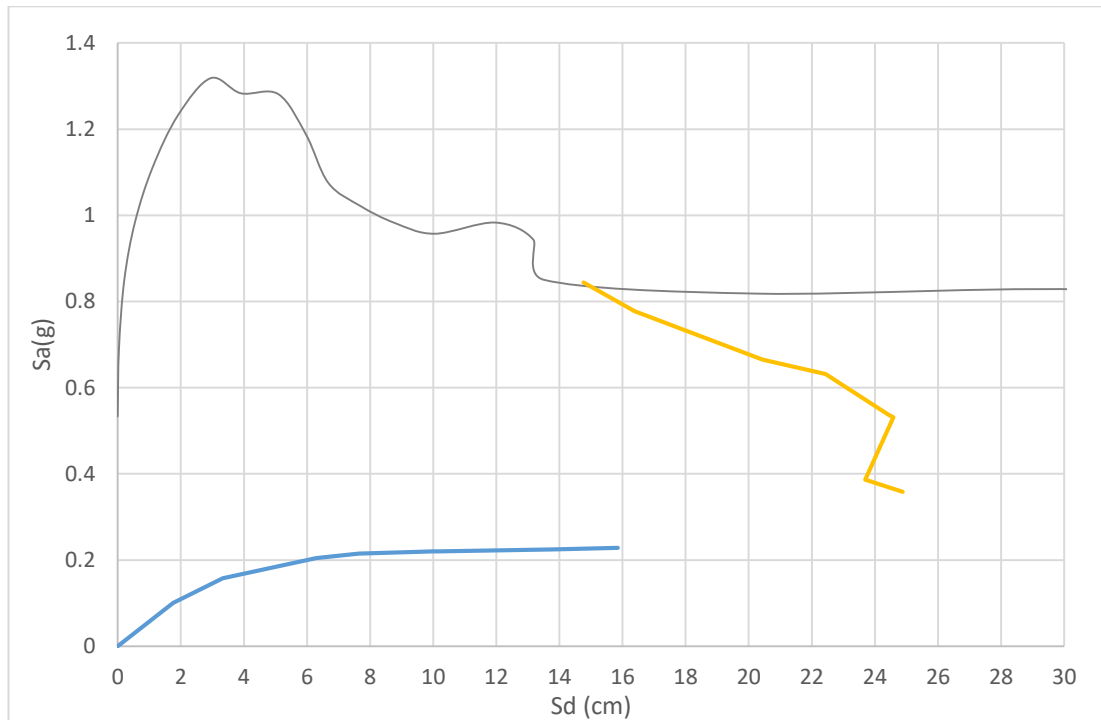
A continuación, se muestra el resultado del análisis pushover en el sentido X de la estructura, utilizando como demanda el espectro NEC y el espectro Determinista.

Figura 118 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido X



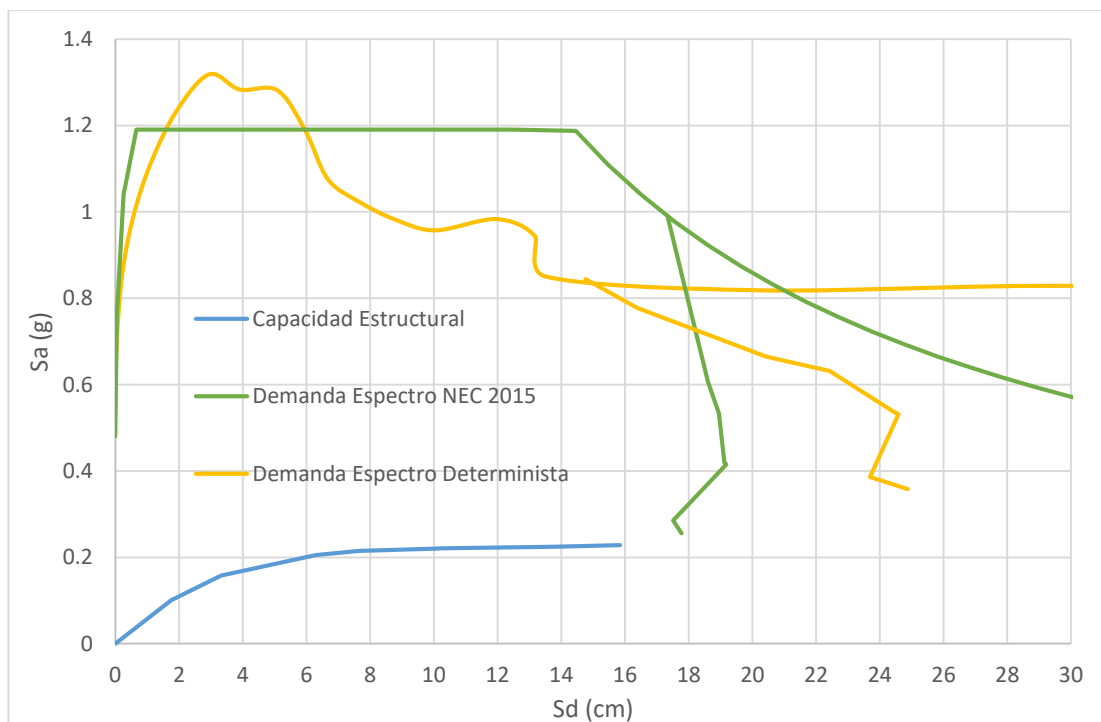
Fuente: Álvaro Luna

Figura 119 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 120 Desempeño Estructural Sentido X



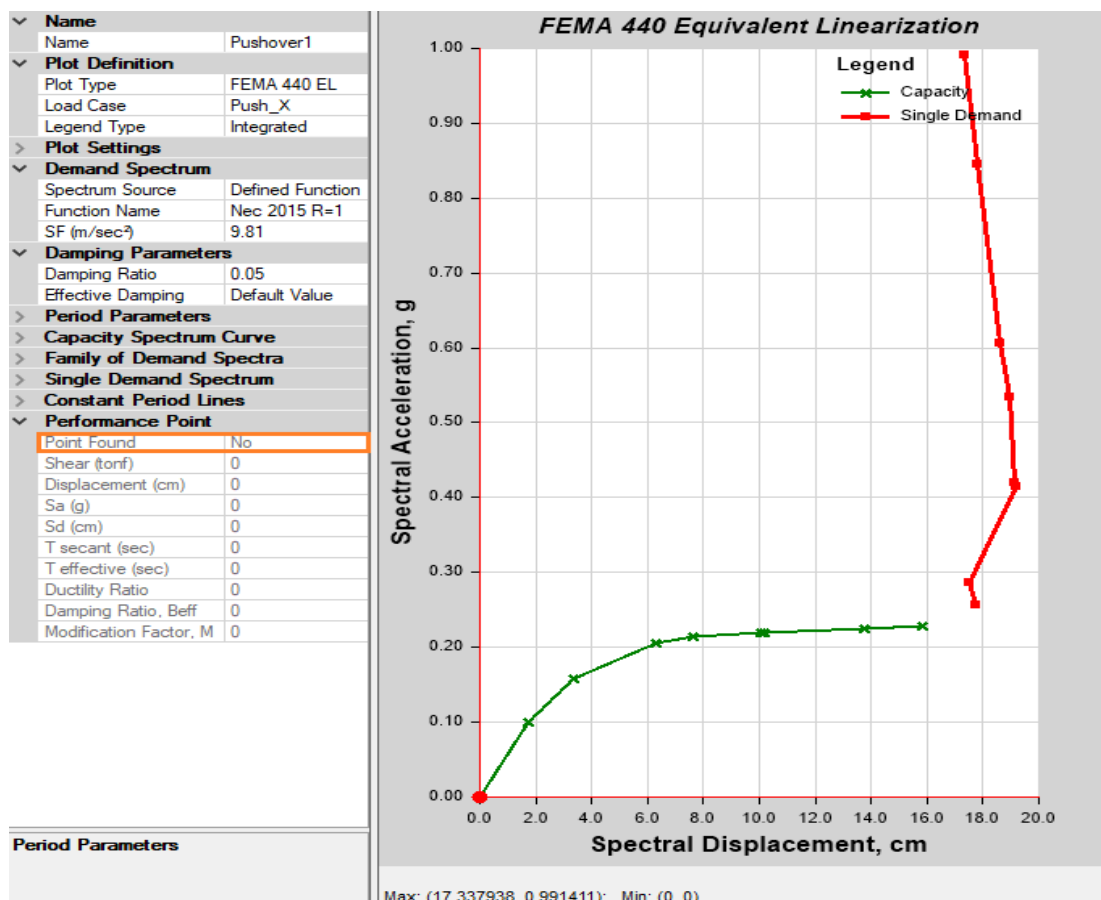
Fuente: Álvaro Luna

En base a la figura anterior podemos concluir que no se encuentra punto de desempeño para ninguno de los espectros, cabe recalcar que las solicitaciones del espectro Determinista son mayores a las del espectro NEC, dado que la demanda de desplazamiento se encuentra más alejado de la curva de capacidad en relación a las demandas del espectro NEC.

Sectorización de la Curva de capacidad

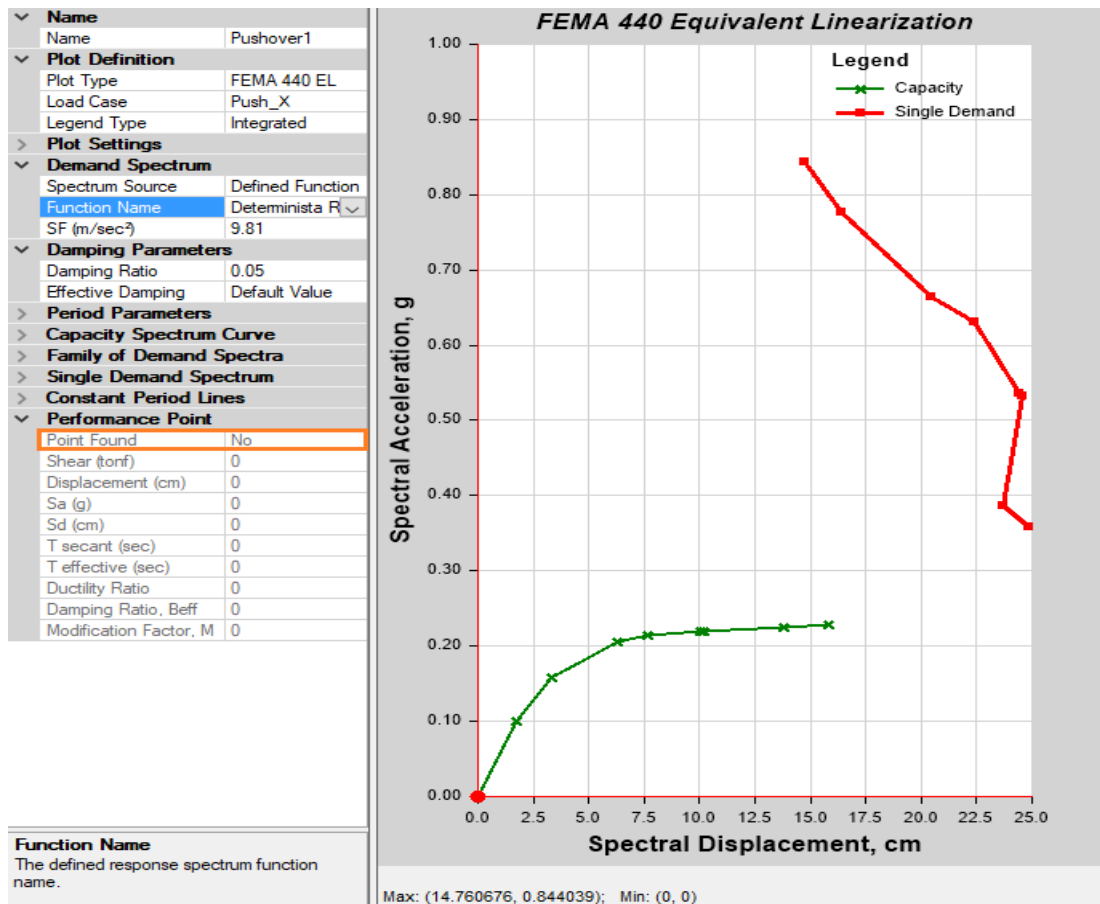
En la siguiente figura se muestra la sectorización de la curva de capacidad de la edificación con sus respectivos niveles de desempeño, en este caso no se pudo ubicar los puntos de desempeño de cada espectro dado que no existe intersección entre la curva de capacidad y las demandas.

Figura 121 Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido X



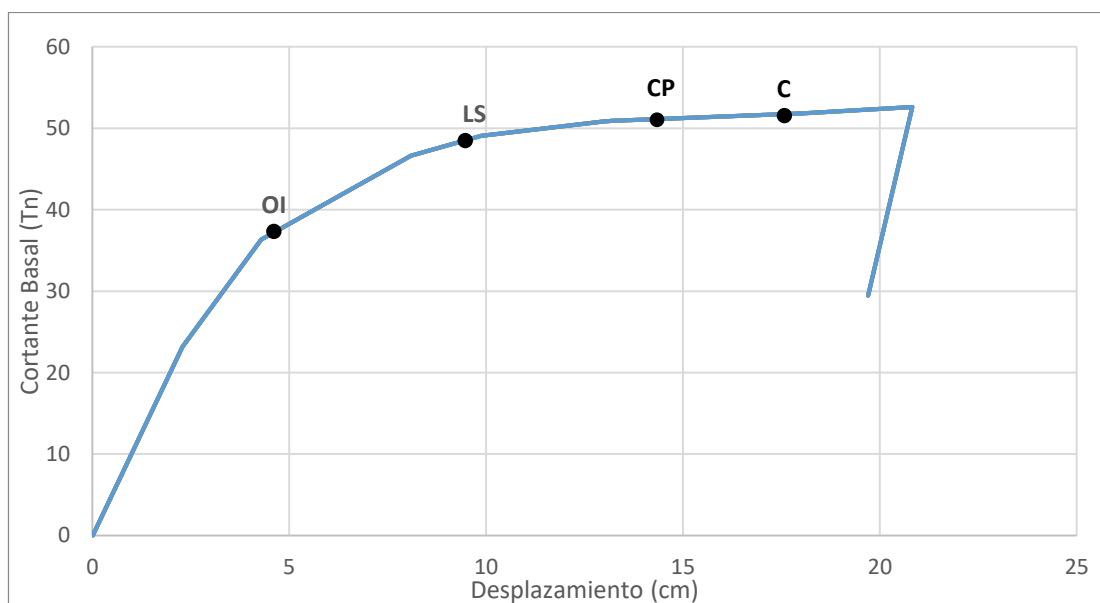
Fuente: ETABS 2016

Figura 122 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido X



Fuente: ETABS 2016

Figura 123 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido X

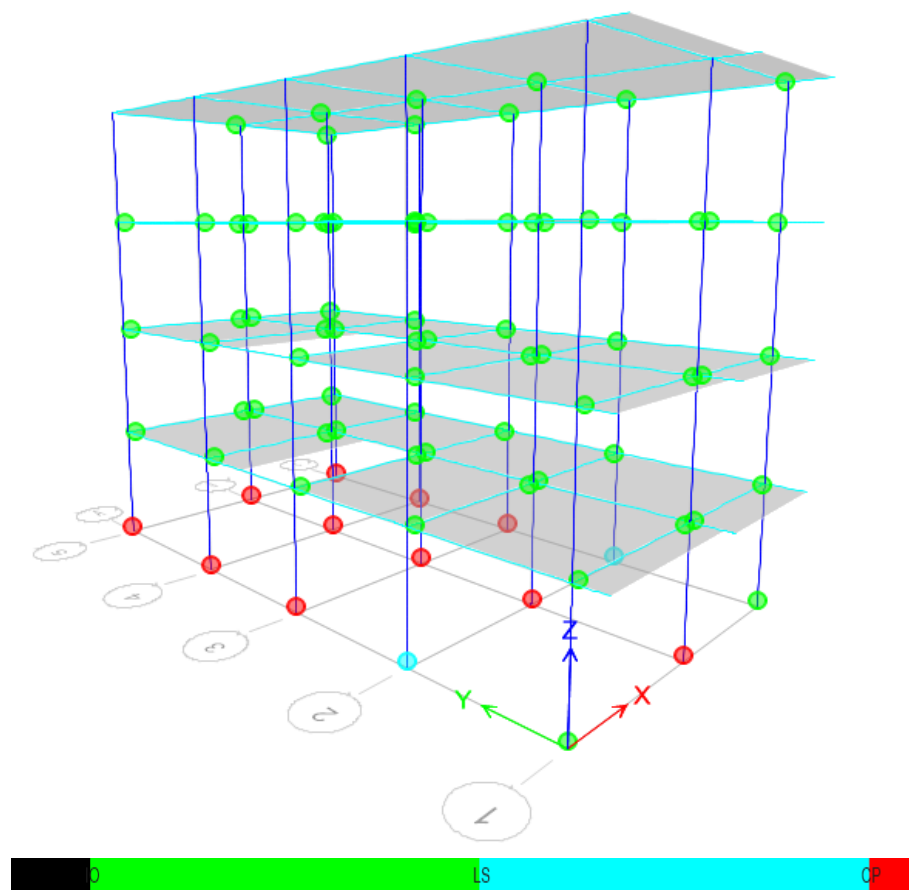


Fuente: Álvaro Luna

El resultado del análisis no lineal en el sentido X indica que las demandas de desplazamiento provista por los espectros superan por mucho a la capacidad de desplazamiento de la estructura, razón por la cual no se encuentra punto de desempeño, es decir la estructura colapsa ante las solicitaciones de los espectros.

A continuación, se muestra el nivel de daño en el último punto de capacidad de la estructura.

Figura 124 Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido X



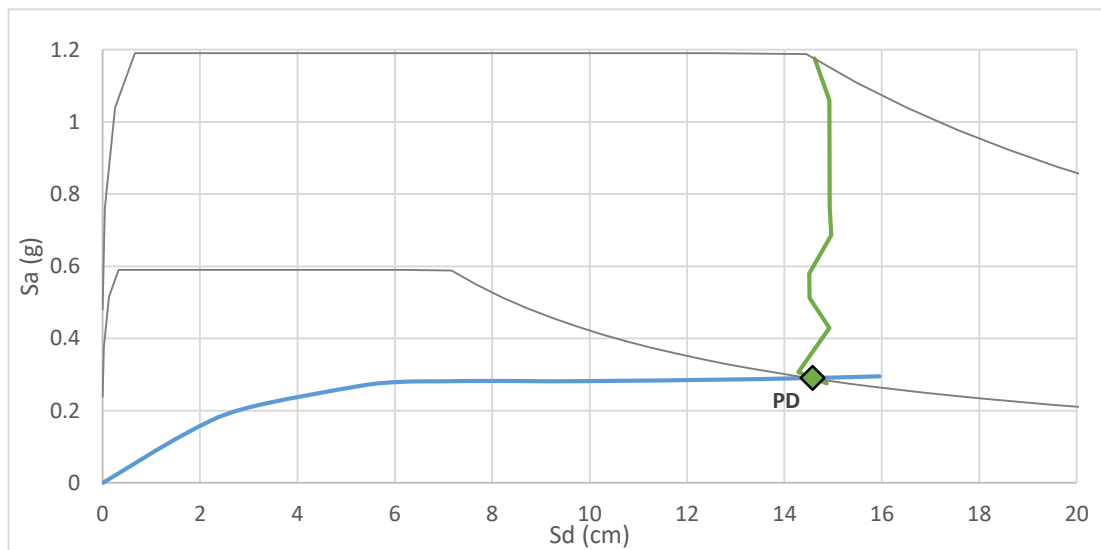
Fuente: Álvaro Luna

El nivel de daño en el último punto del diagrama de capacidad de la estructura muestra que un gran porcentaje de elementos estructurales han entrado en fluencia y que la mayoría de columnas del primer nivel han colapsado, esto es consecuente con la

distribución de cortante basal en elevación, la cual es mayor para los primeros niveles logrando que el daño se concentre mayormente en estos entrepisos.

