

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**COMPARACIÓN DE LAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO Y EL
DESEMPEÑO REAL DE UNA ESTRUCTURA, MEDIANTE
ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, ANÁLISIS PUSHOVER Y ANÁLISIS
DE HISTORIA EN EL TIEMPO EN UNA ESTRUCTURA DE
HORMIGÓN ARMADO, INCLUYENDO ELEMENTOS NO
ESTRUCTURALES**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

SILVIA PATRICIA SANGUCHO PUMISACHO

silvia.sangucho@epn.edu.ec

DIRECTORA: Ing. María Belén Correa Vallejo MSc.

maria.corream@epn.edu.ec

CO-DIRECTOR: Ing. Diego Andrés Sosa Caiza PhD.

diego.sosac@epn.edu.ec

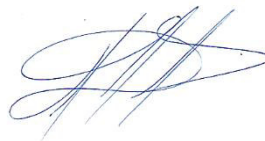
Quito, abril 2022

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Silvia Patricia Sangucho Pumisacho, bajo nuestra supervisión.



**DIRECTORA: Ing. María Belén
Correa Vallejo M. Sc**



**CODIRECTOR: Ing. Diego Andrés
Sosa Caiza PhD.**

DECLARACIÓN

Yo, Silvia Patricia Sangucho Pumisacho, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer usos de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.



Silvia Patricia Sangucho Pumisacho

DEDICATORIA

A mis padres, Jorge y Consuelo por su amor y apoyo incondicional durante cada una de las etapas de mi vida. De manera muy especial a mi madre por haber sido el pilar fundamental de mi vida, por su infinito amor, sabiduría y apoyo frente a cada una de las adversidades que he tenido que afrontar en este largo camino llamado vida.

A mi hermano Elian, por cada broma, palabra de aliento y por confiar en mi a pesar de mis errores como su ejemplo a seguir.

A la ingeniera María Belén Correa y al ingeniero Diego Sosa por su guía, paciencia y enseñanzas.

A Guillermo Escobar por su amistad, confianza, enseñanza y sabios consejos durante mi vida universitaria.

AGRADECIMIENTO

A Dios y a San Miguelito Arcángel por ser mi fortaleza.

A mis padres Jorge y Consuelo junto a mi hermano Elian, por estar siempre a mi lado los quiero mucho.

A mi tío Jorge por estar siempre pendiente de mi en el transcurso de mi carrera universitaria.

A mi abuelita María por su cariño y sabios consejos estoy segura que desde el cielo está feliz por mí.

A los ingenieros Raúl Paredes y Carol Chávez por brindarme su valioso tiempo e información oportuna durante la realización de este proyecto.

A mi primo Ronnie Aimacaña por haberme apoyado desde el primer día que llegué a la EPN.

A mis amigas Diana y Amanda con quienes he compartido momentos tristes y alegres desde el momento en que empezó nuestra carrera, las quiero chicas.

A mi amiga Adriana Zapata por sus palabras de apoyo y amistad incondicional a lo largo de estos años.

A mis amigos y amigas de mi querida EPN, quienes alegraron mis días durante mi etapa universitaria infinitas gracias por haberme brindado una sonrisa, un abrazo y una palabra de aliento sincera, les deseo el mejor de los éxitos.

Finalmente, quiero agradecer a la Escuela Politécnica Nacional, por permitirme formar parte de tan prestigiosa institución de la cual me llevo los mejores recuerdos y conocimientos.

CONTENIDO

CERTIFICACIÓN.....	II
DECLARACIÓN.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
CONTENIDO.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XXI
RESUMEN.....	XXII
ABSTRACT.....	XXIII
PRESENTACIÓN.....	XXIV
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. GENERAL.....	2
1.2.2. ESPECÍFICOS.....	3
1.3. ALCANCE.....	3
1.4. JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	4
1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	5
1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	6
CAPÍTULO 2.....	8

2. MARCO TEÓRICO	8
2.1. ANÁLISIS LINEAL	8
2.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	8
2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	9
2.2.1. GENERALIDADES	9
2.2.2. DELIMITACIÓN DE LOS PROCESOS NO LINEALES	9
2.2.3. TIPOS DE TÉCNICAS	9
2.2.4. CARACTERÍSTICAS NO LINEALES DE LOS MATERIALES	10
2.2.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER (NSP)	10
2.3. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA	19
2.3.1. USO HISTÓRICO DE LA MAMPOSTERÍA	20
2.3.2. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA MAMPOSTERÍA	21
2.4. METODOLOGÍAS APLICADAS ANTERIORMENTE	29
2.4.1. TÉCNICAS DE ANÁLISIS PARA PROPIEDADES DINÁMICAS	29
2.4.2. MÉTODO DE ANÁLISIS PARA MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA	30
2.5. ANÁLISIS PUSHOVER MULTIMODAL (MPA)	36
2.6. ANÁLISIS DE HISTORIA EN EL TIEMPO (NL-RHA)	37
2.6.1. FACTORES POR CONSIDERAR EN LA DEMANDA SÍSMICA	38
2.6.2. DEMANDAS DE DERIVA DE PISO	40
2.7. CRITERIOS INICIALES	42
2.7.1. DEMANDA	42
2.7.2. CURVA DE CAPACIDAD	48
2.7.3. PERÍODO DE VIBRACIÓN	48
2.7.4. MASA MODAL EFECTIVA	49
2.7.5. ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL Y ESENCIAL	49

2.7.6.	ACELEROGRAMAS.....	49
2.7.7.	MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	51
2.7.8.	DESEMPEÑO.....	54
2.8.	ESTADO DEL ARTE	55
2.8.1.	ANTECEDENTES	55
2.8.2.	INVESTIGACIONES REALIZADAS.....	55
CAPÍTULO 3.....		61
3.	METODOLOGÍA	61
3.1.	EDIFICACIÓN ESTUDIADA	61
3.1.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL.....	61
3.1.2.	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA	62
3.1.3.	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	63
3.2.	MODELACIÓN POR MEDIO DE UN SOFTWARE COMERCIAL	65
3.2.1.	PROCESO DE MODELACIÓN	65
3.3.	FORMULACIÓN DEL MODELO	66
3.3.1.	DIMENSIONES DEL MODELO	66
3.3.2.	DEFINICIÓN DE MATERIAL	67
3.3.3.	DEFINICIÓN DE ELEVACIONES.....	71
3.3.4.	DEFINICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	71
3.3.5.	DEFINICIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	79
3.4.	DETERMINACIÓN DE CARGAS.....	82
3.4.1.	CARGA MUERTA.....	82
3.4.2.	CARGA VIVA.....	86
3.4.3.	CARGA SÍSMICA	86
3.4.4.	DEFINICIÓN DE MASAS.....	87

3.5.	MODELOS DESARROLLADOS	87
3.5.1.	MODELO UNO	88
3.5.2.	MODELO DOS	90
CAPÍTULO 4.....		157
4.	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	157
4.1.	RESPUESTAS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER (NSP)	158
4.1.1.	CURVA DE CAPACIDAD NSP	158
4.1.2.	DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA	159
4.1.3.	DERIVA LÍMITE EN CADA PLANTA	160
4.1.4.	DERIVAS CALCULADAS A PARTIR DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 2D	161
4.1.5.	PUNTO DE DESEMPEÑO	167
4.1.6.	NIVELES DE DAÑO	169
4.2.	RESPUESTAS ANÁLISIS PUSHOVER MULTIMODAL (MPA).....	173
4.2.1.	MODOS DE VIBRACIÓN Y SUS RESPECTIVOS PERÍODOS	173
4.2.2.	CURVA DE CAPACIDAD MPA.....	174
4.2.3.	DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA.....	179
4.2.4.	DERIVA LÍMITE EN CADA PLANTA	180
4.2.5.	DERIVAS CALCULADAS A PARTIR DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 2D	181
4.2.6.	NIVELES DE DAÑO	197
4.3.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE HISTORIA EN EL TIEMPO (NL-RHA)	212
4.3.1.	DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA.....	212
4.3.2.	DERIVA LÍMITE EN CADA PLANTA	213
4.3.3.	NIVELES DE DAÑO	215
4.4.	PERÍODO DE VIBRACIÓN.....	228

4.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	230
4.5.1. DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA.....	230
4.5.2. DERIVAS LÍMITE EN CADA PLANTA.....	232
CAPÍTULO 5.....	234
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	234
5.1. CONCLUSIONES.....	234
5.2. RECOMENDACIONES.....	239
BIBLIOGRAFÍA.....	240
ANEXOS.....	251

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 <i>Amplificación espectral NEC15</i>	43
Tabla 2.2 <i>Factor utilizado en el espectro de diseño elástico NEC15</i>	43
Tabla 2.3 <i>Límites de aceptación utilizados para el análisis</i>	55
Tabla 3.1 <i>Distribución arquitectónica edificio Alicante</i>	62
Tabla 3.2 <i>Continuación de la Distribución arquitectónica edificio Alicante</i>	63
Tabla 3.3 <i>Propiedades de los materiales</i>	67
Tabla 3.4 <i>Elevaciones</i>	71
Tabla 3.5 <i>Secciones de vigas, columnas y cadenas de amarre</i>	73
Tabla 3.6 <i>Secciones de losas</i>	77
Tabla 3.7 <i>Espesores Equivalentes para los mampuestos</i>	81
Tabla 3.8 <i>Carga muerta por aliviamientos en losa</i>	83
Tabla 3.9 <i>Pesos por m² de mampostería</i>	83
Tabla 3.10 <i>Peso mampuestos por m² de losa</i>	84
Tabla 3.11 <i>Sobrecarga adicional por m² en planta</i>	85
Tabla 3.12 <i>Resumen de carga muerta ingresada directamente a las losas</i>	85
Tabla 3.13 <i>Carga viva</i>	86
Tabla 3.14 <i>Coefficientes para el cortante basal</i>	87
Tabla 3.15 <i>Períodos de vibración modelo siete</i>	89
Tabla 3.16 <i>Períodos de vibración modelo uno</i>	89
Tabla 3.17 <i>Calculo del % de error entre el modelo siete y el modelo uno</i>	90
Tabla 3.18 <i>Rigidez secante de puntales tipo link</i>	92
Tabla 3.19 <i>% Deriva de mampostería de bloque</i>	96