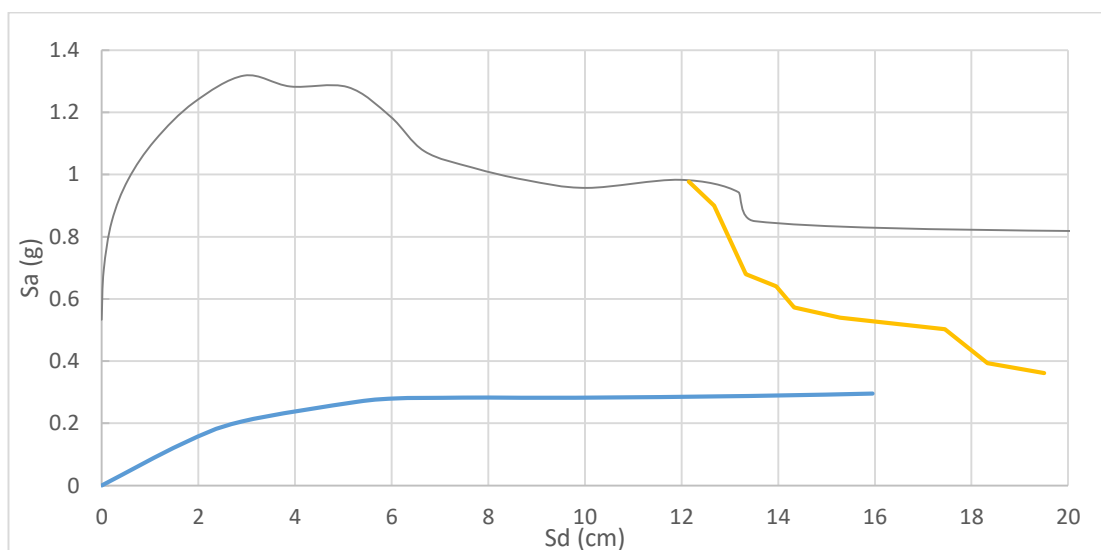
Desempeño estructural sentido Y

Figura 125 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido Y



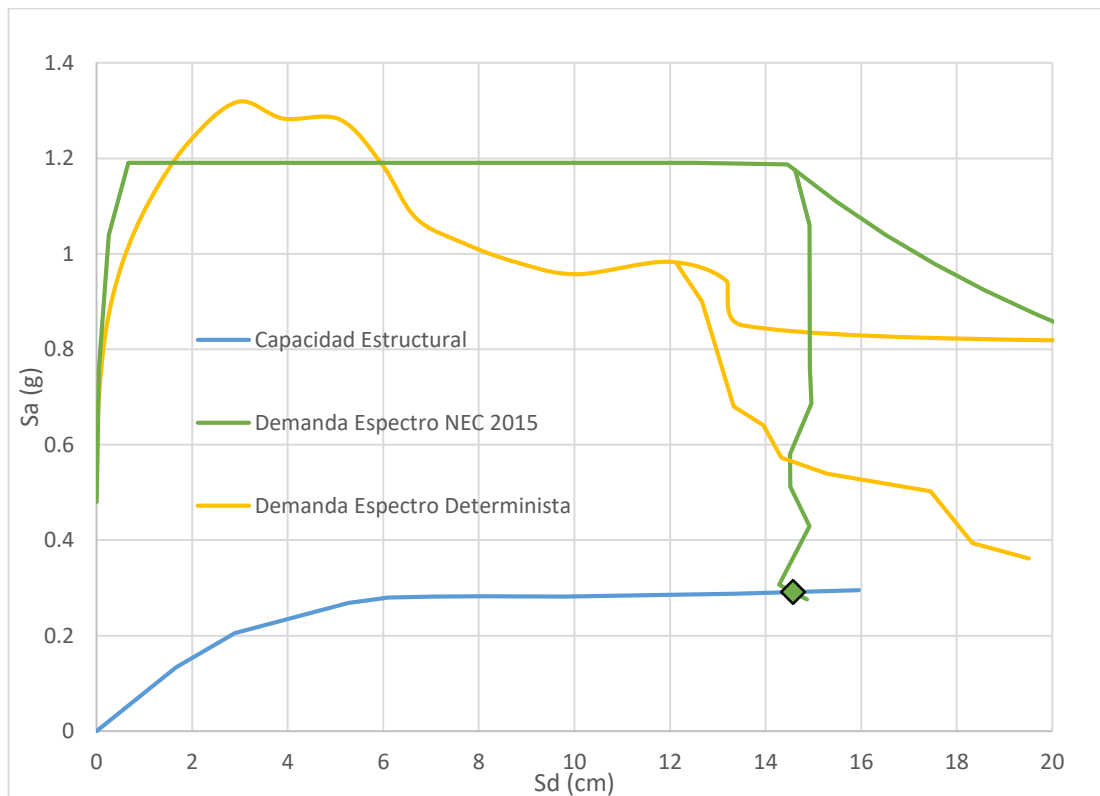
Fuente: Álvaro Luna

Figura 126 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Figura 127 Desempeño Estructural Sentido Y



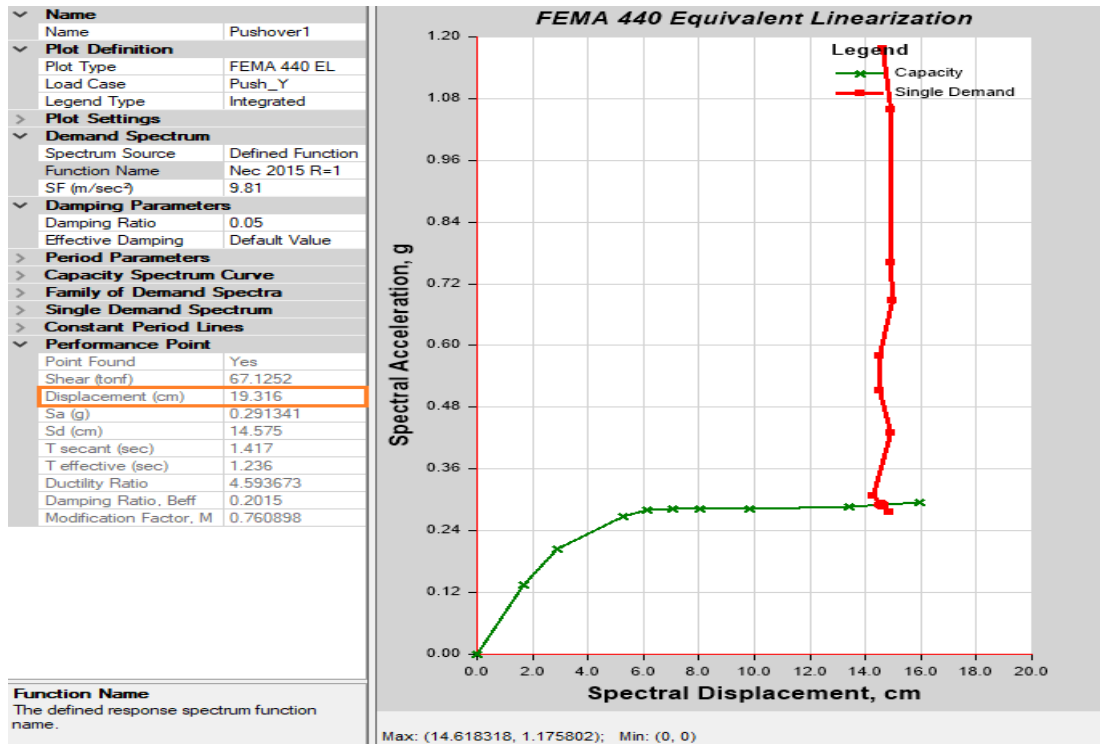
Fuente: Álvaro Luna

En base a la figura anterior podemos concluir que el espectro Determinista provee de mayores solicitaciones a la estructura, debido a que su demanda no interseca con la curva de capacidad, mientras que el espectro NEC encuentra un punto de desempeño el cual tendrá que ser evaluado mediante la sectorización de la curva de capacidad.

Sectorización de la Curva de capacidad

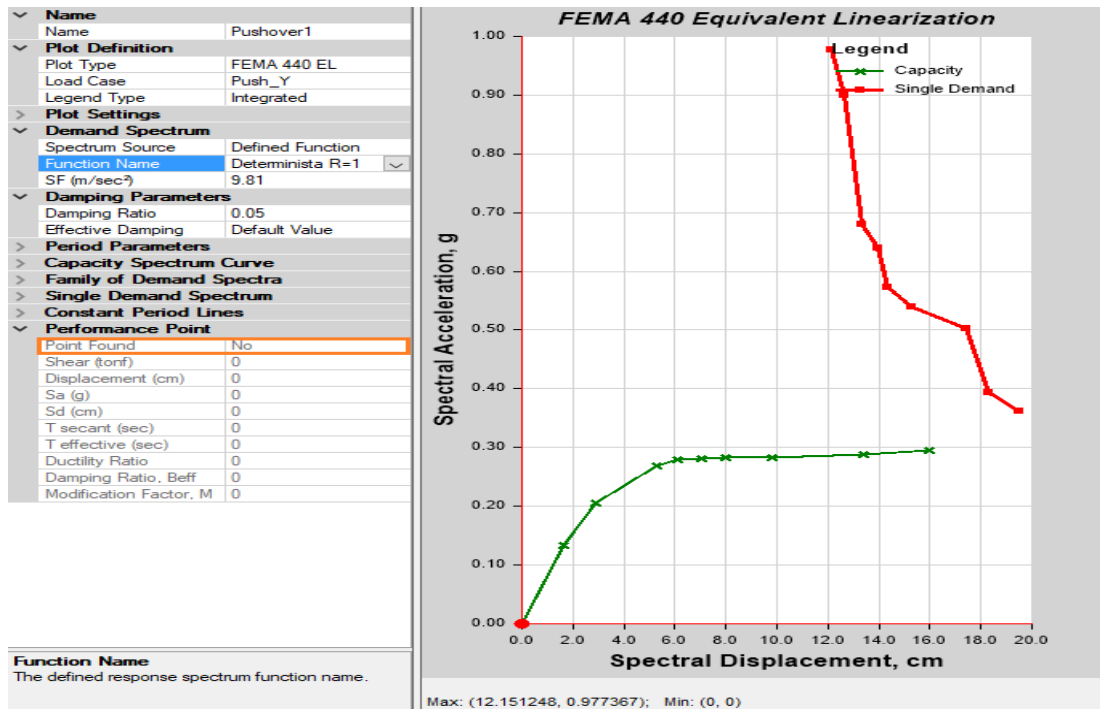
La curva de capacidad sectorizada muestra la ubicación del nivel de desempeño alcanzado por la estructura para el espectro NEC 2015. La ubicación del desplazamiento en el punto de desempeño se realizará en base a los resultados de la Linealización Equivalente.

Figura 128 Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido Y



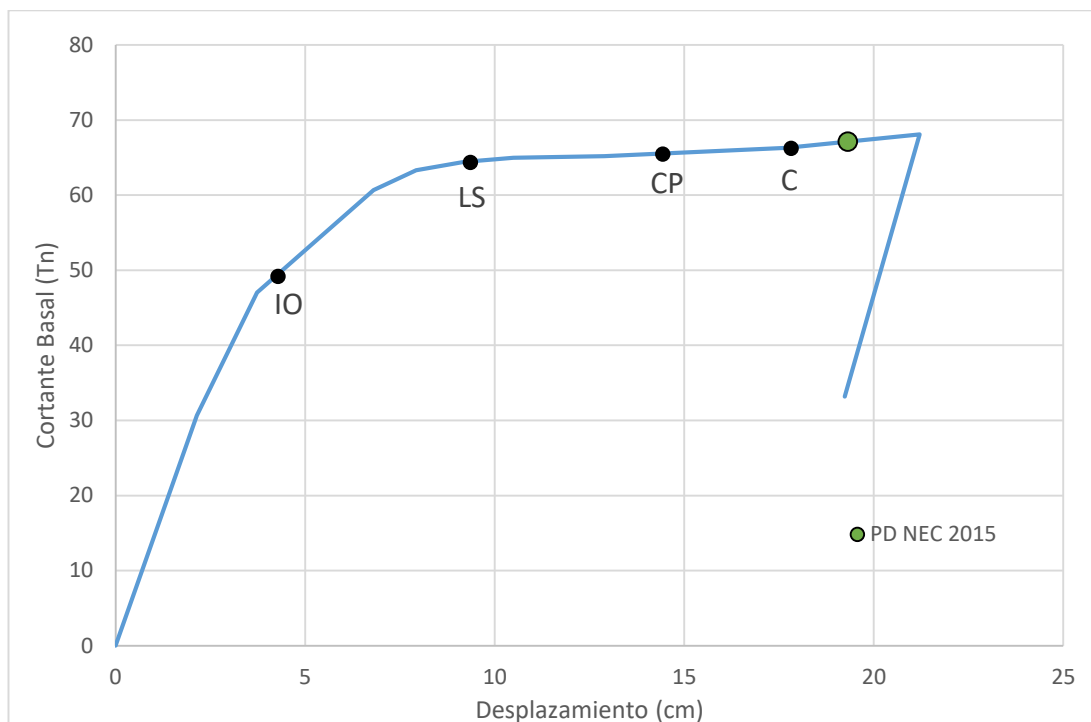
Fuente: ETABS 2016

Figura 129 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido Y



Fuente: ETABS 2016

Figura 130 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Todas las características ligadas al punto de desempeño se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 48 Variables Ligadas al Punto de Desempeño

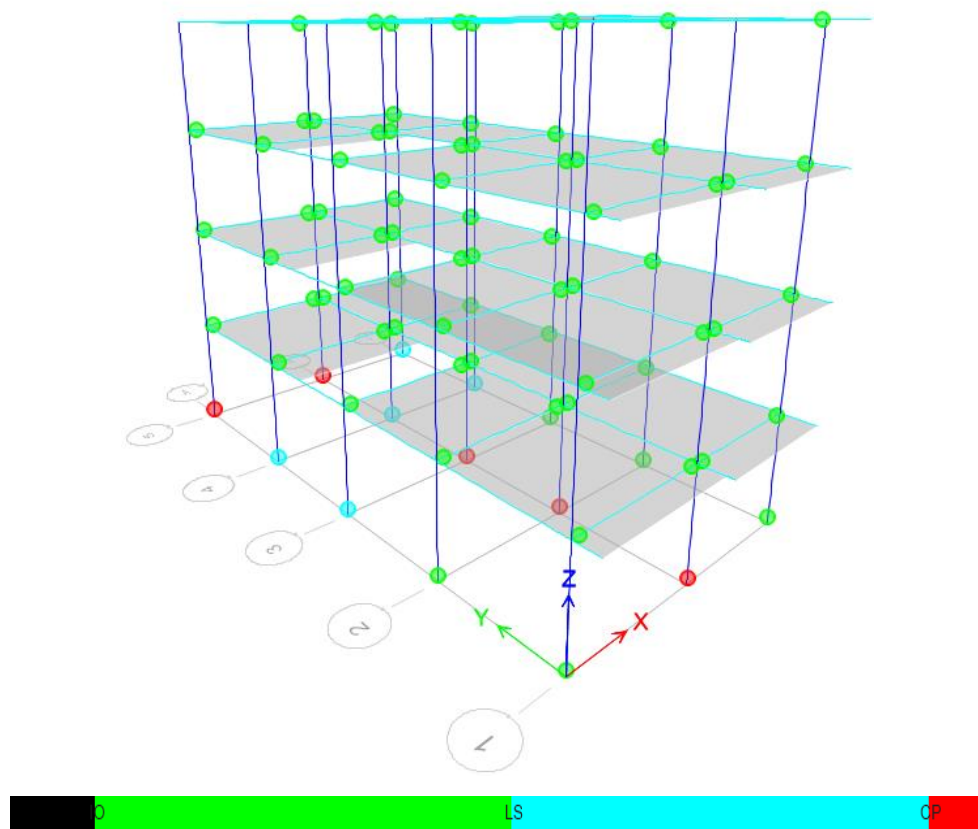
VARIABLE	NEC
Cortante Basal	67.1252 Ton
Desplazamiento	19.316 cm
Sa	0.291341
Sd	14.575 cm
T Efectivo	1.236 s
Ductilidad	4.593673
Amortiguamiento Efectivo β_{eff}	0.2015
Factor de Modificación M	0.760898

Fuente: Álvaro Luna

Como se puede observar en la sectorización de la curva de capacidad, el desempeño que alcanza la estructura para las demandas del espectro NEC 2015 es de Colapso, por otro lado, el espectro Determinista no registra punto de desempeño debido a que su demanda es superior a la capacidad de la estructura.

A continuación, se muestra el nivel de daño en el punto de desempeño del espectro NEC 2015 y en el último punto de capacidad de la estructura.

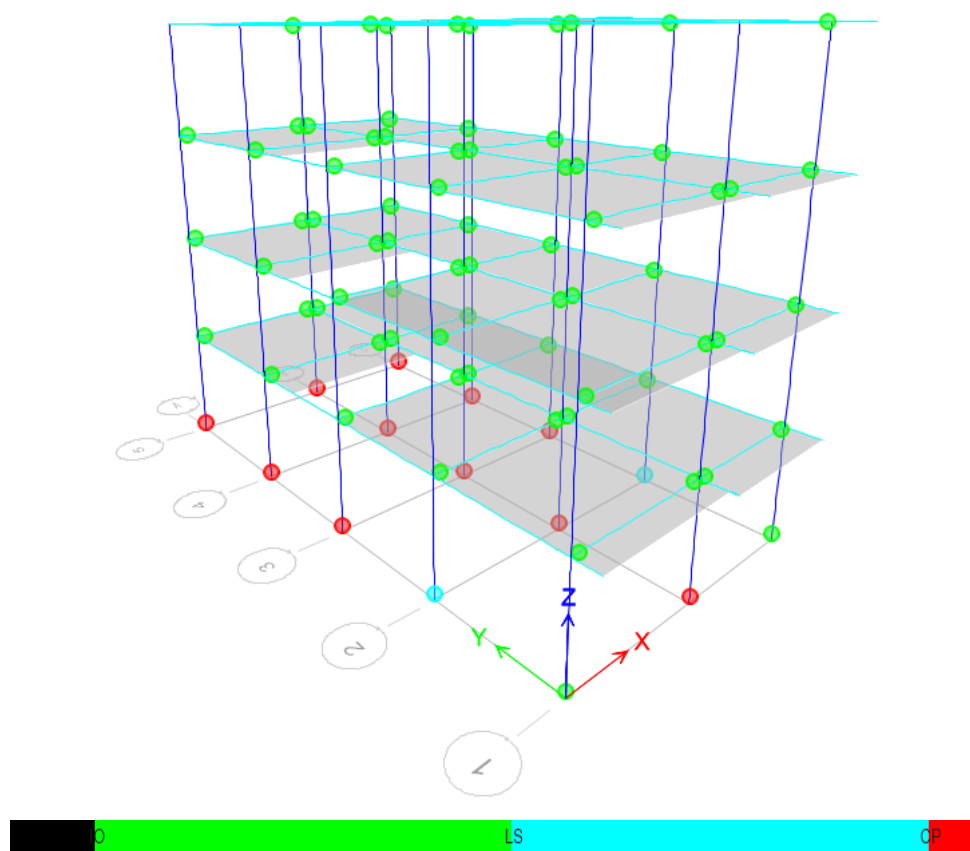
Figura 131 Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

En el punto de desempeño del espectro NEC 2015 se puede observar un nivel de daño alto, debido a que la mayoría de vigas han fluido y un número considerable de columnas de la primera planta han colapsado.

Figura 132 Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido Y

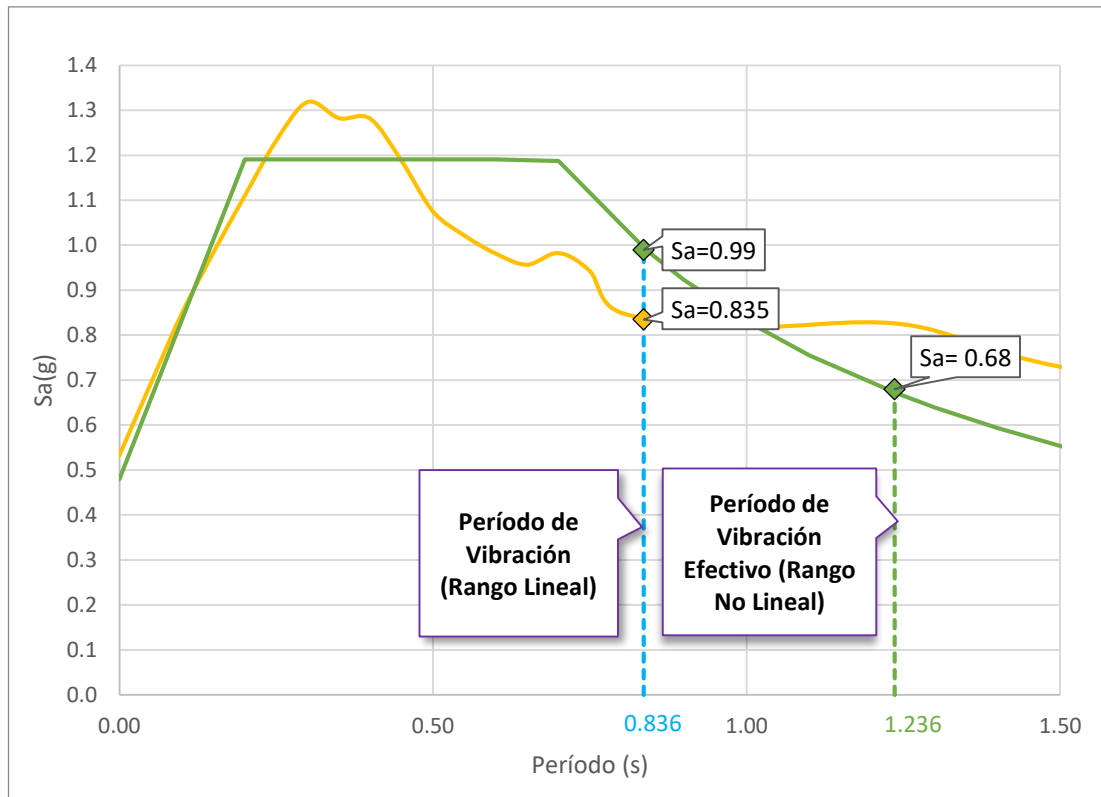


Fuente: Álvaro Luna

En el último punto de capacidad de la estructura podemos observar que el daño se ha concentrado en las columnas de la primera planta.

Del análisis no lineal realizado a la estructura se puede concluir que el espectro Determinista es superior al espectro NEC en los dos sentidos principales de la edificación, debido a que el daño producido en la estructura por la incursión en el rango no lineal ocasiona el incremento de su período de vibración, ubicándose en un intervalo en el cual las aceleraciones del espectro Determinista superan a las del espectro de la normativa, como se puede observar en la siguiente figura.

Figura 133 Aceleraciones en el Rango Lineal y no Lineal



Fuente: Álvaro Luna

4.2.5.3 Evaluación de edificación de 7 pisos

La última estructura en análisis recoge las características geométricas y estructurales más relevantes de una de las edificaciones con mayor altura en el área de estudio, la elección de las cualidades de esta estructura se ha realizado con el fin verificar la influencia y la variabilidad de demandas que los espectros NEC 2015 y Determinista inducen a estructuras que poseen altos períodos de vibración.

Características de la edificación

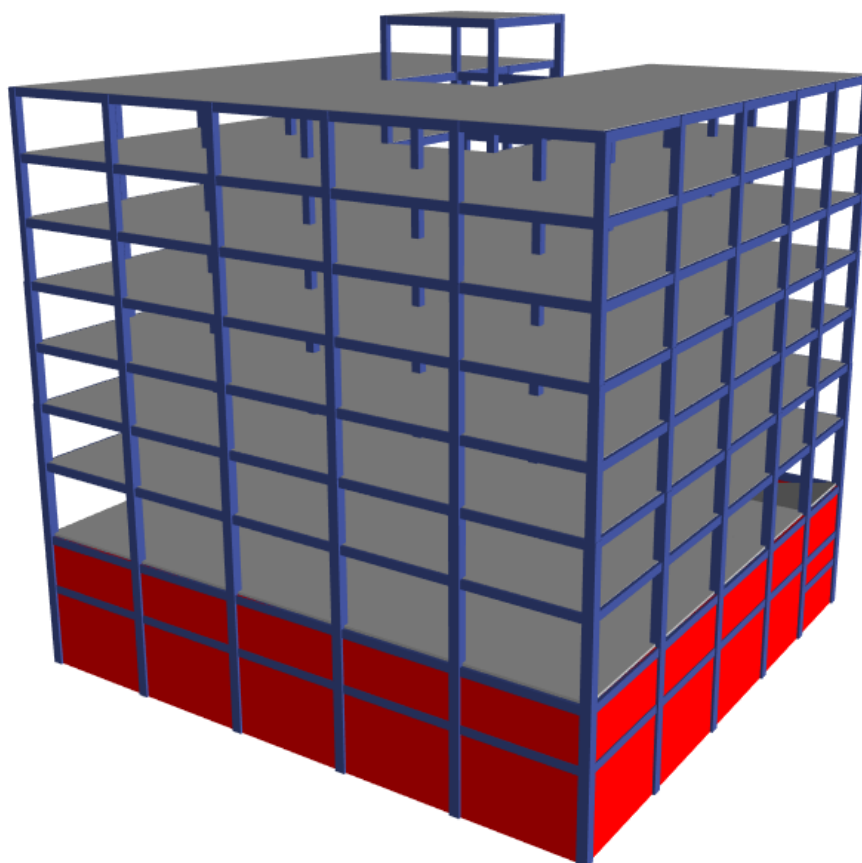
Tabla 49 Descripción Estructural de la Edificación de 7 Pisos

Indicador	Unidad	Característica
Sistema resistente a carga lateral	-	Pórticos de Hormigón Armado
Subsuelos	-	2 Subsuelos (Nv-6.89 a Nv+ 0.00)
Distribución geométrica en elevación	-	Regular
Distribución geométrica en planta	-	Regular
Altura de entresijos	m	4.29, 3 y 2.60
Resistencia del hormigón	Kg/cm ²	f'c=240
Límite de fluencia de acero de refuerzo	Kg/cm ²	fy=4200
Dimensión de columnas	cm	50x50 (Nv-6.89 a Nv+ 6.82) 45x45 (Nv+ 6.82 a Nv+ 12.82) 40x40 (Nv+ 12.82 a Nv+ 21.82) 35x35 (Nv+ 21.82 a Nv+ 24.82)
Dimensión de vigas	cm	35x40 (NV -2.60 a Nv -0.00) 30x40 (Nv+ 3.82 a Nv+ 21.82) 30x30 (Nv+ 24.82)
Tipo de losa	-	Nervada (NV -2.60 a Nv -0.00) Placa Colaborante (Nv -0.00 a Nv+ 24.82)
Espesor de losa nervada	cm	25
Ancho de los nervios	cm	10

Espesor de hormigón en losa con placa colaborante	cm	15 (Medido desde el valle de la placa colaborante)
Espesor de la placa colaborante	mm	0.76
Recubrimiento en vigas	cm	2.50
Recubrimiento en columnas	cm	4.00
Recubrimiento en losa	cm	2.50

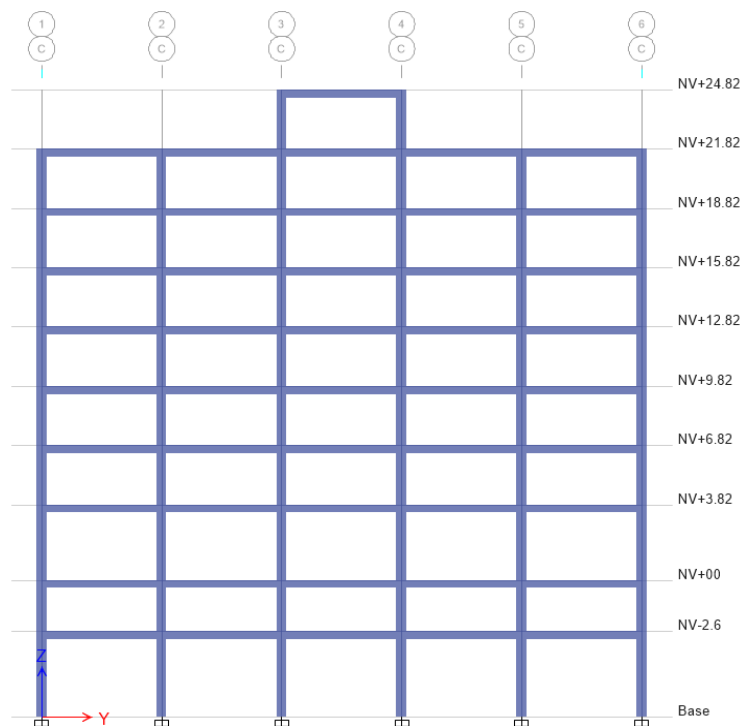
Fuente: Álvaro Luna

Figura 134 Modelación Estructural Edificación de 7 Pisos



Fuente: ETABS 2016

Figura 136 Vista en Elevación de la Edificación de 7Pisos-Pórtico C



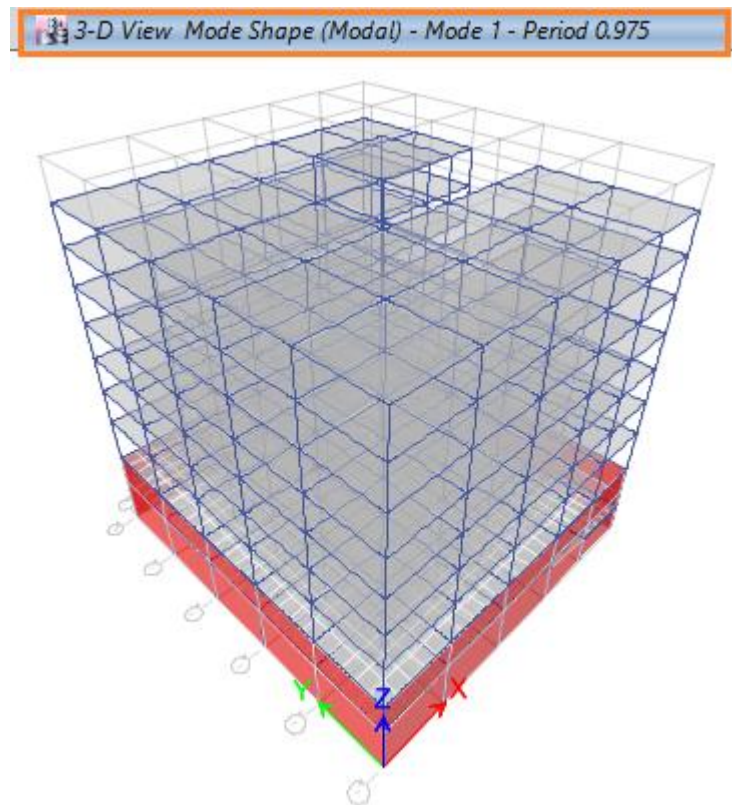
173

4.2.5.3.1 Análisis Lineal de la Edificación de 7 Pisos

Período de vibración fundamental

El período de vibración fundamental de la estructura calculado por medio al análisis modal en el software ETABS es de 0.975 s.

Figura 137 Período de Vibración Edificación de 2 pisos

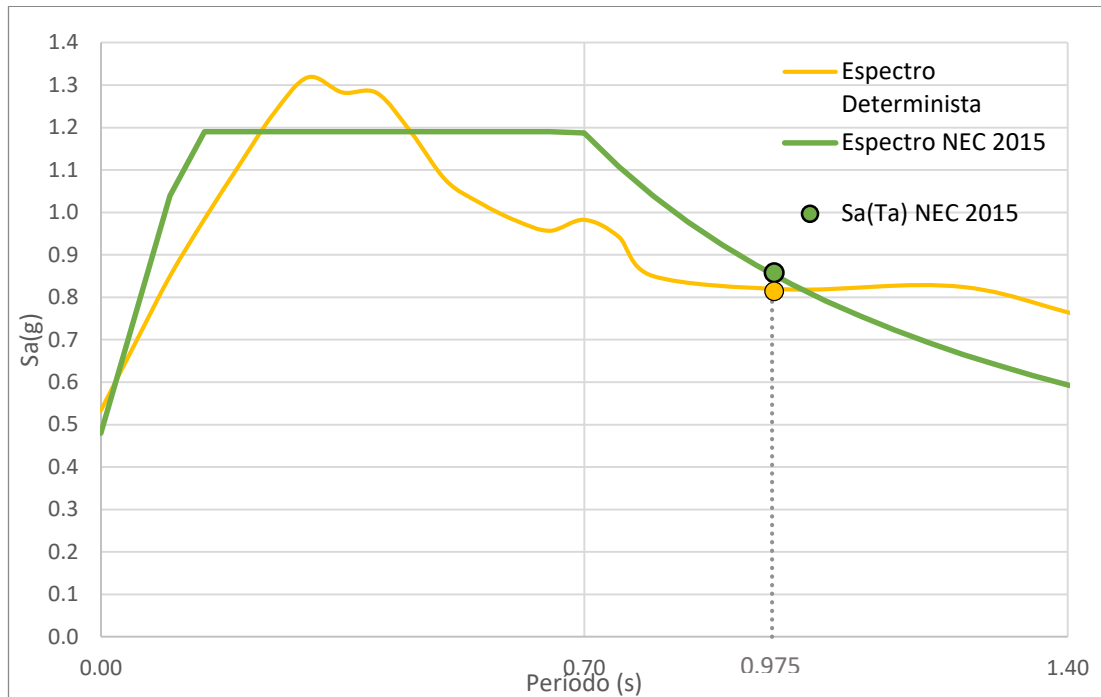


Fuente: ETABS 2016

Cortante basal estático

Al igual que en los análisis anteriormente realizados se calculará los valores de $S_a(T_a)$ para cada espectro en función del período de vibración fundamental de la estructura.

Figura 138 Determinación de $S_a(T_a)$



Fuente: Álvaro Luna

Los valores de aceleración son de 0.858 g para el espectro NEC y 0.814 para el espectro Determinista, con lo cual esperamos que las fuerzas cortantes y desplazamientos sean dominadas por el espectro NEC. Para determinar los valores del coeficiente basal es necesario establecer todos sus factores en base a las características de las estructuras como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 50 Variables del Coeficiente de Corte Basal

Coeficiente	Clasificación	Valor	NEC-SE-DS
I (Coeficiente de importancia)	Otras Estructuras	1	Numeral 4.1
R (Factor de reducción de resistencia sísmica)	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8	Numeral 6.3.4

Øp (Coeficiente de configuración en planta)	Regular	1	Numeral 5.2.3
ØE (Coeficiente de configuración en elevación)	Regular	1	Numeral 5.2.3

Fuente: NEC 2015

Coeficiente de corte basal Determinista

$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \text{Øp} * \text{ØE}}$$

$$CB = \frac{1 * 0.814}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.102$$

Coeficiente de corte basal NEC 2015

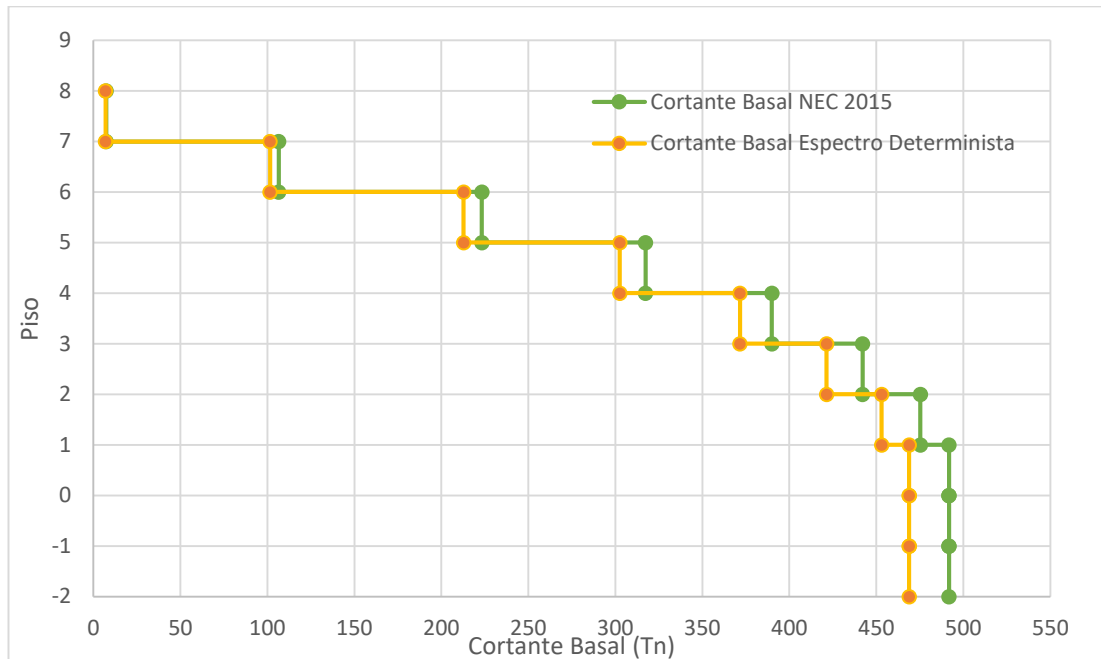
$$CB = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \text{Øp} * \text{ØE}}$$

$$CB = \frac{1 * 0.858}{8 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.107$$

A continuación, observaremos la distribución en elevación de la cortante basal estática calculado para los dos espectros, los valores de cortante son los mismos para la dirección X y Y de la estructura.

Figura 139 Distribución de Cortante Basal Espectro Determinista y NEC 2015



Fuente: Álvaro Luna

Como se esperaba los cortantes estáticos generados por el espectro NEC 2015 son mayores a los del espectro Determinista alcanzando valores en la base de la estructura de 491.82 ton y 468.83 ton respectivamente. Esto es debido a que el coeficiente de corte basal es mayor para el espectro NEC 2015.

Cortante Basal Dinámico

Los valores de cortante basal dinámico se han recalibrado en los dos sentidos principales de la edificación para que sus valores sean mayores al 80% del cortante basal estático, tal y como lo exige la normativa.

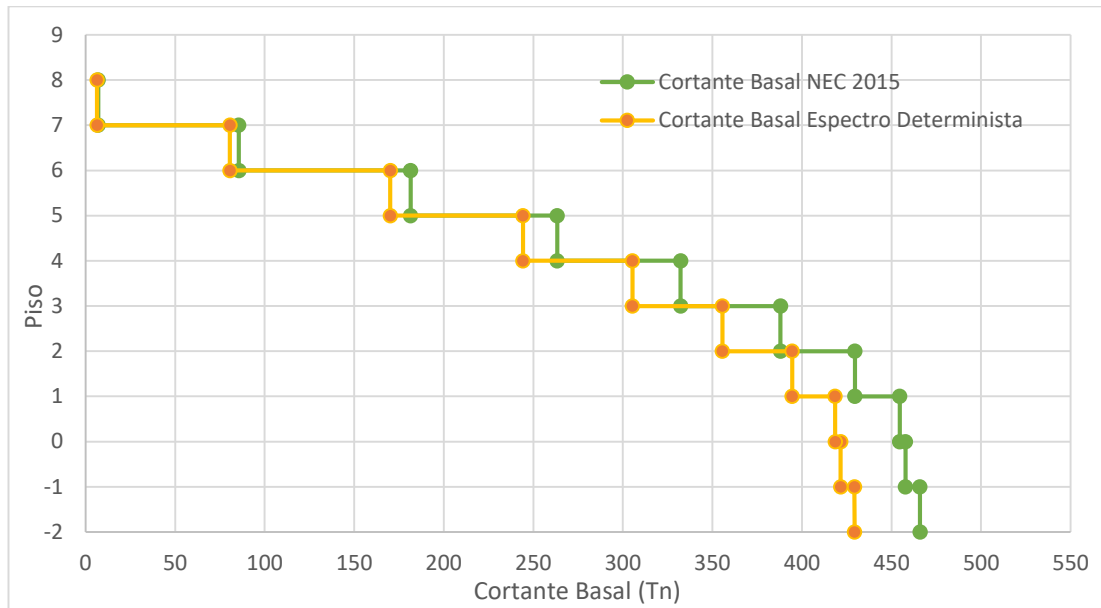
Tabla 51 Porcentajes de Participación Modal de la Masa

Modo	Período	% de Participación Másica	% de Participación Másica	% Acumulado de participación Másica	% Acumulado de participación Másica
	(s)	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
1	0.975	0.00%	65.84%	0.00%	65.84%
2	0.916	66.49%	0.00%	66.49%	65.84%
3	0.844	0.00%	0.12%	66.50%	65.97%
4	0.303	0.00%	7.75%	66.50%	73.72%
5	0.287	7.67%	0.00%	74.16%	73.72%
6	0.264	0.00%	0.04%	74.16%	73.75%
7	0.163	0.00%	2.75%	74.16%	76.50%
8	0.156	2.68%	0.00%	76.85%	76.50%
9	0.142	0.00%	0.02%	76.85%	76.53%
10	0.107	0.00%	1.17%	76.85%	77.69%
11	0.104	1.06%	0.00%	77.90%	77.69%
12	0.091	0.00%	0.02%	77.90%	77.71%
13	0.086	0.00%	0.51%	77.91%	78.23%
14	0.086	0.61%	0.00%	78.51%	78.23%
15	0.081	0.00%	0.01%	78.51%	78.24%
16	0.067	0.00%	0.80%	78.51%	79.03%
17	0.065	0.94%	0.00%	79.45%	79.03%
18	0.061	0.00%	0.09%	79.45%	79.13%
19	0.05	0.00%	0.98%	79.45%	80.11%
20	0.049	1.34%	0.00%	80.79%	80.11%
21	0.045	0.00%	0.25%	80.79%	80.36%
22	0.041	0.10%	10.18%	80.89%	90.54%
23	0.041	11.67%	0.04%	92.56%	90.58%

Fuente: ETABS 2016

Generalmente para asignar el número de modos de vibración a las estructuras de hormigón armado se utiliza la hipótesis de que cada entrepiso por ser un diafragma rígido tendrá tres grados de libertad, es decir, la estructura al ser de 7 pisos necesitaría 21 modos de vibración , pero se le ha asignado 23 modos debido a que en el modo 21 no se ha acumulado un porcentaje de participación másica superior al 90%, por lo que se necesita 2 modos extras para acumular el porcentaje requerido en sus dos dirección principales.

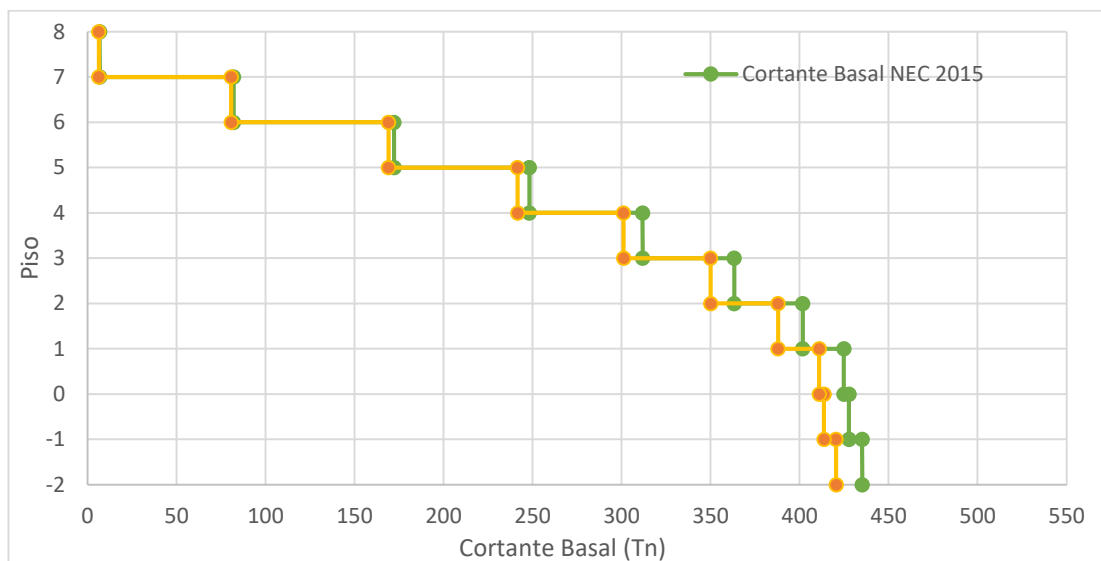
Figura 140 Cortante Basal Dinámico Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Los mayores valores de cortante basal dinámico en todos los niveles de la edificación le corresponden al espectro NEC, el cual alcanza un valor en la base de la estructura de 465.99 ton, mientras que el Determinista solicita a la estructura en su base con una cortante de 428.38 ton.