Tabla 3.20	<i>Desplazamientos para los diferentes niveles de daño</i>	96
Tabla 3.21	<i>Fuerza para los diferentes niveles de daño sin parametrizar</i>	97
Tabla 3.22	<i>Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados</i>	97
Tabla 3.23	<i>Continuación Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados</i>	98
Tabla 3.24	<i>Continuación Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados</i>	99
Tabla 3.25	<i>Continuación Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados</i>	100
Tabla 3.26	<i>Resumen de registros sísmicos obtenidos</i>	123
Tabla 4.1	<i>Alturas definidas para presentación de resultados</i>	157
Tabla 4.2	<i>Control de derivas en X Eje 2D</i>	162
Tabla 4.3	<i>Continuación Control de derivas en X Eje 2D</i>	163
Tabla 4.4	<i>Control de derivas en Y Eje 2D</i>	164
Tabla 4.5	<i>Continuación Control de derivas en Y Eje 2D</i>	165
Tabla 4.6	<i>Derivas máximas inelásticas Eje 2D</i>	167
Tabla 4.7	<i>Datos obtenidos del punto de desempeño</i>	168
Tabla 4.8	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso pushover (x)</i>	170
Tabla 4.9	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	170
Tabla 4.10	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso pushover (y)</i>	172
Tabla 4.11	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	172
Tabla 4.12	<i>Resumen de los diferentes modos de vibración seleccionados para el análisis.</i>	173
Tabla 4.13	<i>Control de derivas Modo de vibración (1x)</i>	182
Tabla 4.14	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (1x)</i>	183
Tabla 4.15	<i>Control de derivas Modo de vibración (4x)</i>	184
Tabla 4.16	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (4x)</i>	185
Tabla 4.17	<i>Control de derivas Modo de vibración (5x)</i>	186

Tabla 4.18	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (5x)</i>	187
Tabla 4.19	<i>Control de derivas Modo de vibración (3y)</i>	188
Tabla 4.20	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (3y)</i>	189
Tabla 4.21	<i>Control de derivas Modo de vibración (7y)</i>	190
Tabla 4.22	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (7y)</i>	191
Tabla 4.23	<i>Control de derivas Modo de vibración (8y)</i>	192
Tabla 4.24	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (8y)</i>	193
Tabla 4.25	<i>Control de derivas Modo de vibración (9y)</i>	194
Tabla 4.26	<i>Continuación Control de derivas Modo de vibración (9y)</i>	195
Tabla 4.27	<i>Derivas máximas inelásticas Eje 2D</i>	197
Tabla 4.28	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (1X)</i>	199
Tabla 4.29	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	199
Tabla 4.30	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (4X)</i>	201
Tabla 4.31	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	201
Tabla 4.32	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (5X)</i>	203
Tabla 4.33	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	203
Tabla 4.34	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (3Y)</i>	205
Tabla 4.35	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	205
Tabla 4.36	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (7Y)</i>	207
Tabla 4.37	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	207
Tabla 4.38	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (8Y)</i>	209
Tabla 4.39	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	209
Tabla 4.40	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (9Y)</i>	211
Tabla 4.41	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	211

Tabla 4.42	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso N Palm Springs 1986</i>	216
Tabla 4.43	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	217
Tabla 4.44	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso Loma Prieta Capitola 1989</i>	218
Tabla 4.45	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	218
Tabla 4.46	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso Loma Prieta Bran 1989</i>	220
Tabla 4.47	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	220
Tabla 4.48	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso Loma Prieta Coyote Lake 1989</i>	222
Tabla 4.49	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	222
Tabla 4.50	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso Northridge Simi Valley 1994</i>	224
Tabla 4.51	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	224
Tabla 4.52	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso Northridge La Dam 1994</i>	226
Tabla 4.53	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	226
Tabla 4.54	<i>Desarrollo de rótulas plásticas por piso Chuetsu-Okí Japón 2007</i>	228
Tabla 4.55	<i>Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso</i>	228
Tabla 4.56	<i>Desplazamientos límite en cada planta</i>	231
Tabla 4.57	<i>Desplazamientos límite en cada planta</i>	233

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1.</i> Sistema SDOF equivalente a partir de una curva pushover/capacidad.....	11
<i>Figura 2.2.</i> Conversión del espectro de respuesta a).....	13
<i>Figura 2.3.</i> Conversión del espectro de respuesta b)	15
<i>Figura 2.4.</i> Transformación del espectro de respuesta	15
<i>Figura 2.5.</i> Gráfico del proceso de bilinealización del espectro de capacidad	16
<i>Figura 2.6.</i> Posibilidad del funcionamiento de puntos a través de MADRS.....	18
<i>Figura 2.7.</i> Prismas de mampostería enlucidos y no enlucidos	26
<i>Figura 2.8.</i> Geometría del prisma	26
<i>Figura 2.9.</i> Geometría promedio, bloque 14 cm (medidas en cm).....	27
<i>Figura 2.10.</i> Enlucido de los prismas. Aplicado a los dos costados con un espesor de 0.5 cm.....	28
<i>Figura 2.11.</i> Resumen de resultados para f'_m y E_m de los muretes ensayados.....	28
<i>Figura 2.12</i> Deformadas sucesivas de un pórtico con Mampostería a medida que se conectan los nodos.....	32
<i>Figura 2.13.</i> Variables en la definición del ancho efectivo del puntal diagonal.....	33
<i>Figura 2.14.</i> Definición del modelo de tres puntales	36
<i>Figura 2.15.</i> Curva de capacidad para un edificio de veinte plantas	39
<i>Figura 2.16.</i> Deriva y el impacto frente a diversos modelos.....	40
<i>Figura 2.17.</i> a) Rótulas en vigas, b) Rótulas en columnas y c) Ejemplo de piso blando.....	41
<i>Figura 2.18.</i> Espectro de aceleración	42
<i>Figura 2.19.</i> Zonificación sísmica del Ecuador	44
<i>Figura 2.20.</i> Valores del factor de zona sísmica Z	44
<i>Figura 2.21.</i> Curvas de peligro sísmico ciudad Quito	45

<i>Figura 2.22.</i> Tipo de suelo	45
<i>Figura 2.23.</i> Continuación	46
<i>Figura 2.24.</i> Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	47
<i>Figura 2.25.</i> Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	47
<i>Figura 2.26.</i> Fs: Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos	48
<i>Figura 2.27.</i> Niveles de amenaza sísmica.....	49
<i>Figura 2.28.</i> Curva esfuerzo vs deformación del acero sometido a tensión.....	51
<i>Figura 2.29.</i> Modelo de histéresis kinemático	52
<i>Figura 2.30.</i> Curva esfuerzo vs deformación del concreto confinado y no confinado.....	53
<i>Figura 2.31.</i> Modelo de histéresis Takeda	54
<i>Figura 2.32.</i> Niveles de desempeño estructural y no estructural.....	54
<i>Figura 3.1.</i> Render Edificio Alicante	61
<i>Figura 3.2.</i> Distribución de columnas en planta	64
<i>Figura 3.3.</i> Designación de unidades y códigos	66
<i>Figura 3.4.</i> Definición de las propiedades lineales del hormigón	67
<i>Figura 3.5.</i> Definición de las propiedades no lineales del Hormigón.....	68
<i>Figura 3.6.</i> Definición de las propiedades lineales del acero.....	69
<i>Figura 3.7.</i> Definición de las propiedades no lineales del acero.....	70
<i>Figura 3.8.</i> Definición de las propiedades de la mampostería.....	70
<i>Figura 3.9.</i> Representación del Edificio Alicante.....	72
<i>Figura 3.10.</i> Definición de vigas	74
<i>Figura 3.11.</i> Definición de columnas.....	76
<i>Figura 3.12.</i> Superficie losa tipo Waffle	76

<i>Figura 3.13.</i> Definición de losa alivianada.....	77
<i>Figura 3.14.</i> Definición de losa maciza.....	78
<i>Figura 3.15.</i> Definición de escaleras	78
<i>Figura 3.16.</i> Definición de muros.....	79
<i>Figura 3.17.</i> Modelo de un elemento tipo puntal.....	81
<i>Figura 3.18.</i> Vista de una planta tipo con mampostería.....	82
<i>Figura 3.19.</i> Definición de masa.....	87
<i>Figura 3.20.</i> Modelo uno. Estructura sin mampostería	88
<i>Figura 3.21.</i> Particularización de la ley del pivote histerético para el puntal diagonal equivalente	93
<i>Figura 3.22.</i> Modelo estructural empleado para la ley de pivot.....	94
<i>Figura 3.23.</i> Curvas de fragilidad para mampostería de bloque, deriva.....	95
<i>Figura 3.24.</i> Curvas de fragilidad para mampostería de bloque, fuerza.....	95
<i>Figura 3.25.</i> Definición de puntal tipo link.....	101
<i>Figura 3.26.</i> Asignación de rótulas plásticas en vigas	102
<i>Figura 3.27.</i> Asignación de rótulas plásticas en columnas.....	103
<i>Figura 3.28.</i> Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=72$ años.....	104
<i>Figura 3.29.</i> Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=225$ años.....	105
<i>Figura 3.30.</i> Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=475$ años.....	106
<i>Figura 3.31.</i> Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=2500$ años.....	107
<i>Figura 3.32.</i> Tipos de carga	108
<i>Figura 3.33.</i> Carga sísmica en X y Y.	108
<i>Figura 3.34.</i> Carga gravitacional.....	110
<i>Figura 3.35.</i> Pushover en dirección X.....	111