Figura 141 Cortante Basal Dinámico Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Podemos concluir de la figura anterior que el cortante basal dinámico producido por las aceleraciones del espectro NEC 2015 superan a las del espectro determinista en la dirección Y de la edificación.

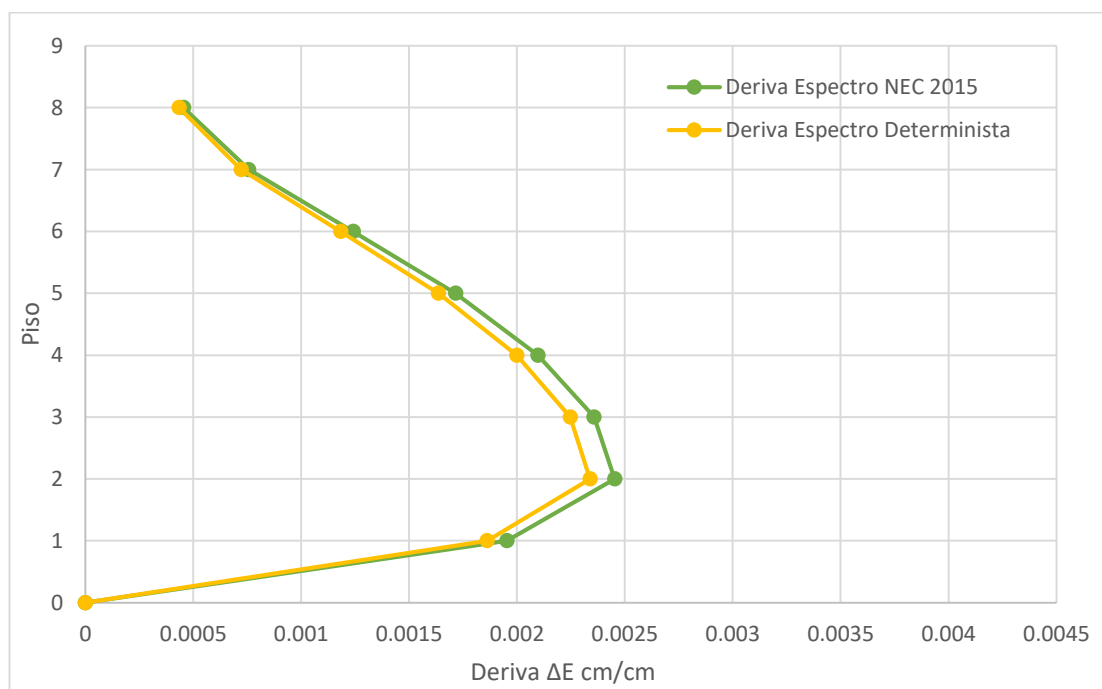
A diferencia del análisis estático podemos observar que en el dinámico la distribución del cortante en los subsuelos no es uniforme debido a que la participación de másica de los subsuelos en varios de los modos utilizados para capturar al menos el 90% la masa, producen movimientos leves en los muros.

Análisis de derivas

En base al cálculo de las derivas obtenidas mediante el software ETABS podremos observar que tanto afecta a la estructura la diferencia de cortantes del espectro NEC 2015 y Determinista

Derivas causadas por Cortantes Estáticas

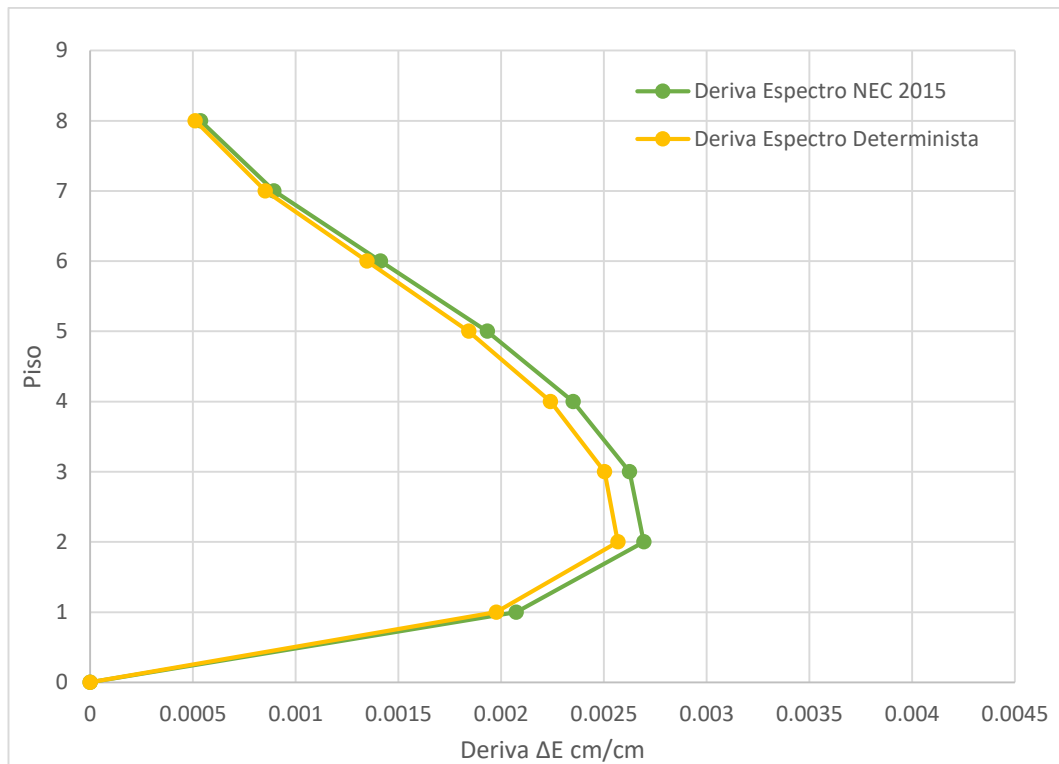
Figura 142 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

El espectro que genera las mayores derivas a causa de fuerzas estáticas en el sentido X es el espectro NEC 2015, aunque cabe notar que la diferencia no es muy marcada.

Figura 143 Derivas Causadas por Cortantes Estáticas en el Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

De la figura anterior podemos notar que en el sentido Y de la edificación se mantiene el dominio del espectro NEC 2015 en derivas.

El siguiente paso es transformar las derivas calculadas por fuerzas estáticas reducidas (ΔE) a derivas inelásticas (ΔM), para verificar si la estructura cumple con el límite de deriva inelástico establecido por la normativa.

Tabla 52 Deriva Inelástica Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
8	0.00046	0.00054	0.00273	0.00322
7	0.00076	0.00089	0.00454	0.00536
6	0.00124	0.00141	0.00745	0.00848
5	0.00172	0.00193	0.01030	0.01159
4	0.00210	0.00235	0.01258	0.01410
3	0.00236	0.00263	0.01414	0.01575
2	0.00245	0.00269	0.01472	0.01616
1	0.00195	0.00207	0.01172	0.01244

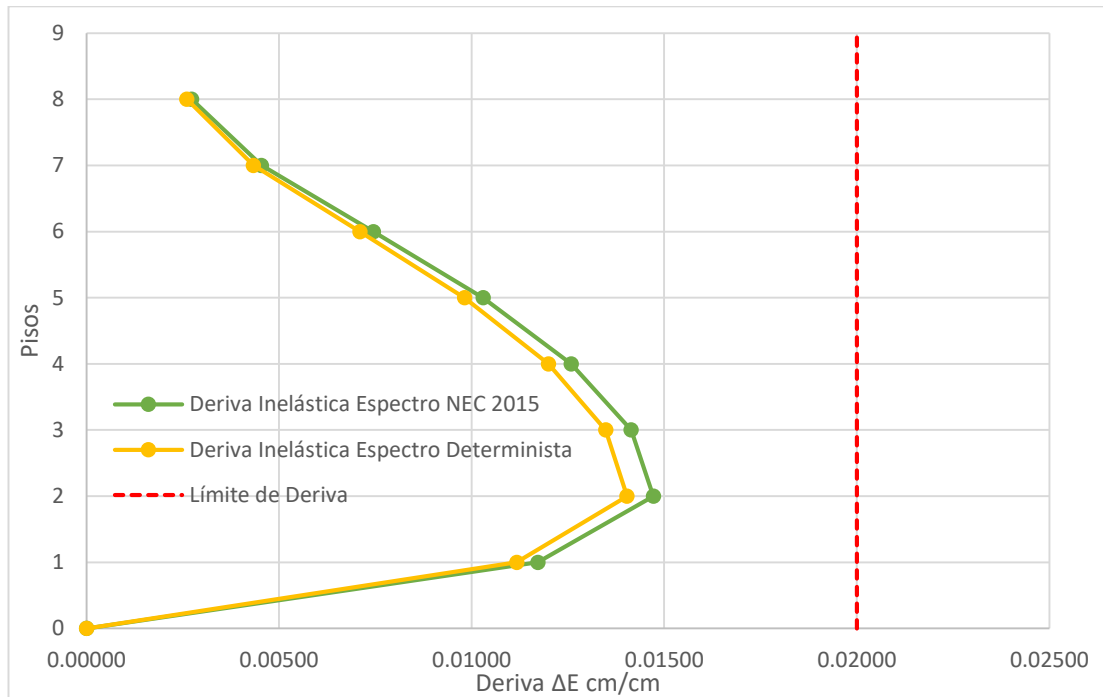
Fuente: Álvaro Luna**Tabla 53** Deriva Inelástica Espectro Determinista

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
8	0.00043	0.00051	0.00260	0.00307
7	0.00072	0.00085	0.00433	0.00511
6	0.00118	0.00135	0.00710	0.00808
5	0.00164	0.00184	0.00982	0.01105
4	0.00200	0.00224	0.01199	0.01344
3	0.00225	0.00250	0.01348	0.01502
2	0.00234	0.00257	0.01403	0.01541
1	0.00186	0.00198	0.01117	0.01186

Fuente: Álvaro Luna

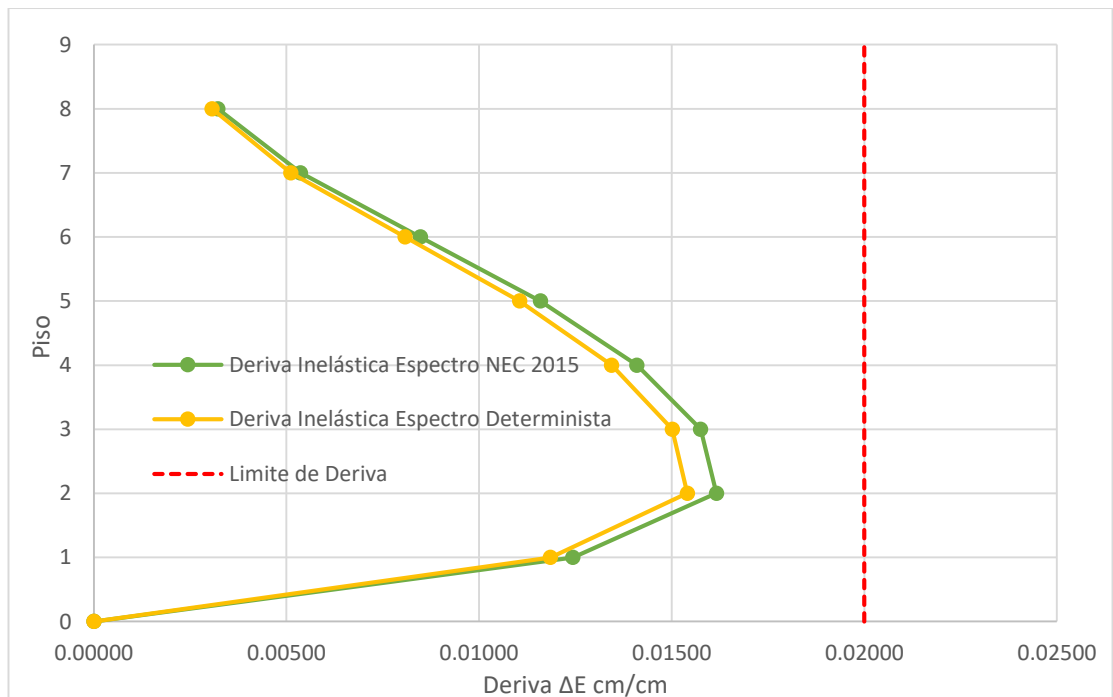
Para una mejor apreciación de los valores en las tablas se muestra a continuación las gráficas de las derivas inelásticas con el límite máximo establecido por la normativa

Figura 144 Deriva Inelástica Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 145 Deriva Inelástica Sentido Y

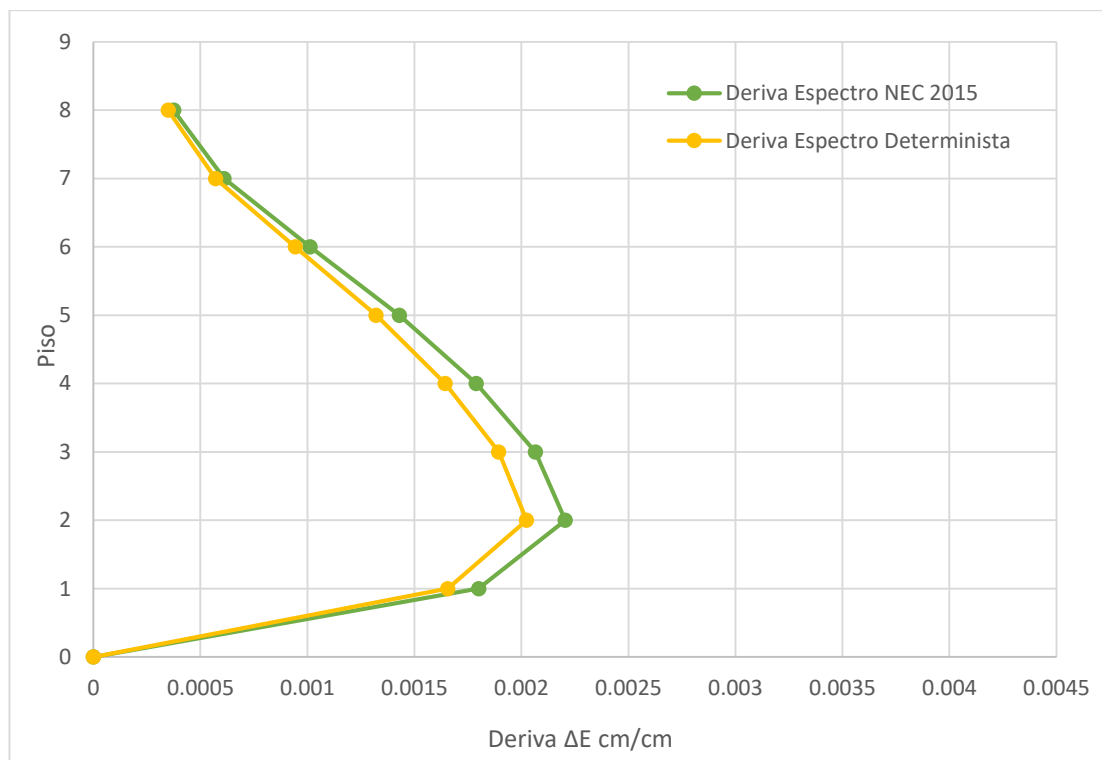


Fuente: Álvaro Luna

La estructura se ve afectada mayormente por las aceleraciones producidas por el espectro NEC 2015 las cuales causan derivas mayores a las del espectro Determinista, pero ninguna de estas supera el límite establecido en la normativa, con lo cual podemos objetar que la estructura muestra una aparente estabilidad para ambas demandas.

Derivas causadas por Cortantes Dinámicas

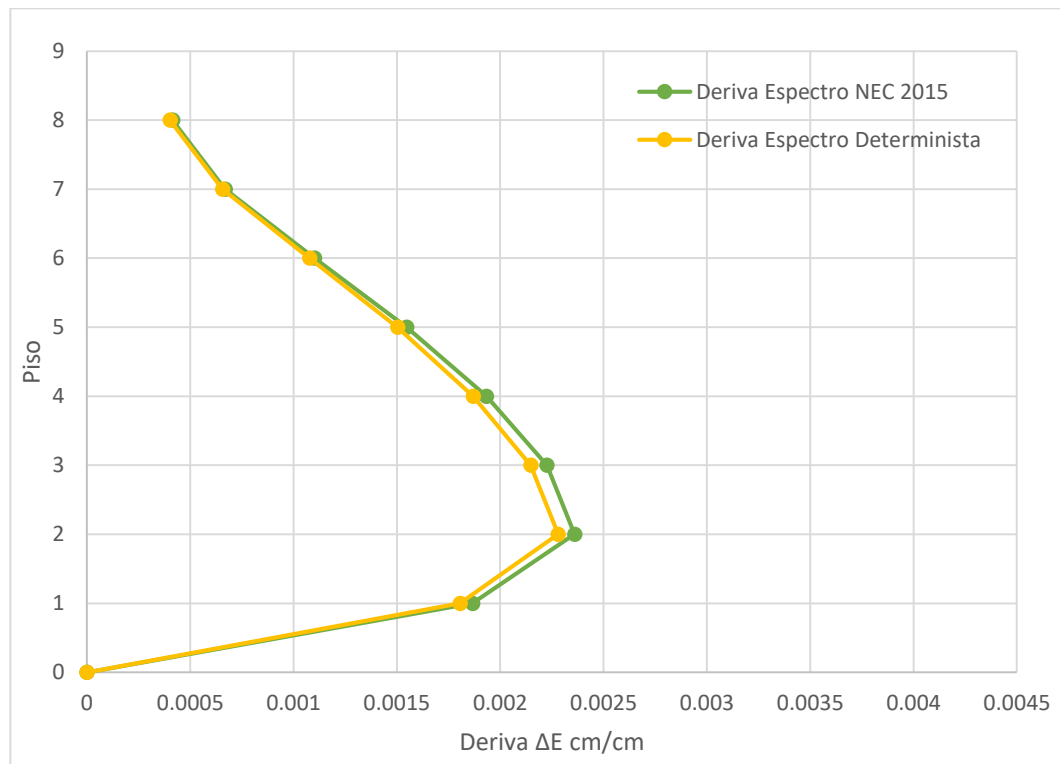
Figura 146 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

En el sentido X de la edificación se puede observar que las derivas causadas por el espectro NEC 2015 son mayores a las del espectro de sitio.

Figura 147 Derivas Causadas por Cortantes Dinámicas en el Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

En el sentido Y de la estructura continua el dominio de las aceleraciones del espectro NEC 2015 el cual causa las mayores derivas, aunque en este sentido la diferencia no es muy considerable.