<i>Figura 3.36.</i> Pushover en dirección Y	112
<i>Figura 3.37.</i> Carga gravitacional.....	113
<i>Figura 3.38.</i> Ejemplos pushover en dirección X	116
<i>Figura 3.39.</i> Ejemplos pushover en dirección Y	120
<i>Figura 3.40.</i> Características del sistema de fallas de Quito.	121
<i>Figura 3.41.</i> Distancias RRUP y RJB.....	122
<i>Figura 3.42.</i> Corrección de la señal del sismo Loma Prieta. Estación: Bran.....	125
<i>Figura 3.43.</i> Señal corregida y filtrada del sismo Loma Prieta. Estación: Bran.....	126
<i>Figura 3.44.</i> Recorte del sismo Loma Prieta-Estación: Bran.	127
<i>Figura 3.45.</i> Espectro de respuesta de cada registro de acelerogramas	128
<i>Figura 3.46.</i> Espectros SRSS	129
<i>Figura 3.47.</i> Relación espectral	131
<i>Figura 3.48.</i> Espectros SRSS promedio.....	132
<i>Figura 3.49.</i> Procesos modales	133
<i>Figura 3.50.</i> Acelerogramas escalados Sismo de Loma Prieta (Capitolia) 1989.....	135
<i>Figura 3.51.</i> Acelerogramas escalados Sismo N Palm Springs 1986	137
<i>Figura 3.52.</i> Acelerogramas escalados Sismo Loma Prieta Bran 1989.....	139
<i>Figura 3.53.</i> Acelerogramas escalados Sismo Loma Prieta Coyote Lake 1989	141
<i>Figura 3.54.</i> Acelerogramas escalados Sismo Chuetsu-oki Japan 2007.....	143
<i>Figura 3.55.</i> Acelerogramas escalados Sismo Northridge La Dam 1994.....	145
<i>Figura 3.56.</i> Acelerogramas escalados Sismo Northridge Simi Valley 1994	147
<i>Figura 3.57.</i> Función Rampa.....	148
<i>Figura 3.58.</i> Carga gravitacional.....	149
<i>Figura 3.59.</i> Carga por sismo Loma Prieta (Capitolia) 1989	150

<i>Figura 3.60.</i> Carga por sismo N Palm Springs 1986.....	151
<i>Figura 3.61.</i> Carga por sismo Loma Prieta (BRAN) 1989.....	152
<i>Figura 3.62.</i> Carga por sismo Loma Prieta (COYOTE LAKE) 1989.....	153
<i>Figura 3.63.</i> Carga por sismo Chuetsu-oki Japón 2007.....	154
<i>Figura 3.64.</i> Carga por sismo Northridge (LA DAM) 1994.....	155
<i>Figura 3.65.</i> Carga por sismo Northridge (SIMI VALLEY) 1994.....	156
<i>Figura 4.1.</i> Curva de capacidad dirección X.....	158
<i>Figura 4.2.</i> Curva de capacidad dirección Y.....	158
<i>Figura 4.3.</i> Desplazamientos máximos por planta.....	159
<i>Figura 4.4.</i> Derivas máximas de piso.....	160
<i>Figura 4.5.</i> Derivas eje 2D.....	166
<i>Figura 4.6.</i> Punto de desempeño.....	168
<i>Figura 4.7.</i> Desarrollo de rótulas plásticas al aplicar el pushover en sentido X paso (2/14).....	169
<i>Figura 4.8.</i> Desarrollo de rótulas plásticas al aplicar el pushover en sentido Y paso (2/92).....	171
<i>Figura 4.8.</i> Curva de capacidad de los modos traslacionales en dirección (X).....	175
<i>Figura 4.9.</i> Curva de capacidad de los modos traslacionales en dirección (Y).....	177
<i>Figura 4.10.</i> Conjunto multimodal del desplazamiento máximo por planta.....	179
<i>Figura 4.11.</i> Conjunto multimodal de derivas por planta.....	180
<i>Figura 4.12.</i> Combinación modal de derivas.....	196
<i>Figura 4.13.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (1X) paso (3/6).....	198
<i>Figura 4.14.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (4X) paso (2/17).....	200
<i>Figura 4.15.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (5X) paso (2/9).....	202
<i>Figura 4.16.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (3Y) paso (3/3).....	204
<i>Figura 4.17.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (7Y) paso (4/38).....	206

<i>Figura 4.18.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (8Y) paso (4/64)	208
<i>Figura 4.19.</i> Desarrollo de rótulas plásticas modo traslacional (9Y) paso (3/31)	210
<i>Figura 4.20.</i> Desplazamiento máximo de piso	212
<i>Figura 4.21.</i> Derivas máximas de piso.....	214
<i>Figura 4.22.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico N Palm Springs paso (37/675)	215
<i>Figura 4.23.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico.....	217
<i>Figura 4.24.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico.....	219
<i>Figura 4.25.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico.....	221
<i>Figura 4.26.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico.....	223
<i>Figura 4.27.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico.....	225
<i>Figura 4.28.</i> Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico.....	227
<i>Figura 4.29.</i> Comparación entre los desplazamientos límite de cada planta	230
<i>Figura 4.30.</i> Comparación entre las derivas máximas de cada planta.....	232

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Planos Estructurales Edificio Alicante	252
Anexo 2 Planos Arquitectónicos Edificio Alicante	261
Anexo 3 Cálculo del acero colocado en vigas.....	268
Anexo 4 Cálculo puntal equivalente tipo frame.....	283
Anexo 5 Cálculo rigidez equivalente puntal tipo link	288
Anexo 6 Cálculo de la parametrización de la curva Desplazamiento vs Fuerza de puntales tipo link	293
Anexo 7 Código Matlab para tratamiento de registros sísmicos	305
Anexo 8 Código Matlab para escalamiento de registros sísmicos	309

RESUMEN

El presente estudio se lleva a cabo a través de modelos computacionales, los cuales permiten conocer las propiedades dinámicas de una estructura de siete pisos con un subsuelo implantada en la ciudad de Quito. Además, permite comparar las filosofías de diseño a través de diferentes análisis lineales y no lineales, los cuales difieren de manera significativa entre sí. En este trabajo de titulación se ha conseguido determinar la influencia de la mampostería no estructural (paredes) en las propiedades dinámicas de la edificación.

A fin de alcanzar los objetivos propuestos en este proyecto se han realizado tres análisis no lineales: análisis estático no lineal pushover (NSP), análisis multimodal (MPA) y análisis de historia en el tiempo (NL-RHA). Los mismos que han sido comparados con los resultados obtenidos en el análisis estático lineal realizado por el Ing. Raúl Paredes en su trabajo de titulación "Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental". En base a estos análisis, se identificó la variabilidad de las propiedades dinámicas y la contribución de los mampuestos.

Para la modelación de la estructura se ha utilizado los planos estructurales del Edificio Alicante proporcionados por la Constructora Herpayal a través del Ing. Raúl Paredes. Del mismo modo las características de la mampostería utilizada para la modelación del estudio realizado, fue tomado de las propiedades de los materiales calculados experimentalmente en la tesis del Ing. Raúl Paredes.

ABSTRACT

The present study is carried out through computational models, which allow knowing the dynamic properties of a seven-story structure with a subsoil, implanted in the city of Quito. In addition, it allows us to compare design philosophies through different linear and nonlinear analyses, which differ significantly from each other. In this degree work, it has been possible to determine the influence of non-structural masonry (walls) on the dynamic properties of the building.

To achieve the objectives proposed in this project, three nonlinear analyzes have been carried out: nonlinear static pushover analysis (NSP), multimodal analysis (MPA) and time history analysis (NL-RHA). The same ones that have been compared with the results obtained in the linear static analysis carried out by Raúl Paredes in his degree work "Influence of non-structural elements in the dynamic response of a building. Theoretical-experimental approach". Based on these analyses, the variability of the dynamic properties and the contribution of the masonry were identified.

For the modeling of the structure, the structural plans of the Alicante Building provided by Constructora Herpayal through Raúl Paredes have been used. In the same way, the characteristics of the masonry used for the modeling of the study carried out were taken from the properties of the materials calculated experimentally in the thesis of Raúl Paredes.

PRESENTACIÓN

El Capítulo 1 incluye el objetivo general, los objetivos específicos, la justificación por la cual se plantea realizar el proyecto de titulación y el alcance que este tiene.

El Capítulo 2 está comprendido por el Marco Teórico, se encuentra información bibliográfica de la edificación en estudio, así como también los fundamentos teóricos precisos para la comprensión de los diferentes tipos de análisis a ser realizados.

El Capítulo 3 muestra la metodología de los diferentes análisis y el procedimiento a seguir para la elaboración de los diversos modelos computacionales.

El Capítulo 4 genera y analiza los resultados obtenidos a partir del análisis estático no lineal (NSP), análisis multimodal (MPA) y el análisis de historia en el tiempo (NL-RHA). Además, se realiza una comparación de resultados de las propiedades dinámicas entre los diferentes análisis.

El Capítulo 5 está conformado por las conclusiones del proyecto de titulación y las recomendaciones para futuras modelaciones que impliquen la inclusión de mampostería no estructural.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Hoy por hoy la normativa que rige la construcción en Ecuador es la NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCION NEC-15, la misma que plantea una verificación del desempeño estructural al momento de edificar por parte del constructor a través de un análisis estático (lineal) o Pseudo-dinámico acorde al tipo de estructura (normal o esencial) (NEC, 2015). Sin embargo, el análisis lineal estático para estructuras aporticadas contempla que la relación entre el impacto de la carga y la respuesta de la edificación es lineal, generando limitaciones con la respuesta real de la estructura (Llano, 2015). El análisis no lineal se está convirtiendo en un mecanismo conocido a fin de estimar el desempeño de los sistemas estructurales (Krawinkler, 2006).

En la actualidad es preciso tener claras las propiedades dinámicas de las estructuras que incluyan en la modelación las mamposterías y que no únicamente sean analizadas estructuras aporticadas. Según la (NEC, 2015) la mampostería no es un elemento estructural, pero ante acciones sísmicas son estas paredes las primeras en destruirse y en cobrar vidas humanas. Para la legalización y aprobación de una edificación, en la memoria de cálculo únicamente se presenta los resultados de una modelación con pórticos, es decir, no se toma en cuenta a las paredes y se realiza una aprobación de algo que en la realidad no se construye. Se conoce que el Ecuador es un país altamente sísmico, según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Datan movimientos telúricos desde 1541 hasta la actualidad, los cuales tienen una variada intensidad con el pasar de los años. Los terremotos más fuertes que ha tenido el país han sido de intensidades de VI a X MM. Este tipo de magnitudes generaron graves pérdidas materiales y más de 80 000 muertes. Todo el territorio ecuatoriano está expuesto a este tipo de fenómenos naturales, culminando en el último sismo del 16 de abril del 2016 en la región costera cuya magnitud fue de 7.8 grados con epicentro en Pedernales (Rivadeneira et al., 2007).

El Ing. Raúl Paredes en su trabajo de titulación “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental”, realizó ensayos de vibración ambiental en el Edificio Alicante ubicado en Quito. Este análisis fue realizado durante diferentes etapas constructivas con la finalidad de obtener las propiedades dinámicas del inmueble en el rango elástico. De manera especial analizó el período natural de vibración, para esto incluyó en su estudio la mampostería no confinada. Su trabajo fue cotejado a través de modelaciones computacionales en las cuales para la modelación de mampostería utilizó el método del puntal a fin de identificar el efecto global de la mampostería frente a cargas laterales (Paredes, 2015).

El presente estudio técnico tiene como finalidad comparar las filosofías de diseño utilizadas en la edificación en estudio y a su vez conocer el desempeño de la estructura luego del sismo. Para lo cual se cuenta con un análisis lineal enfocado principalmente en el periodo del edificio realizado por (Paredes, 2015) frente a los resultados que se obtendrán por medio de un análisis estático no lineal pushover, modal y de historia en el tiempo. El análisis estático no lineal considera el daño de la estructura y se basa en el cálculo estático no lineal incremental, además se incluirá la mampostería no confinada (Peralta, 2012). El análisis pushover modal sirve para estimar las demandas sísmicas con mayor precisión y facilidad computacional. Finalmente, se complementará el estudio con un análisis de historia en el tiempo no lineal pues se espera comprender el comportamiento de la estructura en lugar de regirse únicamente al código de construcción vigente (Kayhani, Golara, & Jazany, 2010).

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. GENERAL

Comparar las filosofías de diseño y el desempeño real de una estructura mediante análisis estático lineal, análisis pushover y análisis de historia en el tiempo en una estructura de hormigón armado, incluyendo elementos no estructurales.

1.2.2. ESPECÍFICOS

- Determinar el período fundamental de la estructura por medio de una modelación de esta en el software de simulación Etabs 2016 conservando las propiedades geométricas empleadas en el trabajo “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental”.
- Cuantificar la formación de rótulas plásticas mediante un análisis estático no lineal pushover, un análisis modal pushover y un análisis de historia en el tiempo de la edificación en estudio.
- Obtener el punto de desempeño al generar la curva de capacidad de la estructura.
- Comparar los resultados obtenidos y verificar la aplicabilidad de los métodos de análisis utilizados.

1.3. ALCANCE

En el presente proyecto se ha realizado diferentes tipos de análisis no lineales. El análisis estático no lineal (NSP), análisis multimodal (MPA) y análisis de historia en el tiempo (NL-RHA) a fin de comparar las propiedades dinámicas del Edificio Alicante ubicado en el norte de Quito con los resultados obtenidos en la tesis del Ing. Raúl Paredes en su proyecto de titulación “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica experimental”. Para la modelación computacional de este edificio se ha tomado en consideración los elementos estructurales y no estructurales. Los elementos no estructurales (mampostería) han sido modelados a través del método de puntal equivalente descrito más adelante en el capítulo 2.4.2. Sin embargo, únicamente se ha decidido modelar las paredes que están embebidas en los pórticos ya que son las únicas que aportan rigidez a la estructura.

Para la modelación de la mampostería en los análisis no lineales, fue preciso considerar elementos tipo multilinear plastic link ya que son una alternativa para modelos inelásticos a través del modelo histerético de pivot. El modelo de pivot se apoya en un ensayo efectuado en la Universidad de Palermo, que consistió en someter a diferentes pórticos hechos de hormigón armado rellenos de diferentes

tipos de mampostería a cargas cíclicas. De esta forma fue posible obtener una curva de histéresis para cada tipo de mampuesto (di Trapani, 2014).

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Los marcos de hormigón armado constituidos con mampostería no reforzada como relleno se emplean en zonas sísmicas en todo el mundo, a pesar de conocer que las edificaciones de este tipo se comportan inadecuadamente frente a los terremotos (Mosalam & Günay, 2015). La mampostería cumple de manera eficiente las necesidades arquitectónicas como paredes divisorias, internas o externas y estructurales, (Ozkaynak, Yuksel, Yalcin, Dindar, & Buyukozturk, 2013). Los mampuestos usuales son ladrillos o bloques alivianados, los cuales varían acorde a la disponibilidad de los materiales pétreos en los diferentes lugares del planeta, lo que suscita costos muy asequibles (F. Pachano, 2018).

La mampostería es comúnmente ignorada por los ingenieros estructurales en el transcurso del análisis y diseño estructural debido a la dificultad de cálculo, la falta de conocimiento en la modelación, por los modos de falla y la complejidad generada por la incertidumbre en las propiedades mecánicas. Sin embargo, el no incluir la mampostería genera importantes cambios en las propiedades dinámicas de la edificación que afectará en la seguridad del inmueble (Carrillo & Gonzáles, 2006).

Al modelar las estructuras se realiza dos tipos de análisis como son el estático (lineal) y el análisis dinámico (lineal), además se acepta la utilización de otros métodos alternativos (análisis dinámico no lineal) siempre que se mantenga los principios de la dinámica estructural y sean realizados por profesionales especializados. Para estructuras normales como es el caso de la edificación en estudio se emplea un análisis lineal basado en fuerzas (DBF) el cual muestra limitaciones al emplear factores de reducción de resistencia sísmica R constantes, dado que supone que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son las mismas para todos los inmuebles dentro de una misma categoría sin tomar en cuenta los cambios generados por el período y el tipo de suelo (NEC, 2015). En este estudio técnico se precisa la inclusión de un modelo estático no lineal cuyas siglas en inglés son (NSP) Non linear-Static-Pushover, para demostrar que un

análisis lineal no es suficiente a la hora de predecir el comportamiento de una estructura sino también es necesaria la implementación de un análisis más exhaustivo, es decir un análisis estático no lineal es necesario para tener una idea más real del desempeño de la edificación y de esta manera poder diseñar o reforzar la misma.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Conocer el comportamiento real de una estructura de concreto armado frente a un movimiento acelerado del suelo es complejo, no obstante, la edificación debe respetar ciertas particularidades de rigidez, resistencia y ductilidad. Al existir un equilibrio entre las características mencionadas la estructura debe ser capaz de controlar los desplazamientos, evitar daños frente a intensidades sísmicas bajas y controlar la propagación del daño, disipando energía y evitando un colapso prematuro (Carvalho, Bento, & Bhatt, 2013).

Las estructuras de hormigón armado compuestas por pórticos y rellenas de mampostería no estructural son muy comunes en el país debido a su economía y motivos tradicionales. Sin embargo, para conocer el correcto desempeño de la estructura ante efectos sísmicos es necesario incluir en los análisis estructurales el material mencionado. El método de puntal equivalente es en demasía aceptado como una forma simple y racional de entender la influencia de los paneles de mampostería en los marcos estructurales (F. Crisafulli, Carr, & Park, 2000). Para el modelo en estudio se utilizará un puntal resistente a la compresión compuesto de: rótulas en cada uno de sus extremos, un espesor igual al de la mampostería y con idénticas propiedades al material de la pared (Paredes, 2015).