Las siguientes tablas muestran el cálculo de las derivas inelásticas de la edificación en sus dos sentidos principales para los espectros estudiados

Tabla 54 Deriva Inelástica Espectro NEC 2015

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
8	0.00038	0.00041	0.00225	0.00248
7	0.00061	0.00067	0.00366	0.00401
6	0.00101	0.00110	0.00608	0.00661
5	0.00143	0.00155	0.00857	0.00928
4	0.00179	0.00193	0.01073	0.01160
3	0.00207	0.00223	0.01239	0.01336
2	0.00221	0.00236	0.01323	0.01416
1	0.00180	0.00187	0.01080	0.01120

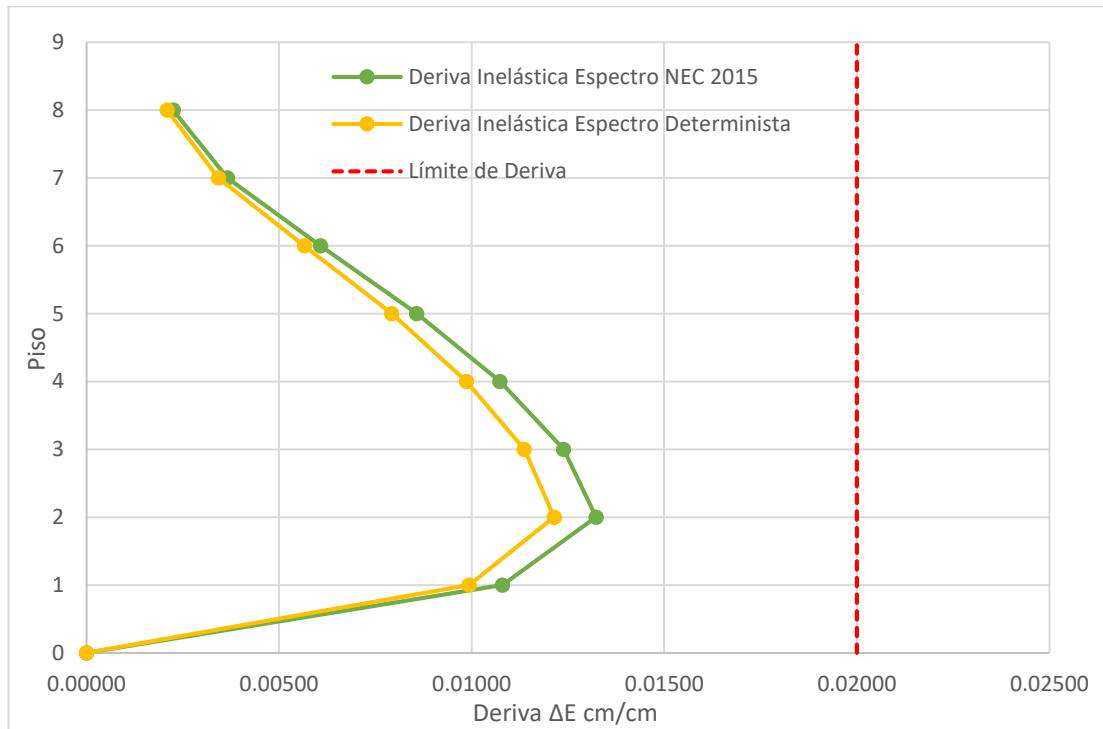
Fuente: Álvaro Luna**Tabla 55** Deriva Inelástica Espectro Determinista

Piso	Deriva ΔE		Deriva Inelástica ΔM	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
8	0.00035	0.00040	0.00209	0.00241
7	0.00057	0.00066	0.00343	0.00394
6	0.00094	0.00108	0.00566	0.00646
5	0.00132	0.00150	0.00793	0.00902
4	0.00164	0.00187	0.00986	0.01121
3	0.00189	0.00215	0.01136	0.01289
2	0.00202	0.00228	0.01214	0.01368
1	0.00166	0.00181	0.00994	0.01083

Fuente: Álvaro Luna

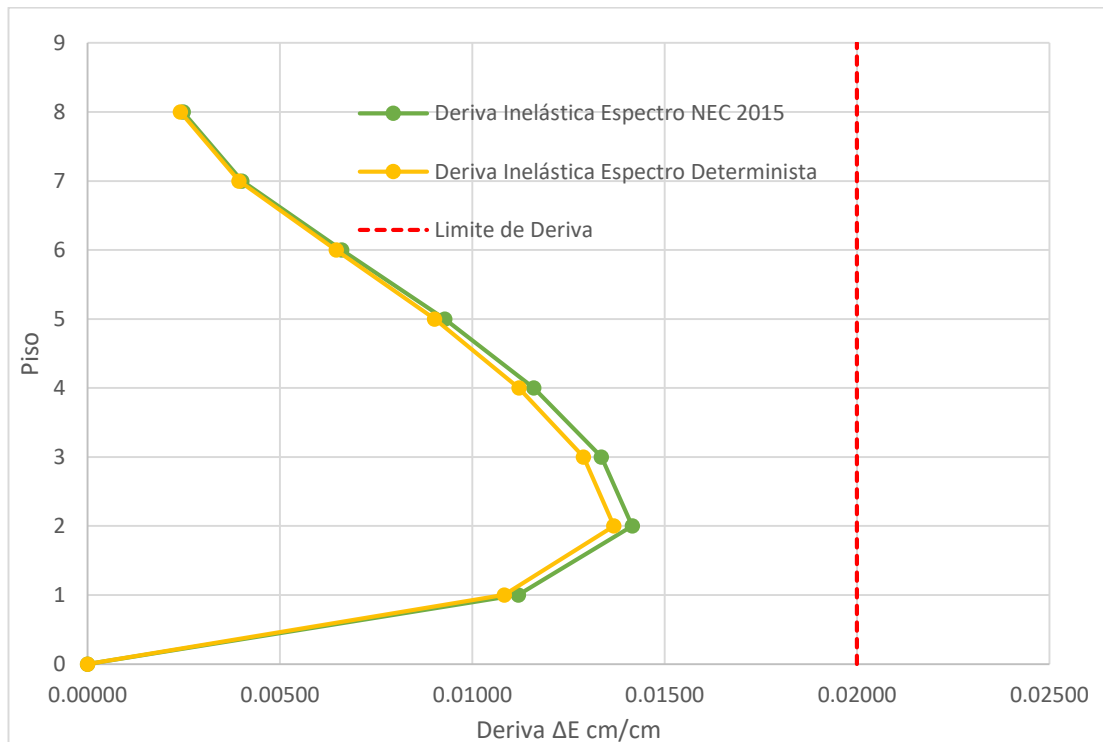
En las siguientes gráficas podremos observar las derivas inelásticas en cada entrepiso, así como el límite máximo establecido por la normativa.

Figura 148 Deriva Inelástica Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 149 Deriva Inelástica Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Dado que los cortantes dinámicos son menores a los estáticos, las derivas calculadas tanto en el sentido X como Y son inferiores, razón por la cual ninguna de ellos supera el límite establecido, se puede notar además que las derivas son ligeramente superiores para el espectro NEC 2015.

En lo concerniente al análisis lineal de la estructura podemos concluir que existió un dominio leve del espectro NEC 2015 tanto en cortantes como derivas debido a que la diferencia en aceleraciones que provee cada espectro no es amplia.

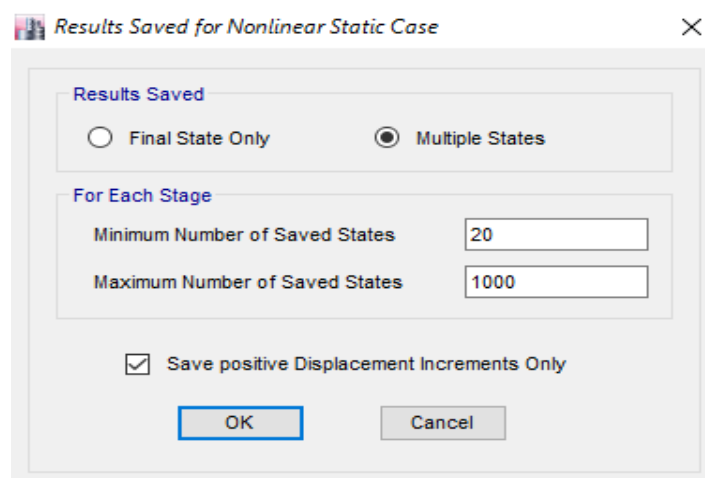
4.2.5.3.2 Análisis No Lineal de la Estructura

Desempeño estructural

Mediante el método de la Linealización Equivalente se podrá constatar que espectro es el más crítico en el rango no lineal.

Todas las consideraciones dadas para el análisis no lineal estático de las edificaciones de 2 y 4 pisos se mantienen para esta edificación como son: la determinación de los patrones de carga para el análisis Pushover, asignación de rótulas plásticas. El número de pasos para el análisis ha variado debido a que la estructura cuenta con un número considerable de elementos se necesita un mayor número de pasos para realizar la curva Pushover.

Figura 150 Número de Pasos del Análisis en los dos Sentidos Principales de la Estructura.

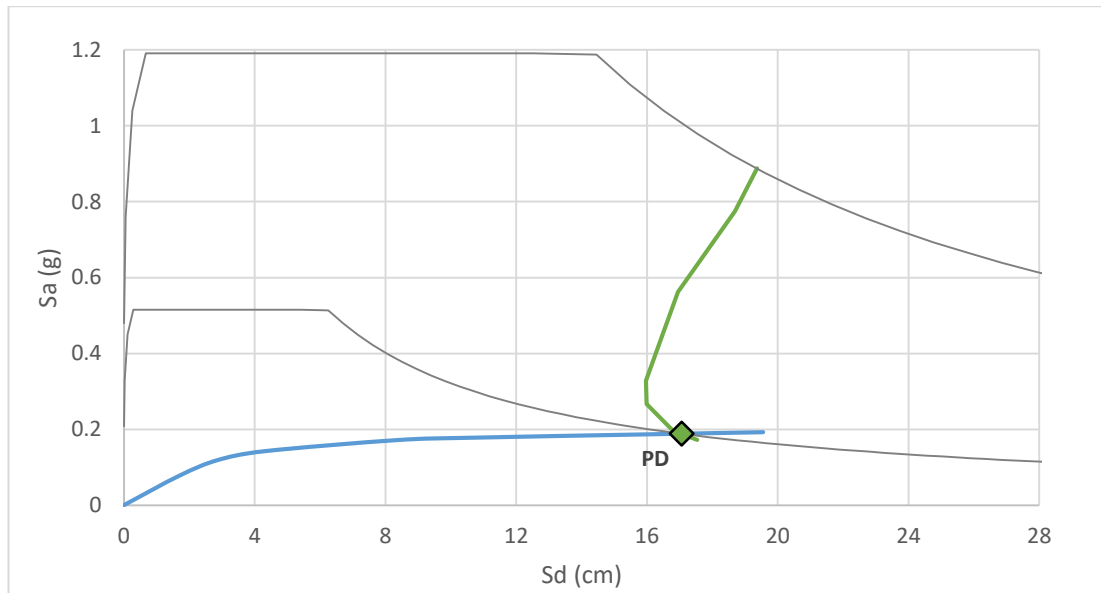


Fuente: ETABS 2016

Desempeño estructural sentido X

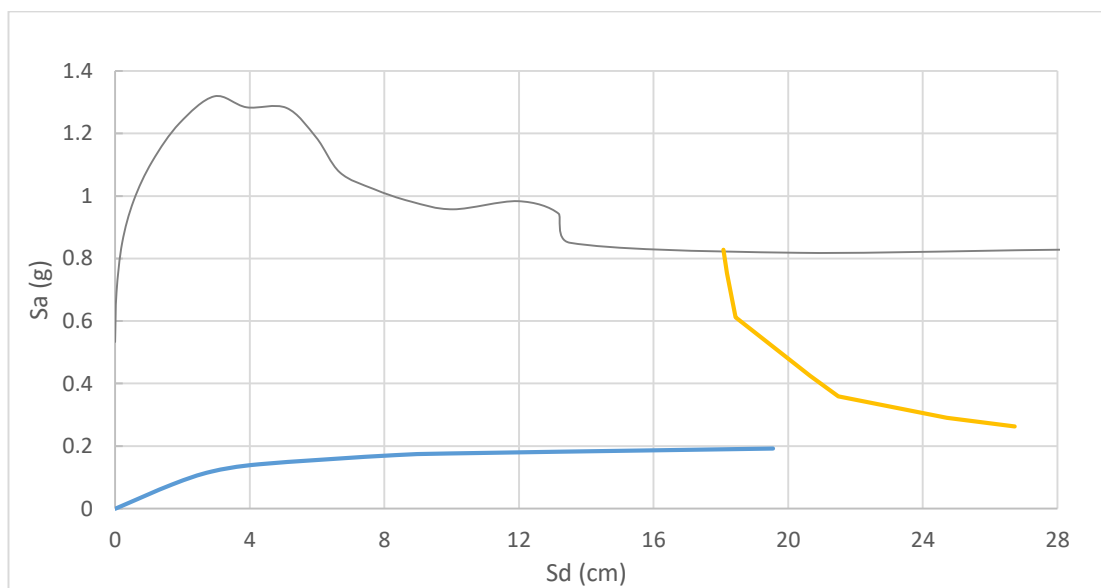
Los resultados del análisis estático no lineal extraídos del software ETABS se muestran a continuación para los dos espectros estudiados.

Figura 151 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido X



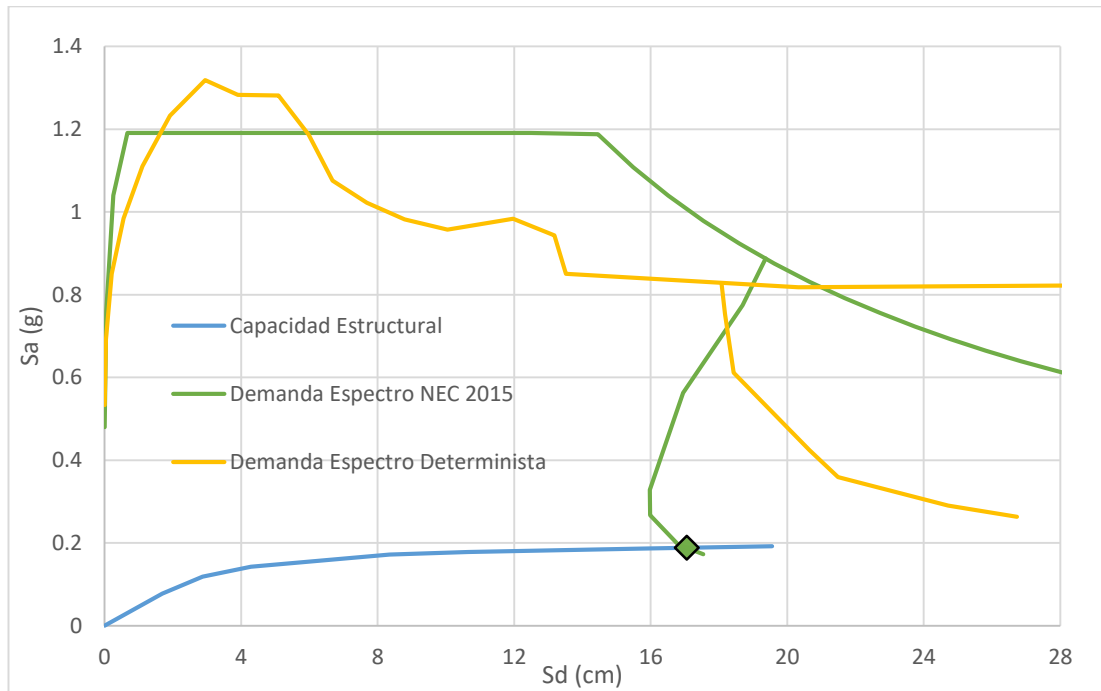
Fuente: Álvaro Luna

Figura 152 Desempeño Estructural Espectro Determinista Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 153 Desempeño Estructural Sentido X



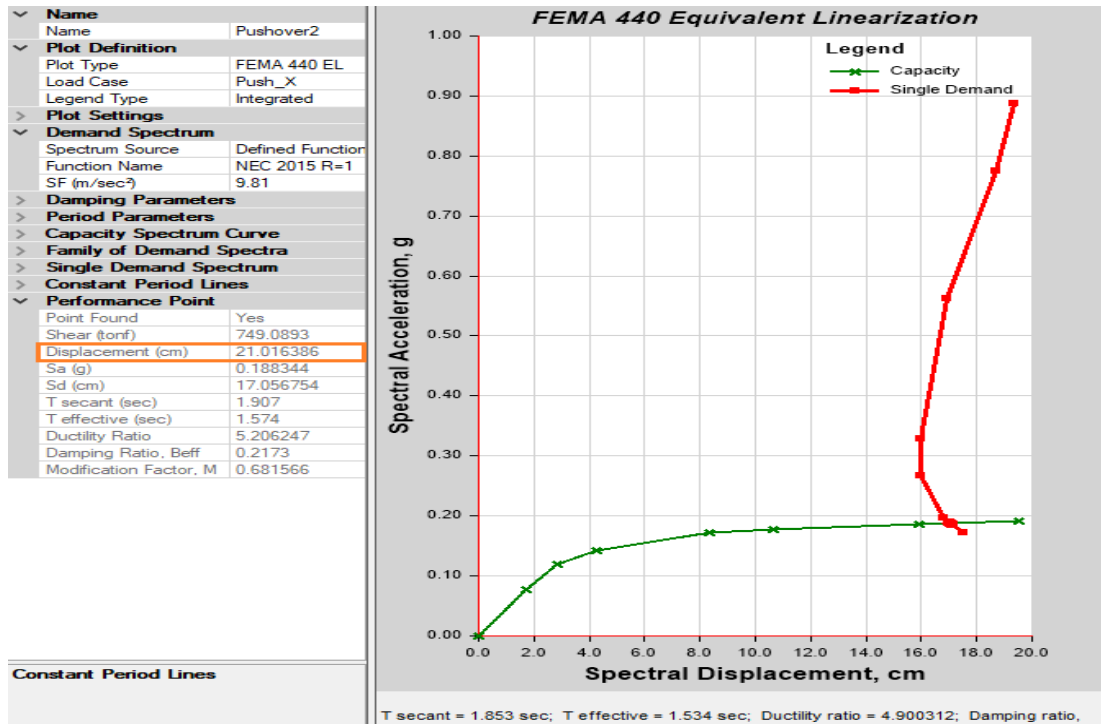
Fuente: Álvaro Luna

Como podemos observar en la figura anterior el espectro NEC 2015 alcanza un punto de desempeño, el cual deberá ser analizado en la sectorización de la curva de capacidad para definir a que nivel de desempeño corresponde, por el contrario, el espectro Determinista no encuentra punto de desempeño debido a las que las demandas de desplazamiento son mayores a la capacidad de la estructura, es decir el espectro determinista provee demandas mayores en relación espectro de la normativa una vez que la estructura incursiona en el rango no lineal.

Sectorización de la Curva de Capacidad

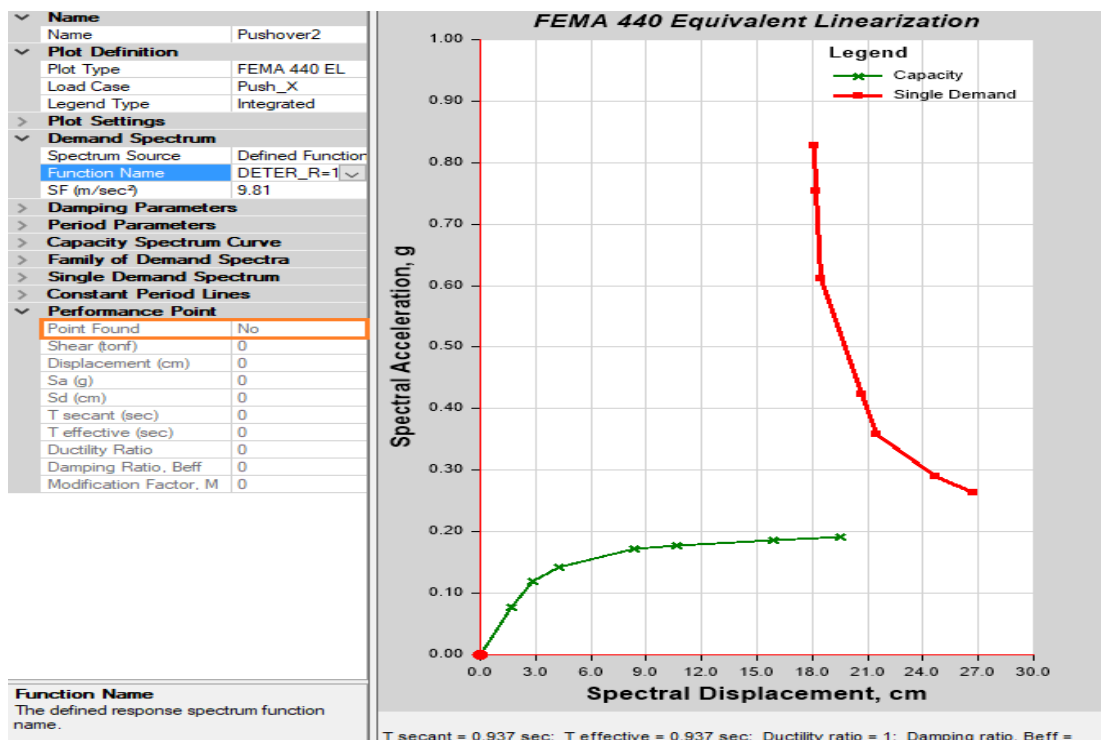
En la sectorización de la curva de capacidad se ubicará el punto de desempeño del espectro NEC 2015. Para ubicar los puntos de desempeño en la curva de capacidad, los cuales fueron generados por cada espectro se ha tomado el desplazamiento resultado del análisis de Linealización Equivalente.

Figura 154 Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido X



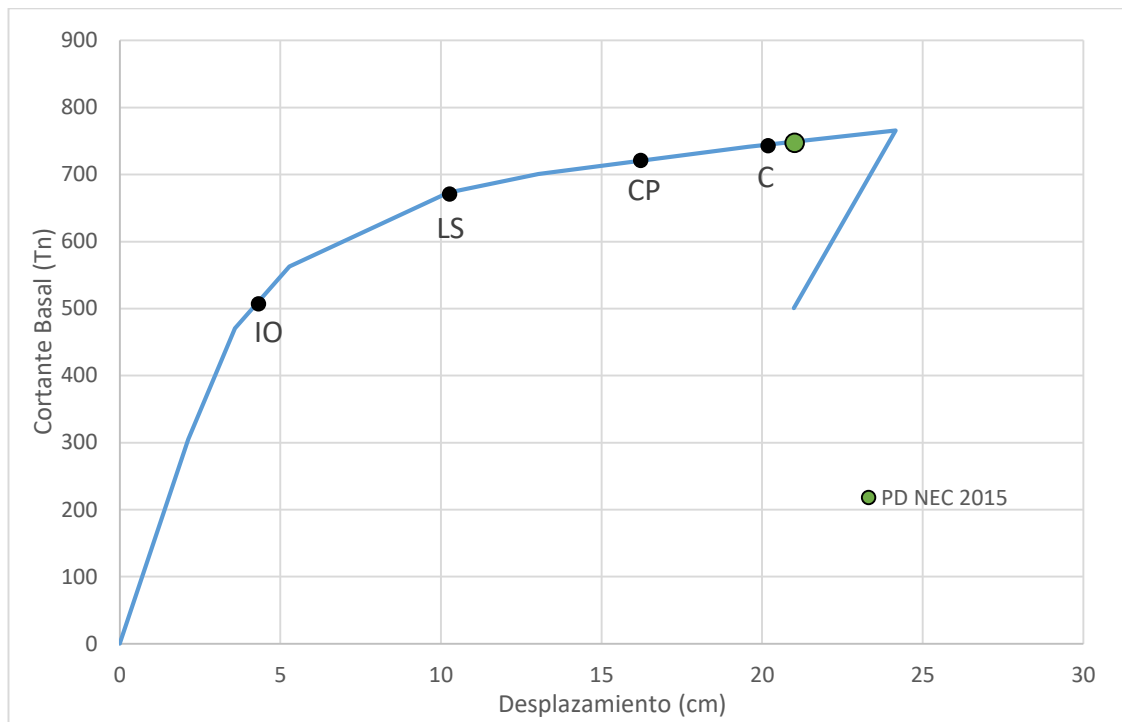
Fuente: ETABS 2016

Figura 155 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido X



Fuente: ETABS 2016

Figura 156 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

A continuación, se muestra todas las variables ligadas al punto de desempeño encontrado con el espectro NEC 2015.