Con la implementación del análisis estático No lineal pushover, que es una técnica aceptada a nivel mundial, la cual se basa en la no linealidad de los materiales que conforman la estructura se pretende complementar la información obtenida a través del análisis lineal de la tesis del Ing. Raúl Paredes "Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental". La edificación analizada, está conformada por sistemas aporricados de hormigón armado compuesto de siete pisos, un subsuelo, vigas descolgadas, sin muros estructurales y de geometría regular (Paredes, 2015).

El método pushover (NSP) es considerado un procedimiento muy eficaz como modelo matemático, ya que simplifica a un solo grado de libertad a la estructura y es sometido a una carga lateral incremental hasta que el sistema colapsa (Medina & Galarza, 2020). Según el (ASCE/SEI 41-17, 2017) se permitirá este tipo de análisis en estructuras en las que el porcentaje de masa modal en el primer modo alcance el 90%. Además, si los efectos de modo más altos son considerados significativos se aceptará este procedimiento si también se lleva a cabo un análisis pushover modal. El análisis pushover modal cuyas siglas en inglés son MPA, se basa en la teoría de la dinámica estructural, en la cual la demanda sísmica se conoce a través de un análisis de empuje que emplea la repartición de la fuerza de inercia para cada modo (Chopra & Goel, 2001).

Generalmente los códigos actuales de diseño sísmico para procesos constructivos aseguran que el diseño de las edificaciones cumple con los requisitos de seguridad de vida y un adecuado desempeño de la estructura. No obstante, se ha visto edificaciones que seguían las normativas de construcción vigentes llegar al colapso o en su defecto, las estructuras presentan daños que precisan la demolición de estas (Hosseini, Hashemi, & Safi, 2017). Por este motivo varios profesionales en el campo estructural consideran un análisis de historia en el tiempo no lineal, pues proporciona información más detallada pese a ser un análisis más complejo, con la finalidad de comparar la efectividad de los valores obtenidos en dicho método con los análisis no lineales pushover tradicionales (Lew & Kunnath, 2001).

1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El análisis pretende demostrar la necesidad de incluir la técnica de análisis estático no lineal pushover al análisis estático lineal, debido a que los análisis no lineales contribuyen a demostrar cómo funcionan realmente los inmuebles estableciendo modos de falla y el potencial ante el colapso de una manera progresiva. Con la aplicación de procedimientos de diseño y evaluaciones no lineales, se pretende colaborar con los ingenieros para descifrar el comportamiento de las estructuras cuando se sometan a grandes terremotos (ATC-40, 1996).

Además, con este tipo de análisis será posible descubrir las alteraciones más relevantes en el comportamiento particular de cada elemento que conforma la

estructura, dado que en un análisis lineal no es posible (González, 2018). Debido a esto a los profesionales en el campo de la ingeniería, les facilita acoplar el proyecto estructural para entender la envergadura de la respuesta sísmica de la edificación delineada, incluso es un análisis sencillo debido a que tiene guías para su aplicación (ASCE/SEI 41-17, 2017) a pesar de que el costo computacional sea en ocasiones alto (Vielma, 2008).

En el presente trabajo técnico se pondrá en práctica los conocimientos adquiridos acerca de ciertas metodologías para analizar las estructuras. El edificio en consideración se analizará incluyendo la mampostería en la modelación y acogiendo la recomendación del Ing. Raúl Paredes de modelar con losas tipo waffle. La diferencia de este estudio se fundamenta en la aplicación de análisis pushover no lineales como son el análisis estático no lineal y el análisis modal pushover, complementados por un análisis de historia en el tiempo en una estructura completa con paredes, no únicamente una modelación compuesta por pórticos.

Al obtener la curva de capacidad de la edificación que indica el cambio global del desempeño sísmico frente a distintas intensidades de la demanda sísmica, se podrá idear un reforzamiento en base a las necesidades que se presenten en los resultados obtenidos (Mendoza Pérez, Gustavo, & Milián, 2013; Ormeño & Aguilar, 2019), también se puede conseguir el chequeo de que las conexiones en los nudos de la edificación continúan o no con capacidad de transmitir carga entre los miembros (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

CAPÍTULO 2

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANÁLISIS LINEAL

Este tipo de análisis se fundamenta en estructuras conformadas por materiales de funcionamiento elástico lineal. La aplicación de cargas laterales guarda una relación directamente proporcional a desplazamientos, esfuerzos, deformaciones y reacciones provocadas en la estructura.

2.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

2.1.1.1. Generalidades

Este método se basa en distribuir la fuerza lateral en la altura de la edificación en base al modo fundamental de vibración para estimar los desplazamientos y fuerzas internas. Un análisis estático lineal es breve y fácil de realizar y sus resultados son considerados precisos siempre y cuando se trate de construcciones regulares de baja a mediana altura. No obstante, si se emplea este tipo de análisis en diferentes estructuras (altas flexibles, con irregularidades significativas) sus resultados son poco confiables (Maldonado Salvatierra, 2019).

2.1.1.2. Tipos de técnicas

De acuerdo con la norma ecuatoriana de construcción vigente en nuestro país (NEC, 2015), se emplea varios métodos de análisis que son:

- El método 1: es un diseño basado en fuerzas (DBF) incluye un análisis estático lineal para estructuras normales como es el caso de la edificación en estudio.
- El método 2: es un diseño basado en desplazamientos (DBD) el cual parte de un desplazamiento de diseño basado en el desempeño esperado en la estructura y proporciona la resistencia lateral estimada para obtener ese desempeño.

El método 1 se utiliza de preferencia en edificios de uso normal ya que para estructuras esenciales o de ocupación especial se sugiere incluir otros métodos. El

modelo matemático consiste en modelar a la estructura incluyendo todos los elementos que son parte del sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de rigideces y masas. El diseño basado en fuerzas (DBF) contempla su utilización tanto para procesos estáticos como para procedimientos no lineales como son el análisis espectral y análisis paso a paso en el tiempo (NEC, 2015).

El método 2 se basa en la linealización equivalente, donde la estructura inelástica con desplazamiento máximo se sustituye por un sistema elástico de un solo grado de libertad, puesto que se apoya en que el modo fundamental produce mayores demandas y da lugar a la formación de rótulas plásticas (NEC, 2015).

2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

2.2.1. GENERALIDADES

Es una técnica empleada para calcular las demandas sísmicas de las edificaciones y contempla la respuesta no lineal de los materiales. Esta metodología se basa en la aplicación de cargas laterales monotónicas, las cuales se incrementan hasta que la estructura llega al colapso para precisar un desempeño de la edificación, el cual debe estar dentro del rango de daños aceptables.

2.2.2. DELIMITACIÓN DE LOS PROCESOS NO LINEALES

Se permite emplear procedimientos no lineales en diferentes estructuras siempre que se cuente con un profesional capacitado para este tipo de análisis. En Ecuador los análisis no lineales no son obligatorios para construir, sin embargo, se recomienda este tipo de análisis no lineal para estructuras esenciales (NEC, 2015, p. 57). Según el (ASCE/SEI 41-17, 2017, p. 60) se permite aplicar métodos no lineales para evaluaciones iniciales de una estructura. En el caso de las modernizaciones estructurales es preciso realizar valoraciones preliminares antes de implementar dicha modernización.

2.2.3. TIPOS DE TÉCNICAS

De acuerdo con (ASCE/SEI 41-17, 2017) se debe emplear métodos no lineales en estructuras en las cuales no sea factible la utilización de técnicas lineales.

El procedimiento estático no lineal (NSP) será admitido en el caso de que los modos de vibración más altos sean significativos y se complemente con un análisis dinámico lineal y tiene que cumplir con los principios de aceptación para los procedimientos no lineales (ASCE/SEI 41-17, 2017).

- El método del espectro de capacidad: es un proceso estático que facilita la información del desplazamiento global de la estructura a través de la curva de capacidad y coteja dicha información con representaciones de espectros de respuesta de las demandas del terreno.(ATC-40, 1996).

2.2.4. CARACTERÍSTICAS NO LINEALES DE LOS MATERIALES

De acuerdo con (Moreno & Thomson, 2011) en los diferentes tipos de análisis no lineales es preciso tomar en consideración lo siguiente:

- Geometría
- Material
- Tipos de elementos estructurales
- Variación de la rigidez la cual es susceptible a cambios en cada miembro que compone la estructura
- Elementos no estructurales

2.2.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER (NSP)

(Krawinkler & Seneviratna, 1998) en su análisis “pros y contras de la evaluación sísmica” indica en dos pasos la importancia que debe tener el diseño sísmico. Primero, se debe entender que un sistema estructural eficaz además de cumplir con propósitos sísmicos también debe brindar facilidades funcionales y económicas que permita desarrollar la creatividad del profesional y satisfaga las necesidades del propietario. Segundo, el diseño tiene que incluir un estudio de demanda/Capacidad lo cual precisa de criterios y valores tolerables, además de los pronósticos de las demandas sujetas a los movimientos del suelo.

El método estático no lineal (NSP) es considerado un enfoque muy eficaz en la valoración de una estructura, ya que simplifica a un solo grado de libertad su modelo matemático y es sometido a una carga lateral incremental hasta que el sistema colapsa. De acuerdo con el (ASCE/SEI 41-17, 2017) este tipo de análisis es

considerado una herramienta conveniente para evaluar el desempeño sísmico de estructuras modernas y antiguas cuyo porcentaje de masa modal alcance el 90%.

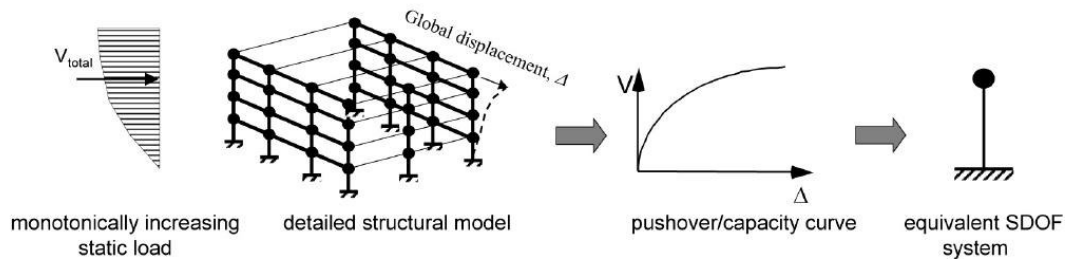


Figura 2.1. Sistema SDOF equivalente a partir de una curva pushover/capacidad

Fuente: (FEMA 440, 2005)

(Aguiar, 2003) indica que este tipo de análisis es una alternativa muy útil para encontrar la respuesta sísmica de una edificación en vez de realizar un análisis complicado como el no lineal dinámico. Por otra parte (Joshi, Patel, & Tank, 2010) afirma que el análisis estático no lineal se puede emplear para diversos fines contemplando el material y la no linealidad geométrica de la edificación. En el cual el edificio es sometido frente a carga lateral paso a paso hasta llegar a la máxima carga propiciando que cada miembro que compone la estructura se someta a un comportamiento no lineal.

2.2.5.1. Cronología de la técnica del pushover

Las diversas técnicas empleadas para el análisis estático no lineal toman en cuenta diferentes criterios como la deformación del material, agrietamientos de inercia y propiedades geométricas que son necesarias cuando la edificación es sometida a las cargas laterales que generan los sismos.

Los métodos estáticos no lineales han ido mejorando con el pasar del tiempo en base a diferentes estudios propuestos por varios autores.

2.2.5.2. Teoría tradicional del pushover

El análisis pushover tradicional detallado en (FEMA-273, ATC40) únicamente considera el estudio en el modo fundamental de vibración (primer modo) de la

edificación por dominar habitualmente el mayor porcentaje de participación modal. Una característica principal obtenida por esta metodología tradicional es la curva de capacidad de la estructura, la cual se alcanza cuando el edificio está sometido a una distribución de cargas laterales incrementales hasta llegar a su máximo desplazamiento del piso superior o el colapso. Sin embargo, no existe una especificación del tipo de distribución de carga a emplear, por lo cual esta metodología puede tener ciertas restricciones. El análisis pushover modal es una solución viable pues considera la participación de varios modos (Mora, Villalba, & Maldonado, 2006).

Según (Calcina, 2017) en su trabajo para evaluar el desempeño sísmico de un edificio indica los ajustes que se han hecho en los análisis estáticos no lineales:

- (i) El método de espectro de capacidad (CSM) planteado por Freeman está incorporado en el ATC-40 optimizado con el FEMA-440.
- (ii) El método del coeficiente de desplazamiento (DCM) propuesto originalmente en el FEMA-273, FEMA-274, FEMA-356, FEMA-440 y perfeccionado en el actual (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- (iii) El método N2 llevado a cabo por Fajfar mismo que ha sido adoptado por el Euro código 8.

El objetivo fundamental de todas las metodologías antes mencionadas es definir la respuesta de la estructura bajo acciones sísmicas en términos de desplazamiento (Calcina, 2017).

2.2.5.3. Planteamiento del espectro de capacidad

Al llevar a cabo un análisis no lineal, el cálculo del desplazamiento máximo se lo realiza por medio de la intersección entre el espectro de respuesta elástico y la curva de capacidad. El espectro de respuesta elástico se reduce para considerar la energía disipada por estructura flexible. El método de espectro de capacidad se sustenta en la linealización equivalente en la cual el esquema lineal posee una rigidez reducida. Además, se tendrá un mayor amortiguamiento que será acorde a la energía histerética y así calcular la respuesta del sistema no lineal (FEMA 440, 2005; Galarza Altamirano, 2019).

2.2.5.4. Proceso para la linealización equivalente

El proceso del espectro de capacidad implica que en un sistema inelástico (no lineal), la deformación máxima se puede calcular a partir de la deformación máxima de un sistema elástico (lineal). Este último tiene un período y amortiguamiento mayor al sistema no lineal. Las mediciones experimentales se emplean para establecer la amortiguación viscosa o la rigidez de ser preciso (FEMA 440, 2005; Galarza Altamirano, 2019).

2.2.5.4.1. Procedimiento de solución

- Elegir una función espectral del movimiento del suelo con amortiguamiento inicial (β_i generalmente $\beta_i = 5\%$) (FEMA 440, 2005; Galarza Altamirano, 2019).
- Realizar una modificación del espectro acorde a la interacción de suelo-estructura. Esto implica una reducción potencial en coordenadas espectrales para interacción cinemática. Además, de una modificación en el sistema de amortiguamiento del valor original (β_i a β_0) tomando en cuenta la amortiguación inicial. En el caso de que la amortiguación original se omita, ($\beta_0 = \beta_i$) (FEMA 440, 2005; Galarza Altamirano, 2019).
- Transformar el espectro modificado, de un sistema aceleración vs desplazamiento a un formato de espectro de respuesta según el ATC-40 (FEMA 440, 2005). Las ecuaciones (8) y (9) se utilizarán para la transformación del espectro de demanda al formato ADRS como indica la (ATC-40, 1996) en la Figura 2.2 (Galarza Altamirano, 2019).

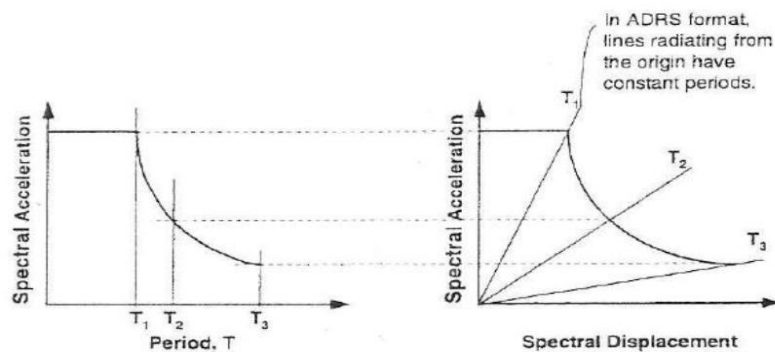


Figura 2.2. Conversión del espectro de respuesta a)

Fuente: (ATC-40, 1996)

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad (8)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (9)$$

Donde

S_d = Desplazamiento espectral

T = Período de vibración

- d. Generar la curva de capacidad de la estructura analizada. No obstante, es preciso transformar la curva de capacidad (Cortante basal vs desplazamiento de techo) a la Curva de capacidad en formato ADRS (Aceleración espectral vs desplazamiento espectral) mediante las ecuaciones (10) y (11) (FEMA 440, 2005) :

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{1,roof}} \quad (10)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (11)$$

Donde:

Δ_{roof} = desplazamiento de la edificación

PF = factor de participación modal de la masa

$\phi_{1,roof}$ = amplitud a nivel de techo en el primer piso

V_i = cortante basal i de la edificación

W = peso total de la edificación

α_1 = coeficiente de participación modal de la masa.

La relación elemental utilizada es con respecto al modelo de un solo grado de libertad (GDL) de la edificación. Dicha relación es entre la aceleración y el desplazamiento espectrales, como se indica en la Figura 2.3 (FEMA 440, 2005; Galarza Altamirano, 2019).

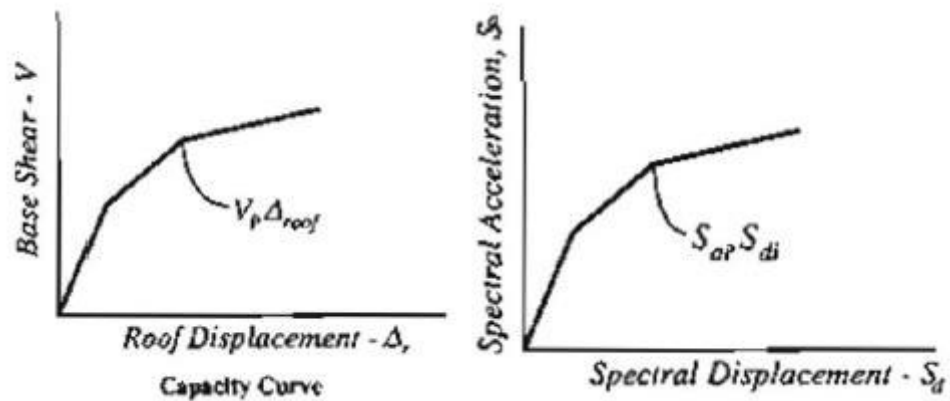


Figura 2.3. Conversión del espectro de respuesta b)

Fuente: (ATC-40, 1996)

- e. Seleccionar un punto máximo de aceleración (a_{pi}) y desplazamiento (d_{pi}). La definición de este punto permite apoyarse en una aproximación de desplazamientos equitativos. Es decir, el punto donde el desplazamiento del espectro de demanda y el espectro de capacidad son iguales como se muestra en la Figura 2.4 (FEMA 440, 2005).