Tabla 56 Variables Ligadas al Punto de Desempeño

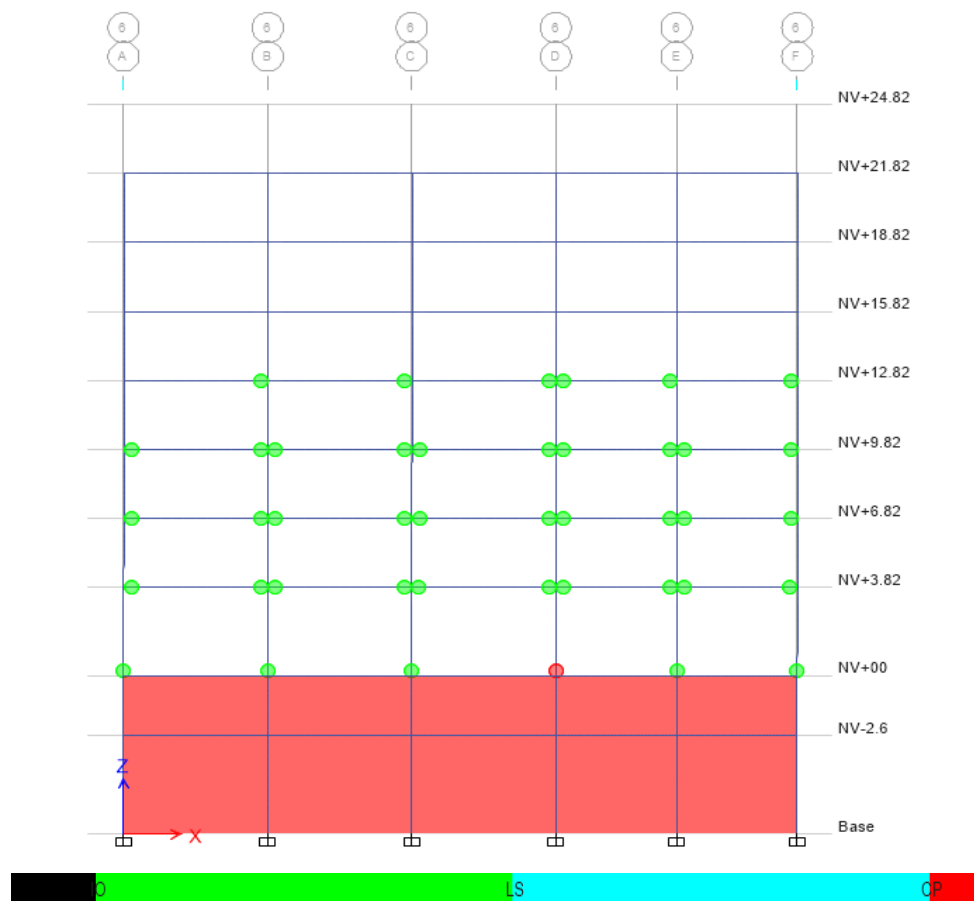
VARIABLE	NEC
Cortante Basal	749.09 Ton
Desplazamiento	21.02 cm
Sa	0.1883
Sd	17.06 cm
T Efectivo	1.574s
Ductilidad	5.206
Amortiguamiento Efectivo β_{eff}	0.2173
Factor de Modificación M	0.6816

Fuente: Álvaro Luna

La estructura al ser solicitada tanto por espectro NEC 2015 como por el espectro Determinista no cumple con el desempeño exigido por la normativa para estructuras de ocupación normal ya que Colapsa, cabe notar además que las demandas de desplazamiento del espectro de sitio superan a las del espectro NEC 2015, esto se confirma debido a esto el espectro determinista no encuentra punto de desempeño.

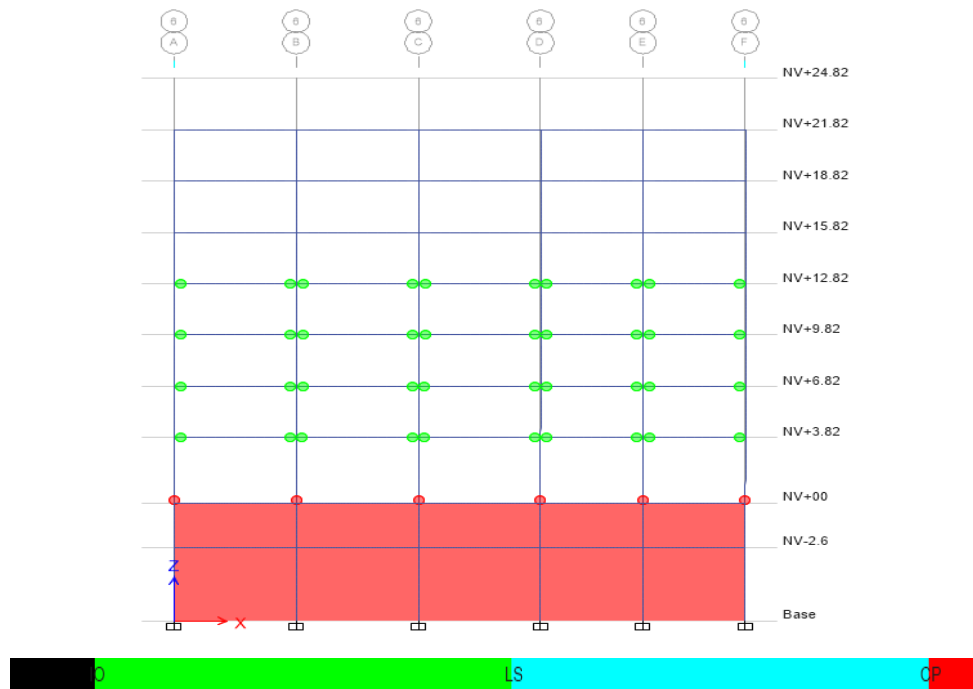
Las siguientes figuras muestran el nivel de daño asociado al punto de desempeño del espectro NEC 2015 y al punto último de capacidad de la estructura en uno de los pórticos más afectados de la edificación.

Figura 157 Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido X



Fuente: Álvaro Luna

Figura 158 Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido X

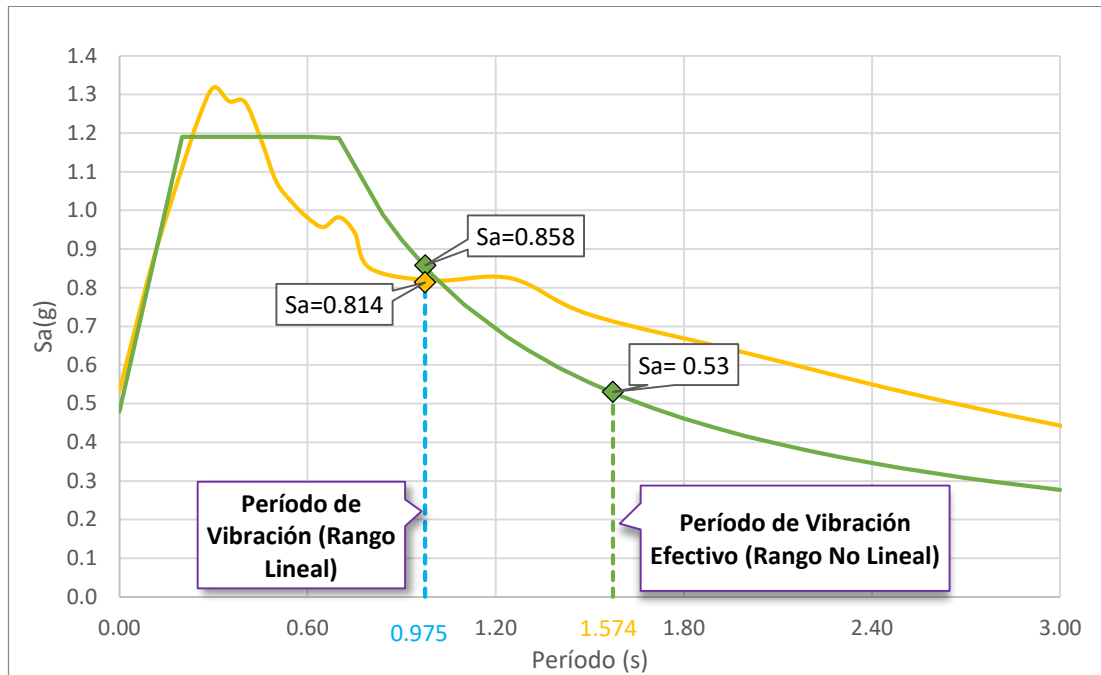


Fuente: ETABS 2016

El daño a nivel local debido al espectro NEC 2015 se centraliza del $Nv+0.00$ al $Nv+12.82$ de la edificación logrando la fluencia de las vigas en estos niveles y el colapso de una columna, esto es consecuente con la distribución de cortante basal, la cual es mayor en los primeros entresijos y va disminuyendo para los entresijos superiores, pero esto no es algo muy beneficioso debido a que en nuestros diseños esperamos la mayor formación de rótulas plásticas el momento de un sismo severo, dado que este es el mecanismo mediante el cual la estructura es capaz de disipar energía, es decir mientras mayor cantidad de rótulas se formen en la estructura mejor será su redistribución de momentos y mayor su capacidad de desplazamiento, por otro lado en el último punto de la curva de capacidad la mayoría de columnas del primer piso han colapsado.

Al igual que en la edificación de 2 pisos en esta estructura existe un cambio entre el espectro que gobierna el análisis lineal y el no lineal en el sentido X, esto es debido a que en el proceso de análisis no lineal la estructura incursiona en un intervalo en el cual se invierten la supremacía de aceleraciones y el espectro Determinista pasa a ser el más demandante, como se observa en la siguiente figura.

Figura 159 Aceleraciones en el Rango Lineal y No Lineal

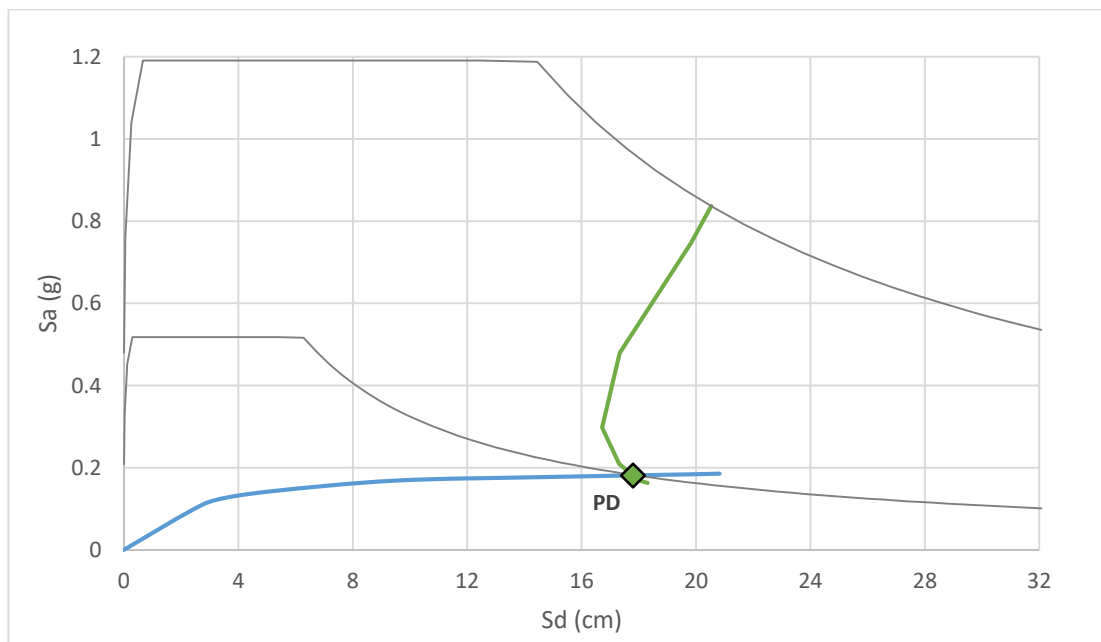


Fuente: Álvaro Luna

Desempeño estructural sentido Y

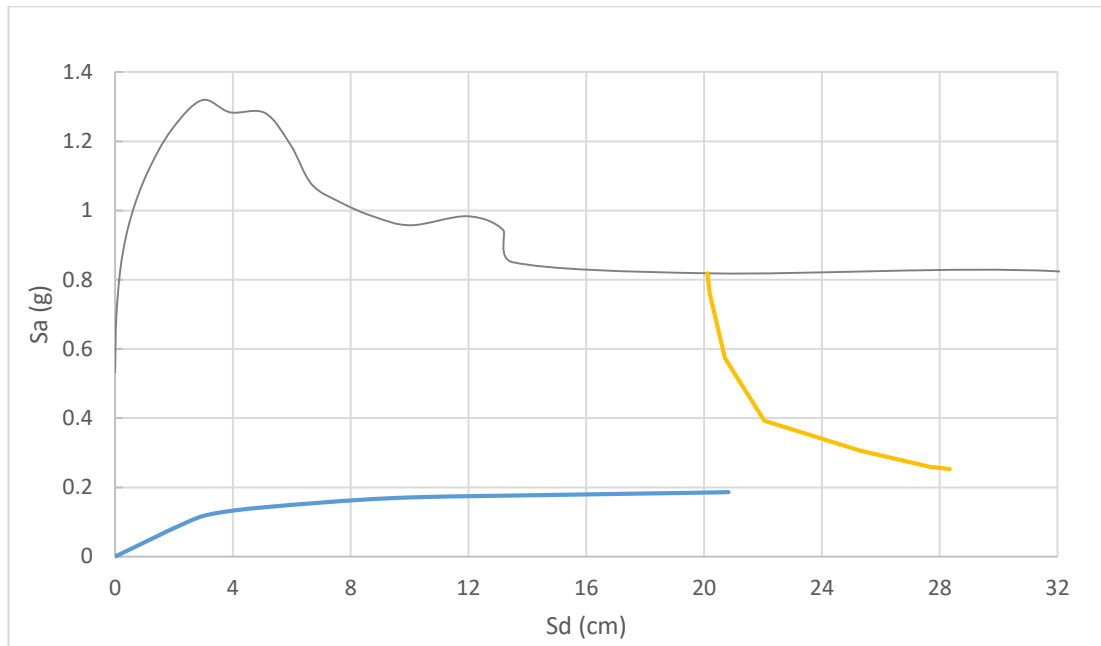
A continuación, se presentan los resultados del análisis estático no lineal en el sentido Y de la estructura.

Figura 160 Desempeño Estructural Espectro NEC Sentido Y



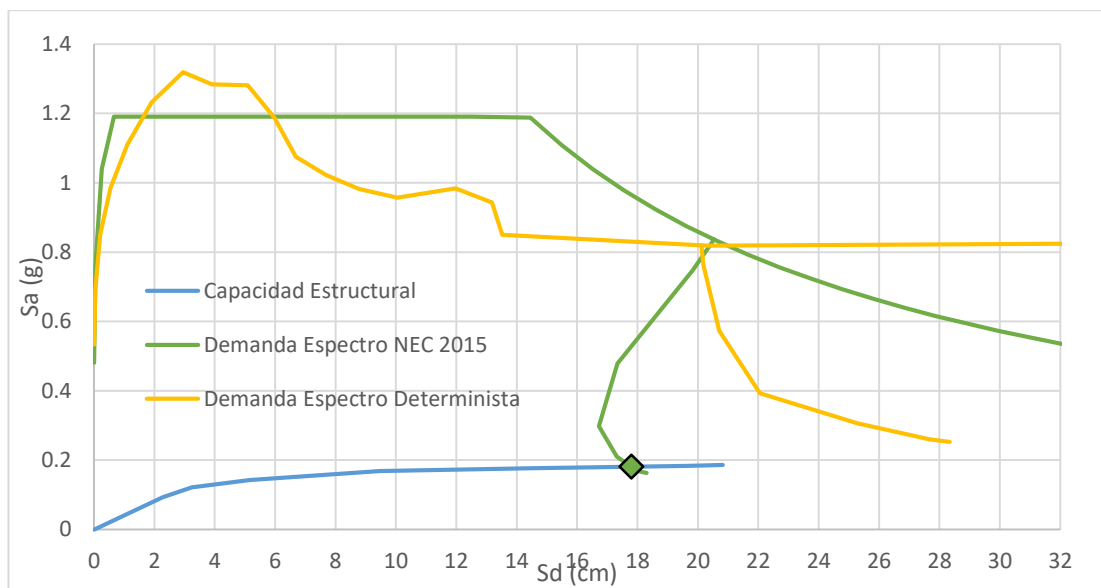
Fuente: Álvaro Luna

Figura 161 Desempeño Estructural Espectro Determinista sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Figura 162 Desempeño Estructural Sentido Y



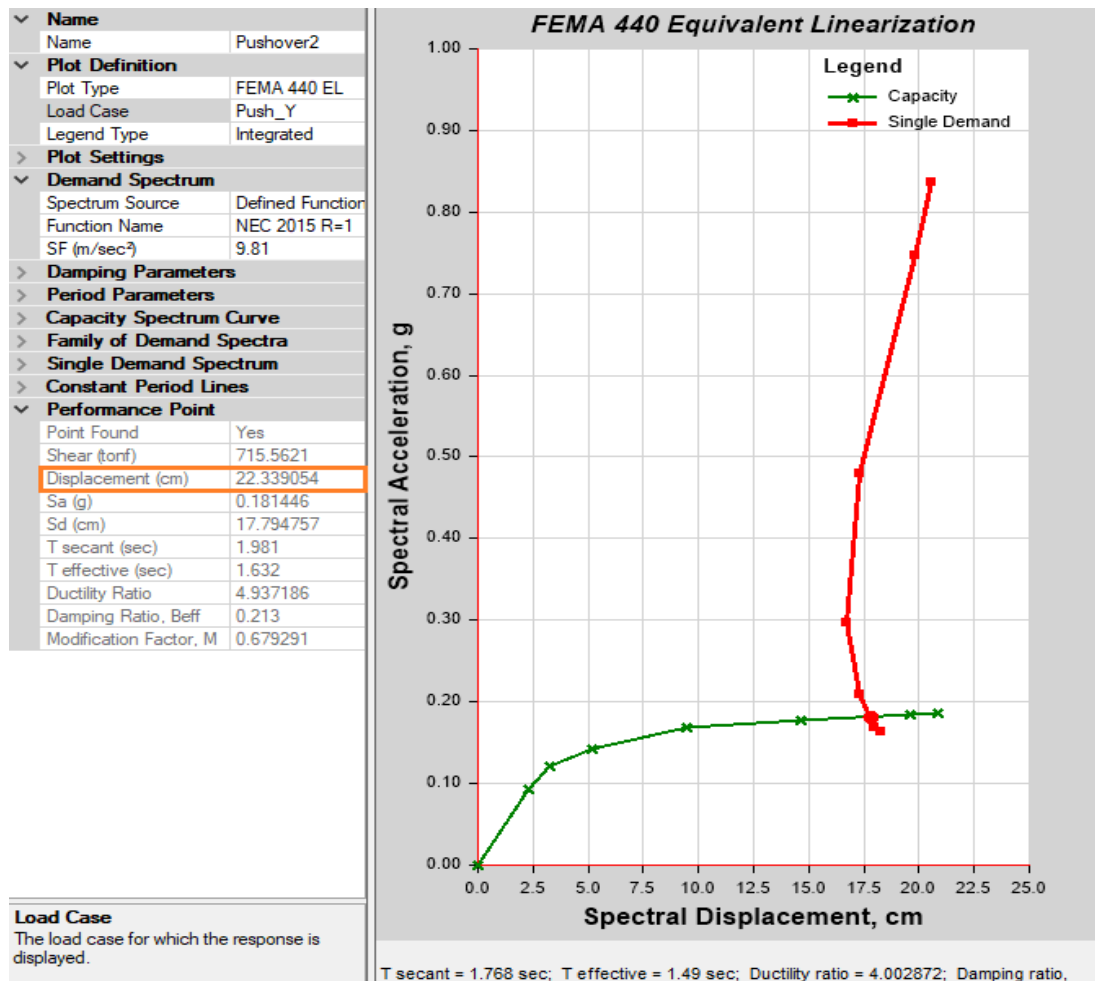
Fuente: Álvaro Luna

De la figura anterior podemos concluir que las demandas del espectro Determinista son mayores a las del espectro NEC 2015, debido a que este no encuentra punto de desempeño.