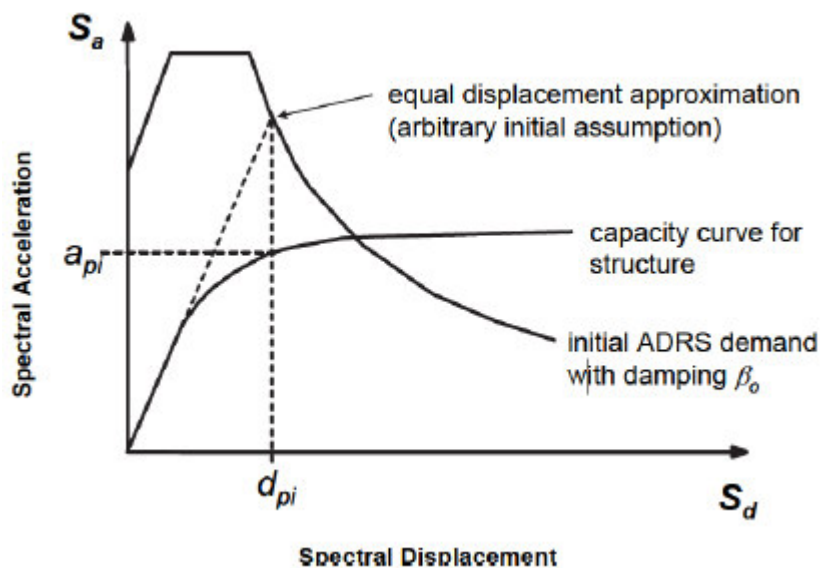


Figura 2.4. Transformación del espectro de respuesta

Fuente: (FEMA 440, 2005)

- f. Trazar una interpretación bilineal del espectro de capacidad acorde a los procesos del ATC-40. Establecer el período inicial (T_0), el desempeño desplazamiento (d_y) y la aceleración de desempeño (a_y) como se observa

en la Figura 2.5. También, se deben determinar la rigidez post elástica (α) y la ductilidad (μ) como indican las ecuaciones (12) y (13) (FEMA 440, 2005).

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - a_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad (12)$$

$$\mu = \frac{a_y}{d_y} \quad (13)$$

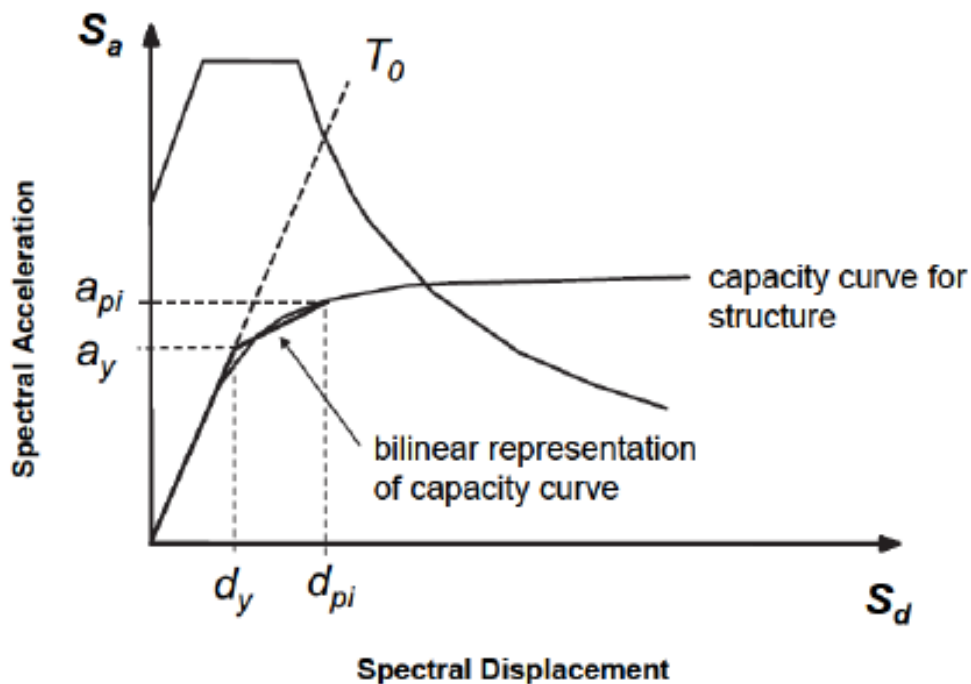


Figura 2.5. Gráfico del proceso de bilinealización del espectro de capacidad

Fuente: (FEMA 440, 2005)

- g. Calcular el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y el período efectivo (T_{eff}) en función de la rigidez post elástica y la ductilidad calculada en el literal h.

Según la (FEMA 440, 2005) las ecuaciones para determinar el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para cualquier curva de capacidad son:

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$ (Galarza Altamirano, 2019) :

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (14)$$

Para ductilidades: $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = 1.4 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (15)$$

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.54(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right) \beta_0 \quad (16)$$

Según la (FEMA 440, 2005) las ecuaciones para determinar el período efectivo (T_{eff}) para cualquier espectro de capacidad, independiente del valor de rigidez post elástica son:

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 \quad (17)$$

Para ductilidades: $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (18)$$

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)} - 1} \right] + 1 \right\} T_0 \quad (19)$$

Nota: Estas ecuaciones pueden utilizarse para períodos $T_0 = 0.2$ a $T_0 = 2.0$ segundos.

Método C (MADRS Puntos de desempeño)

Este planteamiento utiliza el espectro modificado de aceleración -respuesta con el objeto de encontrar múltiples soluciones hipotéticas. Además de las respectivas ductilidades, que generaran un lugar geométrico de puntos de desempeño potenciales. El punto de desempeño válido se encontrará al intersecar el lugar geométrico con el espectro de capacidad (Galarza Altamirano, 2019).

- h. Usar el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para ajustar los amortiguamientos iniciales. Para esto es necesario modificar el espectro de respuesta inicial hacia un nivel aceptable de amortiguamiento efectivo a través de los factores de reducción espectral (Galarza Altamirano, 2019).

- i. Multiplicar la aceleración espectral ADRS (ordenadas) para el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y por el factor de modificación (M). El factor de modificación (M) está definido por el período efectivo (T_{eff}) y así originar la respuesta de aceleración desplazamiento espectral modificada (MADRS) (Galarza Altamirano, 2019).

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (20)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (21)$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (22)$$

Donde:

α = rigidez post elástica.

- j. En la Figura 2.6 se muestra un eventual punto de desempeño generado por la intersección del período secante radial, con los MADRS (Galarza Altamirano, 2019).

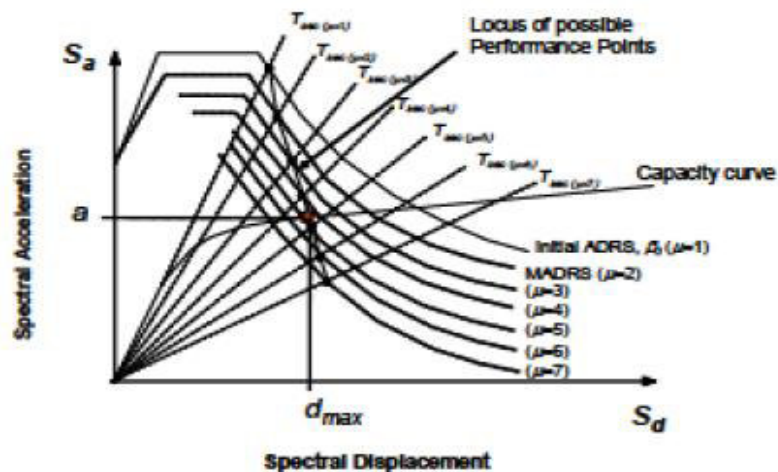


Figura 2.6. Posibilidad del funcionamiento de puntos a través de MADRS

Fuente: (FEMA 440, 2005)

- k. Incrementar o reducir el desempeño adoptado. Realizar el proceso reiteradas ocasiones y señalar, para generar una serie de puntos de desempeño (Galarza Altamirano, 2019).
- l. El punto de desempeño legítimo se determinará a través del cruce geométrico entre los puntos del paso k con el espectro de capacidad (Galarza Altamirano, 2019).

2.3. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA

Los ladrillos solidos o bloques alivianados son materiales de construcción elementales para edificar inmuebles. Los componentes de los mampuestos integran arcilla, hormigón y silicato de calcio generando una amplia variedad de formas, colores y tamaños. El ladrillo es uno de los materiales de construcción más antiguos e importantes en el planeta, las técnicas convencionales para la fabricación de ladrillos consistían en combinar materias primas, dar forma, secar y hornear los mampuestos hasta que adquieran cierto grado de resistencia. Los ladrillos de arcilla tienen una amplia gama de colores los cuales dependen de la cantidad de mineral y de la temperatura de cocción, el tono más común es rojo. Los bloques de hormigón son comúnmente de color gris al igual que los ladrillos de hormigón que suelen tener matices más pálidos, pero brindan una apariencia más uniforme a una pared de mampostería. (Al-Fakih, Mohammed, Nuruddin, & Nikbakht, 2018; Hendry, 2001)

Según (Hendry, 2001) la construcción de muros de mampostería tiene ciertas ventajas:

- Cumple con varias funciones como: protección contra incendios, aislamiento térmico y acústico, protección frente a la intemperie además de la división de espacios.
- Los materiales de albañilería están disponibles y son económicos, poseen las propiedades necesarias para cumplir los requerimientos antes mencionados, pero de ser necesario en algunos casos solo requieren ser complementados por otros componentes.

- Tiene una vida útil de varias décadas sin la necesidad de un mantenimiento exhaustivo puesto que los elementos del mampuesto son altamente durables.