Sectorización de la Curva de Capacidad

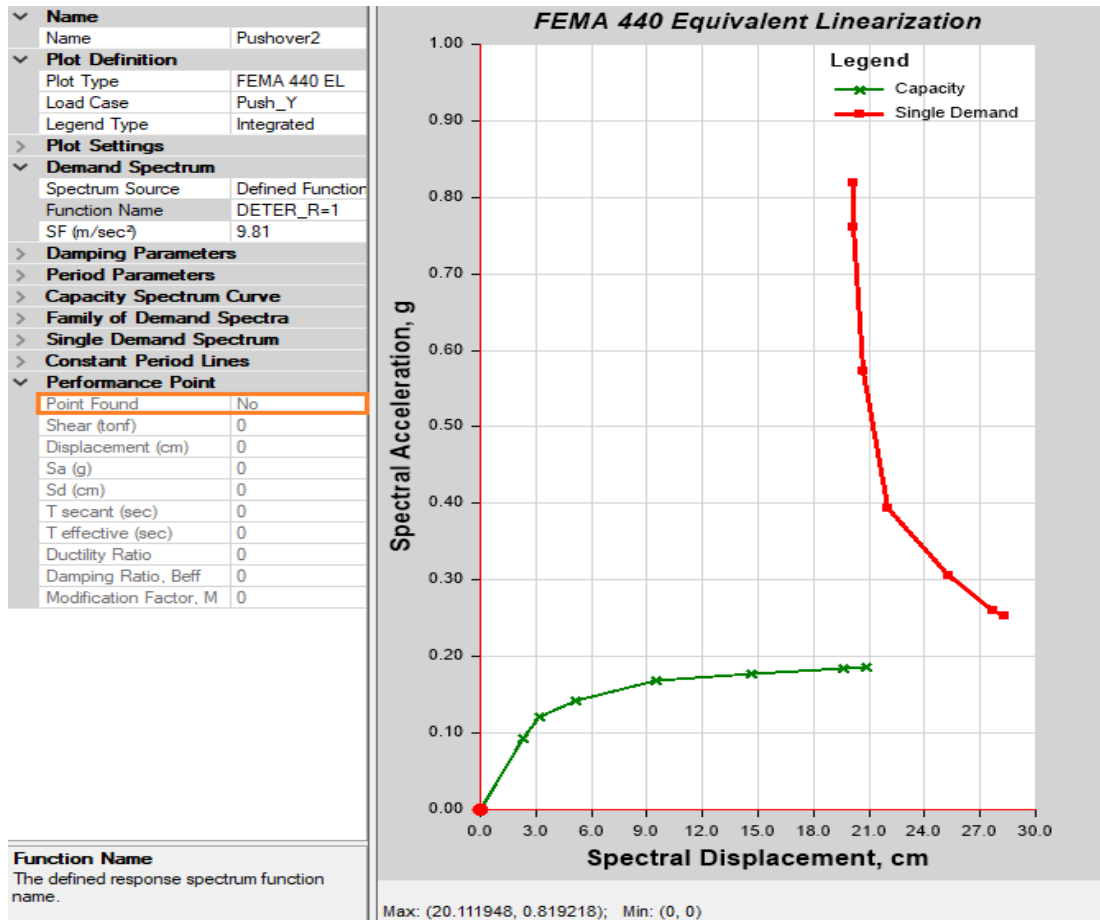
La ubicación del desplazamiento logrado en el punto de desempeño del espectro NEC se realizará en base a los resultados de la Linealización Equivalente.

Figura 163 Punto de Desempeño Espectro NEC 2015 Sentido Y



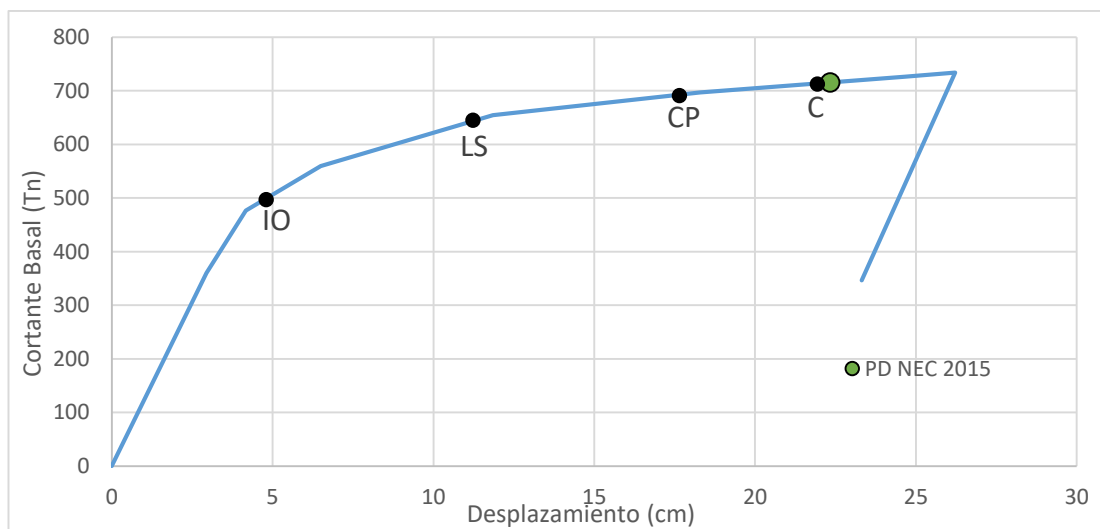
Fuente: ETABS 2016

Figura 164 Punto de Desempeño Espectro Determinista Sentido Y



Fuente: ETABS 2016

Figura 165 Sectorización de la Curva de Capacidad Sentido Y



Fuente: Álvaro Luna

Tabla 57 Variables Ligadas al Punto de Desempeño

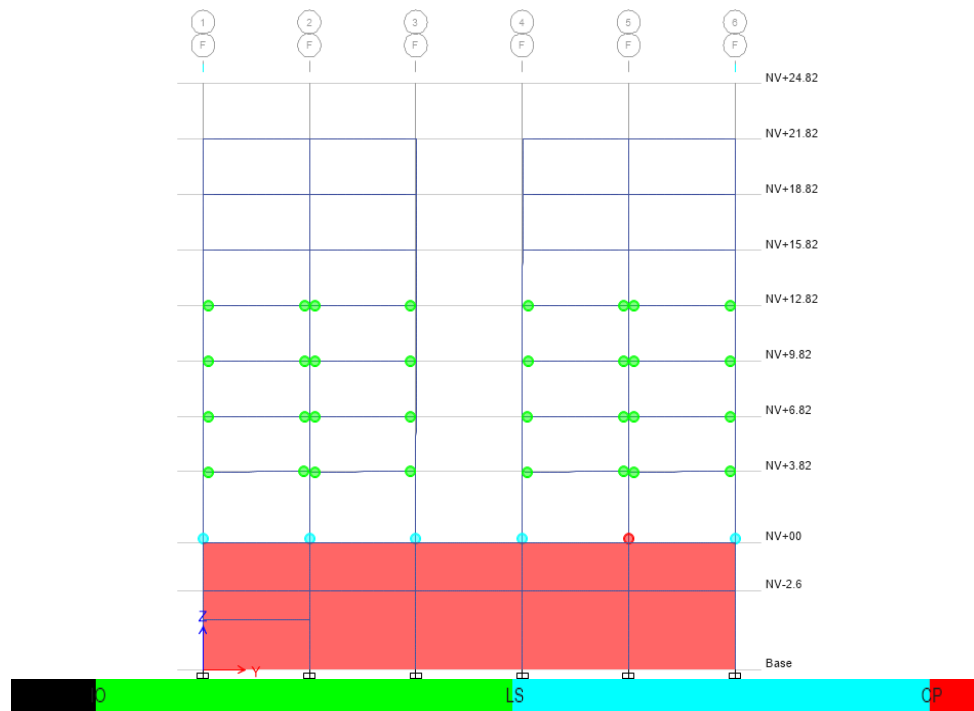
VARIABLE	NEC
Cortante Basal	715.56 Ton
Desplazamiento	22.34 cm
Sa	0.181446
Sd	17.79 cm
T Efectivo	1.632 s
Ductilidad	4.9372
Amortiguamiento Efectivo β_{eff}	0.2130
Factor de Modificación M	0.6793

Fuente: Álvaro Luna

La demanda de desplazamientos del espectro NEC 2015 y Determinista producen el colapso de la estructura en el sentido Y, debido a esto la edificación no cumple con el desempeño esperado. El nivel de daño local generado por ambos espectros es mayor en esta dirección debido a que como se demostró en el análisis lineal existe mayores derivas dado que es el sentido más débil de la edificación

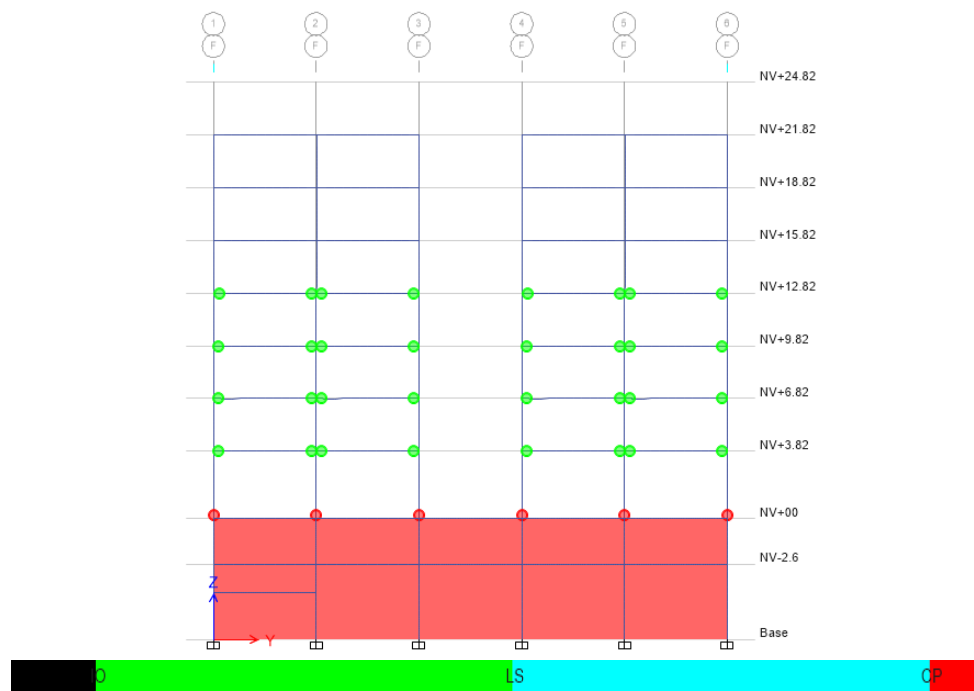
El nivel de daño como se muestra en las siguientes figuras se concentra en los primeros niveles al igual que lo sucedido en el sentido X.

Figura 166 Nivel de Daño Causado por el Espectro NEC 2015 en el Sentido Y



Fuente: ETABS 2016

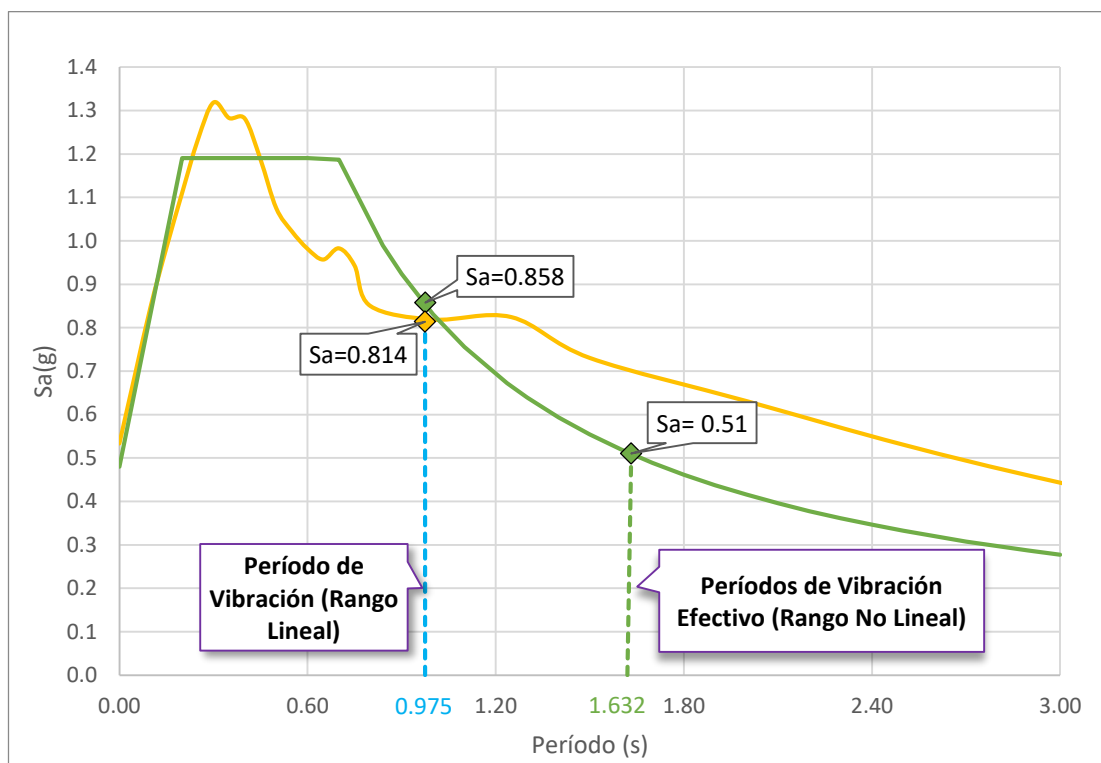
Figura 167 Nivel de Daño en el Último Punto de la Curva de Capacidad Sentido Y



Fuente: ETABS 2016

La pérdida de rigidez en la estructura producto del proceso de análisis no lineal produce que su período de vibración que inicialmente era de 0.975 segundos en el rango lineal pase a 1.632 segundos para la demanda del espectro NEC, este período se sitúan en un intervalo en el cual las aceleraciones del espectro Determinista son mayores a las del espectro de la normativa, lo que lo vuelve más crítico en lo que a verificación desempeño corresponde.

Figura 168 Aceleraciones en el Rango Lineal y no Lineal



Fuente: Álvaro Luna

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

En base a los resultados obtenidos de los diferentes análisis realizados se pudo confirmar la hipótesis anteriormente planteada, verificando que el espectro Determinista el cual fue obtenido a partir de un estudio de Peligro Sísmico influye en el desempeño de las estructuras del sector la Floresta II.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El presente estudio se realizó con la finalidad de conocer cómo se atenúan y cuál es el daño que causan a las estructuras las aceleraciones producidas por la liberación de energía de las principales fuentes sismogénicas que afectan al sector la Floresta II ubicado en la ciudad de Ambato, esta investigación servirá como referencia para futuros estudios. Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

- A partir de los datos sísmicos obtenidos como fueron: tipo de falla, magnitud de momento (M_w), velocidad de onda cortante (V_s) y distancia horizontal más cercana a la proyección de la falla (R_{JB}) se logró generar espectros en aceleración con el 5% de amortiguamiento para las principales fuentes sísmicas del sector.
- Del estudio de peligro sísmico determinista se pudo apreciar en las gráficas que el espectro crítico para períodos cortos está asociado a un evento sísmico producido por la falla de Ambato, el cual calculado en base al modelo de Akkar y Bommer genera aceleraciones espectrales que superan a las propuestas por la NEC-2015 en el intervalo de períodos de 0.23 a 0.45 segundos, alcanzando valores de hasta 1.318 g.
- Los espectros generados por los modelos de atenuación para la falla de subducción presentan aceleraciones altas en relación a las sugeridas por el espectro de la normativa para períodos que oscilan en el intervalo de 1.01 a 4.81 segundos, siendo el Modelo de Zhao 2006 el más crítico con valores que llegan a ser 1.5 veces mayores a las aceleraciones espectrales de la NEC 2015.

- En base a las formas espectrales calculadas para la zona de estudio, se demostró que las fallas corticales son críticas en estructuras cercanas a la fuente que posean períodos de vibración bajo (edificios de 2 a 4 pisos), mientras que la liberación de energía de la falla de subducción afecta a las estructuras con períodos altos (edificios de 10 pisos en adelante) que se encuentran a distancias lejanas de la fuente.

- El resultado de evaluar un modelo estructural que representa a las edificaciones de período corto en la zona, determinó que el espectro determinista es crítico en el análisis lineal (estático y dinámico) para estructuras con períodos de vibración que oscilan entre 0.23 y 0.45 segundos, por otro lado, el análisis estático no lineal estableció una inversión en el predominio de demandas, es decir, el espectro NEC 2015 se convirtió en el espectro con mayores demandas en lo que a verificación de niveles de desempeño corresponde, esto debido a que la pérdida de rigidez en la estructura, producto de su incursión en el rango no lineal obligó a un aumento del período de vibración, situando a la edificación en intervalos dominados por el espectro NEC 2015, logrando el nivel de desempeño Colapso, mientras que el espectro determinista alcanzó su punto de desempeño en zona de Prevención de Colapso en los dos sentidos principales de la estructura.

- La respuesta estructural del edificio de 4 niveles al análisis lineal en sus dos sentidos, dio como resultado sollicitaciones en derivas y cortantes dominadas por el espectro NEC 2015, por otra parte, los niveles de desempeño en el sentido X no fueron registrados para ningún espectro debido a la baja capacidad de la estructura en esta dirección, cabe notar que las demandas de desplazamiento del espectro Determinista eran superiores al espectro NEC 2015; en el sentido Y el espectro NEC 2015 localizó su punto de desempeño en zona de colapso mientras que el espectro Determinista no registro punto de desempeño, con lo cual podemos concluir que existe una modificación en la superioridad de demandas para el análisis lineal y no lineal la cual es dependiente de período de vibración efectivo de la estructura.

- En el análisis lineal de la edificación de 7 pisos el Espectro NEC 2015 fue ligeramente superior al espectro Determinista tanto en cortantes como derivas para el ámbito estático y dinámico, sin embargo, el análisis no lineal en los dos sentidos principales de la estructura se caracterizó por ubicar el punto de desempeño del espectro NEC 2015 en zona de colapso, mientras que el espectro Determinista no registro punto de desempeño. De tal manera se comprueba la inversión en dominio de demandas que sufren la estructuras debido al aumento del período de vibración.

5.2 RECOMENDACIONES

- Dado que existen intervalos en los cuales las aceleraciones del espectro determinista superan al NEC y viceversa, se recomienda realizar el diseño de las estructuras mediante el espectro que provea las mayores aceleraciones, basados en el período fundamental de la estructura. En lo correspondiente a la verificación del desempeño estructural se recomienda verificar el desempeño de la estructura tanto para el espectro determinista como para el NEC.
- La utilización del Pushover para verificación del desempeño es el primer paso en análisis no lineal debido al número de simplificaciones que este realiza para simular el comportamiento de la estructura, por lo que se recomienda para futuras investigaciones la utilización de un método más preciso como el Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia.
- Las Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo se encuentran constantemente actualizándose debido al incremento de los registros que existen en las estaciones sismológicas, por ende, se recomienda actualizar este tipo de investigaciones utilizando nuevos coeficientes.
- Debido a la cercana distancia que existe entre las edificaciones a las fallas analizadas, se recomienda realizar estudios que verifiquen el comportamiento estructural de las edificaciones en la zona estudio en base al componente vertical del sismo.
- Se recomienda evaluar el desempeño de estructuras esenciales, especiales y diferentes a las de edificación mediante el uso del espectro Determinista y el NEC para contrastar las demandas que cada uno infiere a estas estructuras.

C. MATERIAL DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

- [1] FEMA440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Washington, D.C., 2005.
- [2] L. Taípe, Análisis de las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante en período 2000-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos, Quito, 2013.
- [3] F. Cobos, Estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato Campus Huachi, Ambato, 2017.
- [4] C. Ortiz, Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador, Madrid, 2013.
- [5] A. Roberto, Análisis sísmico por desempeño, Quito, 2003.
- [6] NEC-SE-DS, Diseño Sismo Resistente, Quito, 2015.
- [7] FEMA356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, 2000.
- [8] R. Bonnet, Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Barcelona, 2003.
- [9] ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Redwood City, 1996.
- [10] J. Mander, M. Priestley and R. Park, Theoretical Stress-Strain Model, 1988.
- [11] M. Escamilla, Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares, México, 2010.
- [12] ASCE41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, Virginia, 2014.
- [13] P. Pasotti, Boletín de la Filial Rosario de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos GAEA, Rosario, 1977.
- [14] C. Werlinger, Biología Marina y Oceanografía: Conceptos y Procesos, Chile, 2004.
- [15] F. Vidal, Los Terremotos y sus Causas.

- [16] P. Quinde and E. Reinoso, Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca, 2016.
- [17] S. Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering, 1996.
- [18] V. Schmidt, Ecuaciones predictivas del movimiento del suelo para América Central, con datos de 1972 a 2010., 2014.
- [19] J. Stewart, J. Douglas and M. Javanbarg, Selection of Ground Motion Prediction, Los Angeles.
- [20] UCR, ¿Cuál es la diferencia entre la escala de Richter y la escala de Magnitud Momento?, Costa Rica, 2011.
- [21] F. Yépez, Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación., Quito, 2001.
- [22] IGEPN, "<http://www.igepn.edu.ec>," 2016. [Online].
- [23] INEN 689, Ensayo de Penetración Estándar, Quito.
- [24] B. Kirar, Correlation Between Shear Wave Velocity (V_s) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region, 2016.
- [25] D. Boore and G. Atkinson, Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s., 2008.
- [26] S. Akkar and J. Bommer, Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the middle East, 2010.
- [27] R. Youngs, Strong Ground Motion Attenuation Relationships far Subduction Zone Earthquakes, 1997.
- [28] J. Zhao, Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period, 2006.
- [29] G. Atkinson and D. Boore, Empirical Ground-Motion Relations for Subduction-Zone Earthquakes and Their Application to Cascadia and Other Regions, 2003.
- [30] L. E. García Reyes, Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, Bogotá, 1998.
- [31] L. Hora, "Ambato necesita identificar zonas de alto riesgo," 2002. [Online].

2. ANEXOS

ANEXO A

Fotografía 1 Colocación del equipo



Fotografía 2 Hincado del martinete



Fotografía 3 Extracción de la cuchara partida



Fotografía 4 Obtención de la muestra de suelo



Fotografía 5 Ensayo Granulométrico a muestra extraídas



Fotografía 6 Pesando la muestra



ANEXO B

Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del período

Período	blin	b1	b2
PGA	-0.36	-0.64	-0.14
0.01	-0.36	-0.64	-0.14
0.02	-0.34	-0.63	-0.12
0.03	-0.33	-0.62	-0.11
0.05	-0.29	-0.64	-0.11
0.075	-0.23	-0.64	-0.11
0.1	-0.25	-0.60	-0.13
0.15	-0.28	-0.53	-0.18
0.2	-0.31	-0.52	-0.19
0.25	-0.39	-0.52	-0.16
0.3	-0.44	-0.52	-0.14
0.4	-0.50	-0.51	-0.10
0.5	-0.60	-0.50	-0.06
0.75	-0.69	-0.47	0.00
1	-0.70	-0.44	0.00
1.5	-0.72	-0.40	0.00
2	-0.73	-0.38	0.00
3	-0.74	-0.34	0.00
4	-0.75	-0.31	0.00
5	-0.75	-0.29	0.00
7.5	-0.69	-0.25	0.00
10	-0.65	-0.22	0.00

Fuente: Boore y Atkinson 2008

Coeficientes de escala de distancia ($M_{ref} = 4,5$ y $R_{ref} = 1,0$ km para todos los períodos, excepto $R_{ref} = 5,0$ km para pga4nl)

Período	c1	c2	c3	h
PGA	-0.6605	0.1197	-0.01151	1.35
0.01	-0.6622	0.12	-0.01151	1.35
0.02	-0.666	0.1228	-0.01151	1.35
0.03	-0.6901	0.1283	-0.01151	1.35
0.05	-0.717	0.1317	-0.01151	1.35
0.075	-0.7205	0.1237	-0.01151	1.55
0.1	-0.7081	0.1117	-0.01151	1.68
0.15	-0.6961	0.09884	-0.01113	1.86
0.2	-0.583	0.04273	-0.00952	1.98
0.25	-0.5726	0.02977	-0.00837	2.07
0.3	-0.5543	0.01955	-0.0075	2.14
0.4	-0.6443	0.04394	-0.00626	2.24
0.5	-0.6914	0.0608	-0.0054	2.32
0.75	-0.7408	0.07518	-0.00409	2.46
1	-0.8183	0.1027	-0.00334	2.54
1.5	-0.8303	0.09793	-0.00255	2.66
2	-0.8285	0.09432	-0.00217	2.73
3	-0.7844	0.07282	-0.00191	2.83
4	-0.6854	0.03758	-0.00191	2.89
5	-0.5096	-0.02391	-0.00191	2.93
7.5	-0.3724	-0.06568	-0.00191	3
10	-0.09824	-0.138	-0.00191	3.04

Fuente: Boore y Atkinson 2008

Coeficientes de escala de magnitud

Período	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	Mh
PGA	-0.53804	-0.5035	-0.75472	-0.5097	0.28805	-0.10164	0	6.75
0.01	-0.52883	-0.49429	-0.74551	-0.49966	0.28897	-0.10019	0	6.75
0.02	-0.52192	-0.48508	-0.73906	-0.48895	0.25144	-0.11006	0	6.75
0.03	-0.45285	-0.41831	-0.66722	-0.42229	0.17976	-0.12858	0	6.75
0.05	-0.28476	-0.25022	-0.48462	-0.26092	0.06369	-0.15752	0	6.75
0.075	0.00767	0.04912	-0.20578	0.02706	0.0117	-0.17051	0	6.75
0.1	0.20109	0.23102	0.03058	0.22193	0.04697	-0.15948	0	6.75
0.15	0.46128	0.48661	0.30185	0.49328	0.1799	-0.14539	0	6.75
0.2	0.5718	0.59253	0.4086	0.61472	0.52729	-0.12964	0.00102	6.75
0.25	0.51884	0.53496	0.3388	0.57747	0.6088	-0.13843	0.08607	6.75
0.3	0.43825	0.44516	0.25356	0.5199	0.64472	-0.15694	0.10601	6.75
0.4	0.3922	0.40602	0.21398	0.4608	0.7861	-0.07843	0.02262	6.75
0.5	0.18957	0.19878	0.00967	0.26337	0.76837	-0.09054	0	6.75
0.75	-0.21338	-0.19496	-0.49176	-0.10813	0.75179	-0.14053	0.10302	6.75
1	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.3933	0.6788	-0.18257	0.05393	6.75
1.5	-0.86271	-0.79593	-1.20902	-0.88085	0.70689	-0.2595	0.19082	6.75
2	-1.22652	-1.15514	-1.57697	-1.27669	0.77989	-0.29657	0.29888	6.75
3	-1.82979	-1.7469	-2.22584	-1.91814	0.77966	-0.45384	0.67466	6.75
4	-2.24656	-2.15906	-2.58228	-2.38168	1.24961	-0.35874	0.79508	6.75
5	-1.28408	-1.2127	-1.50904	-1.41093	0.14271	-0.39006	0	8.5
7.5	-1.43145	-1.31632	-1.81022	-1.59217	0.52407	-0.37578	0	8.5
10	-2.15446	-2.16137	-2.53323	-2.14635	0.40387	-0.48492	0	8.5

Fuente: Boore y Atkinson 2008

ANEXO C

Coeficientes de las ecuaciones 23 y 51 para la predicción de Pseudoaceleración
espectral

Período	b1	b2	b3	b4	b5	b6
0	1.04159	0.91333	-0.0814	-2.92728	0.2812	7.86638
0.05	2.11528	0.72571	-0.07351	-3.33201	0.33534	7.74734
0.1	2.11994	0.75179	-0.07448	-3.10538	0.30253	8.21405
0.15	1.64489	0.83683	-0.07544	-2.75848	0.2549	8.31786
0.2	0.92065	0.96815	-0.07903	-2.49264	0.2179	8.21914
0.25	0.13978	1.13068	-0.08761	-2.33824	0.20089	7.20688
0.3	-0.84006	1.37439	-0.10349	-2.19123	0.18139	6.54299
0.35	-1.32207	1.47055	-0.10873	-2.12993	0.17485	6.24751
0.4	-1.7032	1.5593	-0.11388	-2.12718	0.17137	6.57173
0.45	-1.97201	1.61645	-0.11742	-2.16619	0.177	6.78082
0.5	-2.76925	1.83268	-0.13202	-2.12969	0.16877	7.17423
0.55	-3.51672	2.02523	-0.14495	-2.04211	0.15617	6.7617
0.6	-3.92759	2.08471	-0.14648	-1.88144	0.13621	6.10103
0.65	-4.4949	2.21154	-0.15522	-1.79031	0.12916	5.19135
0.7	-4.62925	2.21764	-0.15491	-1.798	0.13495	4.46323
0.75	-4.95053	2.29142	-0.15983	-1.81321	0.1392	4.27945
0.8	-5.32863	2.38389	-0.16571	-1.77273	0.13273	4.37011
0.85	-5.75799	2.50635	-0.17479	-1.77068	0.13096	4.62192
0.9	-5.82689	2.50287	-0.17367	-1.76295	0.13059	4.65393
0.95	-5.90592	2.51405	-0.17417	-1.79854	0.13535	4.8454
1	-6.17066	2.58558	-0.17938	-1.80717	0.13599	4.97596
1.05	-6.60337	2.69584	-0.18646	-1.73843	0.12485	5.04489
1.1	-6.90379	2.77044	-0.19171	-1.71109	0.12227	5.00975
1.15	-6.9618	2.75857	-0.1889	-1.66588	0.11447	5.08902
1.2	-6.99236	2.73427	-0.18491	-1.5912	0.10265	5.03274
1.25	-6.74613	2.62375	-0.17392	-1.52886	0.09129	5.08347
1.3	-6.51719	2.51869	-0.1633	-1.46527	0.08005	5.14423

1.35	-6.55821	2.52238	-0.16307	-1.48223	0.08173	5.29006
1.4	-6.61945	2.52611	-0.16274	-1.48257	0.08213	5.3349
1.45	-6.62737	2.49858	-0.1591	-1.4331	0.07577	5.19412
1.5	-6.71787	2.49486	-0.15689	-1.35301	0.06379	5.1575
1.55	-6.80776	2.50291	-0.15629	-1.31227	0.05697	5.27441
1.6	-6.83632	2.51009	-0.15676	-1.3326	0.0587	5.54539
1.65	-6.88684	2.54048	-0.15995	-1.40931	0.0686	5.93828
1.7	-6.946	2.57151	-0.16294	-1.47676	0.07672	6.36599
1.75	-7.09166	2.62938	-0.16794	-1.54037	0.08428	6.82292
1.8	-7.22818	2.66824	-0.17057	-1.54273	0.08325	7.11603
1.85	-7.29772	2.67565	-0.17004	-1.50936	0.07663	7.31928
1.9	-7.35522	2.67749	-0.16934	-1.46988	0.07065	7.25988
1.95	-7.40716	2.68206	-0.16906	-1.43816	0.06525	7.25344
2	-7.50404	2.71004	-0.1713	-1.44395	0.06602	7.26059
2.05	-7.55598	2.72737	-0.17291	-1.45794	0.06774	7.4032
2.1	-7.53463	2.71709	-0.17221	-1.46662	0.0694	7.46168
2.15	-7.50811	2.71035	-0.17212	-1.49679	0.07429	7.51273
2.2	-8.09168	2.91159	-0.1892	-1.55644	0.08428	7.77062
2.25	-8.11057	2.92087	-0.19044	-1.59537	0.09052	7.87702
2.3	-8.16272	2.93325	-0.19155	-1.60461	0.09284	7.91753
2.35	-7.94704	2.85328	-0.18539	-1.57428	0.09077	7.61956
2.4	-7.96679	2.85363	-0.18561	-1.57833	0.09288	7.59643
2.45	-7.97878	2.849	-0.18527	-1.57728	0.09428	7.50338
2.5	-7.88403	2.81817	-0.1832	-1.60381	0.09887	7.53947
2.55	-7.68101	2.7572	-0.17905	-1.65212	0.1068	7.61893
2.6	-7.72574	2.82043	-0.18717	-1.88782	0.14049	8.12248
2.65	-7.53288	2.74824	-0.18142	-1.89525	0.14356	7.92236
2.7	-7.41587	2.69012	-0.17632	-1.87041	0.14283	7.49999
2.75	-7.34541	2.65352	-0.17313	-1.86079	0.1434	7.26668
2.8	-7.24561	2.61028	-0.16951	-1.85612	0.14444	7.11861
2.85	-7.07107	2.56123	-0.16616	-1.90422	0.15127	7.36277
2.9	-6.99332	2.52699	-0.16303	-1.89704	0.15039	7.45038

2.95	-6.95669	2.51006	-0.16142	-1.90132	0.15081	7.60234
3	-6.92924	2.45899	-0.15513	-1.76801	0.13314	7.2195

Fuente: Akkar y Bommer 2010

Coefficientes de las ecuaciones 23 y 51 para la predicción de Pseudoaceleración
espectral

Período	b7	b8	b9	b10	σ_1	σ_2
0	0.08753	0.01527	-0.04189	0.08015	0.261	0.0994
0.05	0.04707	-0.02426	-0.0426	0.08649	0.272	0.1142
0.1	0.02667	-0.00062	-0.04906	0.0791	0.2728	0.1167
0.15	0.02578	0.01703	-0.04184	0.0784	0.2788	0.1192
0.2	0.06557	0.02105	-0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.0981	0.03919	-0.04853	0.08577	0.2871	0.099
0.3	0.12847	0.0434	-0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	0.16213	0.06695	-0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.4	0.21222	0.09201	-0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	0.24121	0.11675	-0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.5	0.25944	0.13562	-0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	0.26498	0.14446	-0.04259	0.06945	0.307	0.1274
0.6	0.27718	0.15156	-0.03853	0.05932	0.3007	0.143
0.65	0.28574	0.15239	-0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.7	0.30348	0.15652	-0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	0.31516	0.16333	-0.0405	0.04253	0.2973	0.1602
0.8	0.32153	0.17366	-0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	0.3352	0.1848	-0.03786	0.02867	0.2917	0.1543
0.9	0.34849	0.19061	-0.02884	0.02475	0.2915	0.1521
0.95	0.35919	0.19411	-0.02209	0.02502	0.2912	0.1484
1	0.36619	0.19519	-0.02269	0.02121	0.2895	0.1483
1.05	0.37278	0.19461	-0.02613	0.01115	0.2888	0.1465
1.1	0.37756	0.19423	-0.02655	0.0014	0.2896	0.1427
1.15	0.38149	0.19402	-0.02088	0.00148	0.2871	0.1435
1.2	0.3812	0.19309	-0.01623	0.00413	0.2878	0.1439

1.25	0.38782	0.19392	-0.01826	0.00413	0.2863	0.1453
1.3	0.38862	0.19273	-0.01902	-0.00369	0.2869	0.1427
1.35	0.38677	0.19082	-0.01842	-0.00897	0.2885	0.1428
1.4	0.38625	0.19285	-0.01607	-0.00876	0.2875	0.1458
1.45	0.38285	0.19161	-0.01288	-0.00564	0.2857	0.1477
1.5	0.37867	0.18812	-0.01208	-0.00215	0.2839	0.1468
1.55	0.37267	0.18568	-0.00845	-0.00047	0.2845	0.145
1.6	0.36952	0.18149	-0.00533	-0.00006	0.2844	0.1457
1.65	0.36531	0.17617	-0.00852	-0.00301	0.2841	0.1503
1.7	0.35936	0.17301	-0.01204	-0.00744	0.284	0.1537
1.75	0.35284	0.16945	-0.01386	-0.01387	0.284	0.1558
1.8	0.34775	0.16743	-0.01402	-0.01492	0.2834	0.1582
1.85	0.34561	0.1673	-0.01526	-0.01192	0.2828	0.1592
1.9	0.34142	0.16325	-0.01563	-0.00703	0.2826	0.1611
1.95	0.3372	0.16171	-0.01848	-0.00351	0.2832	0.1642
2	0.33298	0.15839	-0.02258	-0.00486	0.2835	0.1657
2.05	0.3301	0.15496	-0.02626	-0.00731	0.2836	0.1665
2.1	0.32645	0.15337	-0.0292	-0.00871	0.2832	0.1663
2.15	0.32439	0.15264	-0.03484	-0.01225	0.283	0.1661
2.2	0.31354	0.1443	-0.03985	-0.01927	0.283	0.1627
2.25	0.30997	0.1443	-0.04155	-0.02322	0.283	0.1627
2.3	0.30826	0.14412	-0.04238	-0.02626	0.2829	0.1633
2.35	0.32071	0.14321	-0.04963	-0.02342	0.2815	0.1632
2.4	0.31801	0.14301	-0.0491	-0.0257	0.2826	0.1645
2.45	0.31401	0.14324	-0.04812	-0.02643	0.2825	0.1665
2.5	0.31104	0.14332	-0.0471	-0.02769	0.2818	0.1681
2.55	0.30875	0.14343	-0.04607	-0.02819	0.2818	0.1688
2.6	0.31122	0.14255	-0.05106	-0.02966	0.2838	0.1741
2.65	0.30935	0.14223	-0.05024	-0.0293	0.2845	0.1759
2.7	0.30688	0.14074	-0.04887	-0.02963	0.2854	0.1772
2.75	0.30635	0.14052	-0.04743	-0.02919	0.2862	0.1783
2.8	0.30534	0.13923	-0.04731	-0.02751	0.2867	0.1794

2.85	0.30508	0.13933	-0.04522	-0.02776	0.2869	0.1788
2.9	0.30362	0.13776	-0.04203	-0.02615	0.2874	0.1784
2.95	0.29987	0.13584	-0.03863	-0.02487	0.2872	0.1783
3	0.29772	0.13198	-0.03855	-0.02469	0.2876	0.1785

Fuente: Akkar y Bommer 2010

ANEXO D

Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria

Período	a	b	c	d	e	SR	SI	Ss	SsL
0.00	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0	2.607	-0.528
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.06	0.01463	0.251	0	2.764	-0.551
0.10	1.118	-0.00787	0.009	1.083	0.01423	0.24	0	2.156	-0.42
0.15	1.134	-0.00722	0.01	1.053	0.01509	0.251	0	2.161	-0.431
0.20	1.147	-0.00659	0.012	1.014	0.01462	0.26	0	1.901	-0.372
0.25	1.149	-0.0059	0.014	0.966	0.01459	0.0269	0	1.814	-0.36
0.30	1.163	-0.0052	0.015	0.934	0.01458	0.259	0	2.181	-0.45
0.40	1.2	-0.00422	0.01	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.25	-0.00338	0.006	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554
0.60	1.293	-0.00282	0.003	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.22	-0.146	2.654	-0.572
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.48	-0.54
0.90	1.433	-0.00232	0.002	1.109	0.00972	0.22	-0.206	2.332	-0.522
1.00	1.479	-0.0022	0.002	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509
1.25	1.551	-0.00207	0.002	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469
1.50	1.621	-0.00224	0.002	1.091	0.00928	0.248	-0.306	1.589	-0.379
2.00	1.694	-0.00201	0.0025	1.055	0.00833	0.263	-0.32	0.966	-0.248
2.50	1.748	-0.00187	0.0028	1.052	0.00776	0.262	-0.337	0.789	-0.221
3.00	1.759	-0.00147	0.0032	1.025	0.00644	0.307	-0.331	1.037	-0.263
4.00	1.826	-0.00195	0.004	1.044	0.0059	0.353	-0.39	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.005	1.065	0.0051	0.248	-0.498	0.225	-0.12

Fuente: Zhao 2006

Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción

Período	CH	C1	C2	C3	C4	σ	τ	σT
0	0.293	1.111	1.344	1.355	1.42	0.604	0.398	0.7233395
0.05	0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	0.64	0.444	0.7789326
0.1	1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	0.694	0.49	0.8495505
0.15	1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	0.702	0.46	0.8392878
0.2	1.28	1.669	2.085	2.001	2.03	0.692	0.423	0.8110444
0.25	1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	0.682	0.391	0.7861329
0.3	0.852	1.172	1.683	1.808	1.77	0.67	0.379	0.7697668
0.4	0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	0.659	0.39	0.7657552
0.5	-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.653	0.389	0.7600855
0.6	-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	0.653	0.401	0.7662963
0.7	-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	0.652	0.408	0.7691346
0.8	-1.609	-1.325	-0.928	-0.62	-0.246	0.647	0.418	0.7702811
0.9	-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	0.653	0.411	0.7715763
1	-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	0.657	0.41	0.7744346
1.25	-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	0.66	0.402	0.7727898
1.5	-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	0.664	0.408	0.779333
2	-4.783	-4.41	-4.039	-3.871	-3.64	0.669	0.414	0.7867382
2.5	-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	0.671	0.411	0.7868685
3	-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	0.667	0.396	0.7756965
4	-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	0.647	0.382	0.7513541
5	-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	0.643	0.377	0.745371

Fuente: Zhao 2006

ANEXO E

Relaciones de atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal
(amortiguación del 5%) para los terremotos de subducción para el suelo

Período	C1	C2	C3	C4	C5
0	0	0	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.4	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.3	0.793	-0.002	-2.327	1.45	-0.1
0.4	0.144	-0.002	-2.23	1.45	-0.1
0.5	-0.438	-0.0035	-2.14	1.45	-0.1
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1	-2.87	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.5	-5.101	-0.0114	-1.47	1.5	-0.1
2	-6.433	-0.0164	-1.29	1.55	-0.1
3	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

Fuente: Youngs 1997

ANEXO F

Coeficientes de la regresión para eventos interplaca

Período	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	σ	σ_1	σ_2
0.000	3.14	0.03525	0.00759	-0.00206	0.190	0.240	0.290	0.230	0.200	0.110
0.040	3.05	0.07052	0.01004	-0.00278	0.150	0.200	0.200	0.260	0.220	0.140
0.100	2.95	0.09841	0.00974	-0.00287	0.150	0.230	0.200	0.270	0.250	0.100
0.200	2.84	0.12386	0.00884	-0.00280	0.150	0.270	0.250	0.280	0.250	0.130
0.400	2.58	0.14770	0.00728	-0.00235	0.130	0.370	0.380	0.290	0.250	0.150
1.000	2.18	0.13450	0.00521	-0.00110	0.100	0.300	0.550	0.340	0.280	0.190
2.000	2.14	0.07148	0.00224	0.00000	0.100	0.250	0.400	0.340	0.290	0.180
3.030	2.27	0.02237	0.00012	0.00000	0.100	0.250	0.360	0.360	0.310	0.180

Fuente: Atkinson y Boore 20003