La mampostería desde el punto de vista arquitectónico es utilizada como material de construcción ya sea en las fachadas de los edificios o como paredes divisorias. También su uso es significativo para la restauración y construcción de paredes complejas sin costos elevados de encofrados. Su función principal es soportar su propio peso aun cuando los paneles de relleno resisten fuerzas laterales con crucial acción estructural.

Este elemento es considerado por los profesionales estructurales únicamente como una sobrecarga de efecto uniforme para la estructura e ignorada en el proceso de análisis y diseño estructural. No obstante, a partir de los años sesenta frente al despliegue de la ingeniería sísmica y debido a los diferentes sucesos sísmicos se ha observado que los mampuestos tienen una gran influencia en el actuar de las estructuras que pueden llegar incluso al colapso. (F. Pachano, 2018)

2.3.1. USO HISTÓRICO DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería se ha dispuesto desde civilizaciones remotas como un recurso estructural, esencialmente para elementos a compresión para todo tipo de edificaciones desde refugios hasta monumentos e inmuebles públicos. Durante un extenso período de tiempo las estructuras construidas con mampuestos eran diseñadas solamente para resistir fuerzas gravitacionales (carga muerta) para compensar el comportamiento de las estructuras frente a las fuerzas laterales producidas por vientos o terremotos. De este modo se han construido varios tipos de torres, pilares, edificios y puentes desde los inicios de la humanidad. Pirámides de Egipto (2500 a.C.), Gran Muralla China (200 a.C a 220 d.C), Pirámides de Yucatán, México (500 d.C), Machu Picchu, Perú (1200 d.C 1400 d.C), Taj Mahal, India (1650 d.C). Son algunos ejemplos de estructuras que manifiestan la durabilidad de los mampuestos.(F. Crisafulli, 1997; Sinha, 2002)

En la actualidad en las naciones del Mediterráneo, Medio Oriente y Sudamérica es habitual la edificación de estructuras de pórticos en los que tradicionalmente se ha mantenido el uso de mampostería para rellenar los exteriores de los inmuebles, así

como también para particiones internas en los mismos. No obstante, las particiones se construyen con bloques o ladrillos que se consideran elementos no estructurales, pero se ha demostrado que estas piezas aportan de manera significativa al desempeño sísmico de las edificaciones ya que pueden llevar incluso al colapso a las estructuras que no fueron diseñadas para soportar los cambios sísmicos generados por estos componentes. (F. A. Pachano & Singaicho, 2018)

Según (Zovkic, Sigmund, & Guljas, 2013) en su ensayo cíclico de pórticos de hormigón armado, el relleno de la mampostería contribuye a la rigidez, resistencia y disipación de energía del marco en la estructura de hormigón armado desnudo en pequeños desniveles, lo cual produce una mejoría general en el comportamiento del sistema estructural, pero se debe tener en cuenta el peligro del mecanismo resultante de piso blando que puede localizar deformaciones en un piso. Por otro lado (Caliò, Lourenco, Pantò, & Lourenço, 2017) en su trabajo acerca de la vulnerabilidad sísmica en estructuras de marco con relleno indica que ignorar el papel de la interacción entre marco-panel de relleno no es seguro pues surge un posible cambio en la demanda sísmica y la respuesta de relleno de mampostería no lineal y las condiciones de contacto que son cambiantes hacen que la simulación del comportamiento no lineal de los edificios sea un problema computacional difícil de afrontar.

Finalmente (F. Crisafulli et al., 2000) señalan que descuidar el relleno de los marcos de hormigón armado durante la formulación del modelo matemático conduce a una inexactitud sustancial en la predicción de la rigidez lateral, fuerza y ductilidad. Esto se debe a que varios ingenieros tienen una concepción de conocimientos inadecuados sobre el comportamiento de los marcos rellenos, por falta de metodologías y también porque los programas que se utilizan para los diseños no cuentan con elementos específicos y racionales para modelar el comportamiento de la estructura con rellenos de mampostería.

2.3.2. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA MAMPOSTERÍA

A continuación, se consideran ciertas características esenciales de la mampostería y del mortero de manera general y una breve descripción de los procesos de

elaboración de los diferentes tipos de mampostería. Además de las propiedades mecánicas principalmente la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y de Poisson obtenidos para el presente proyecto técnico por el Ing. Raúl Paredes en la tesis “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental”

El Edificio Alicante objeto del presente estudio, está conformado por 6.000 m² de mampostería. La mampostería está compuesta por bloques de hormigón. Las divisiones entre los apartamentos son de 20 cm de espesor. La separación de espacios internos de cada departamento tiene 10 cm, mientras que la fachada del edificio tiene 15cm. Además, existen partes de la fachada con espesores de 30 y 35 cm los cuales son el resultado de la unión entre bloques de 20 y 10 cm o de 20 y 15 cm a proporción. Es preciso clarificar que la separación de 10 cm corresponde a 9 cm de espesor del mampuesto y 5mm de enlucido a cada lado de igual manera con los bloques de 15 y 20 cm. (Paredes, 2015)

2.3.2.1. Características esenciales de la mampostería y del mortero

Ladrillo de arcilla:

Están contruidos de materiales como arcilla, pizarra o arcilla refractaria mezclados entre sí, los cuales se funden a través del prensado, moldeo o extrusión. Se producen en una variedad de colores como amarillo, beige, marrón y rojo. Se hornean en temperaturas de 150°C y 1300°C, en el lapso del proceso de calentamiento el agua es expulsada mientras que los fragmentos de arcilla se suavizan generando una compactación en la masa. Después se origina una vitrificación incompleta manteniendo la temperatura por un momento recomendado. Se debe controlar el proceso de enfriamiento pues de este procedimiento dependerá la calidad del ladrillo (F. Crisafulli, 1997; Hendry, 2001)

Mampostería de Hormigón:

Los mampuestos de hormigón están compuestos de agua, agregados minerales y cemento Portland. El color de este tipo de mampuesto es normalmente gris y la superficie de este se puede mejorar a través de enlucidos o puliendo la superficie. Se forjan bajo diferentes tipos de presión o vibración y pueden añadirse otros

materiales durante el proceso que aportan ciertas características al mampuesto como son: color, textura o mitigar el peso. Es fundamental la relación de agua-cemento, el peso unitario, el tipo de agregado y el procedimiento de curado para tener una buena resistencia del elemento.

El tamaño de los bloques de hormigón comúnmente es de 400x200x200 mm. Pueden ser huecos o macizos sin embargo para un mejor aporte estructural, los bloques huecos son elegidos para aminorar pesos.(F. Crisafulli, 1997; Hendry, 2001)

Mampostería de silicato de calcio:

Los mampuestos también llamados ladrillos silicocalcáreos, están conformados por arena silíceo y cal hidratada sometida a una presión y temperatura elevada. Suelen ser de color gris claro u otros matices pálidos. Durante el proceso de mezclado la cal y la sílice reaccionan con el agua generando silicato de calcio hidratado, este tipo de mampuesto tiene un peso volumétrico que oscila entre 18 y 20 $\frac{KN}{m^3}$. (F. Crisafulli, 1997; Hendry, 2001)

Las siguientes propiedades físicas y mecánicas son básicas para la construcción de paredes (Hendry, 2001) :

- Color
- Peso
- Textura
- Absorción y estructura de poros
- Conductividad térmica
- Resistencia al fuego
- Fuerza compresiva y de tensión
- Movimiento térmico y de humedad

Mortero

Es una combinación de materiales como cemento Portland, cal en cantidades adecuadas, agua, agregados bien graduados y se pueden incorporar aditivos con el fin de modificar y mejorar las propiedades del mortero. Esta mezcla se emplea

para juntar piezas de mampostería en una pila estructural. El mortero al estar recién terminado debe ser moldeable y al endurecerse debe generar adherencia.(F. Crisafulli, 1997)

2.3.2.2. Propiedades mecánicas de los mampuestos

De acuerdo con (F. Crisafulli, 1997) existen requisitos físicos mínimos que deben cumplirse en los diversos tipos de mampuestos:

a. Resistencia a la compresión:

Depende de los materiales y el tipo de mampostería utilizada. En el presente estudio se va a considerar el valor del módulo de elasticidad obtenido en el trabajo de titulación “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental” sin enlucido ($f'_m = 22.78 \text{ kg/cm}^2$) y con enlucido ($f'_m = 31.60 \text{ kg/cm}^2$) (Paredes, 2015).

b. Resistencia a la tracción:

Se logra estimar a través de técnicas como la prueba de flexión, prueba de división y prueba de tensión directa.

- **Prueba de flexión:** el mampuesto está sujeto a un momento de flexión lineal producto de la aplicación de carga en el centro del mampuesto, esta prueba da como resultado el módulo de rotura.
- **Prueba de división:** se superpone una carga de compresión en las caras opuestas de la mampostería y desencadena un esfuerzo de tracción lateral casi uniforme excluyendo las zonas de carga.
- **Prueba de tensión axial concéntrica:** en este tipo de pruebas el mampuesto es encajado en ambos extremos por instrumentos apropiados. Es compleja la realización de este tipo de pruebas e incluso se obtienen resultados variables.

c. Módulo de elasticidad:

La mampostería muestra una variación muy extensa del módulo de elasticidad puesto que depende del tipo de material y de la resistencia a

la compresión (f'_{cb}). En este estudio se va a considerar el valor del módulo de elasticidad obtenido en el trabajo de titulación "Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental" sin enlucido ($E_m = 6.44 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$) y con enlucido ($E_m = 1.20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) (Paredes, 2015).

d. Relación de Poisson

Existe poca información disponible acerca de la relación de Poisson en mampuestos dado que los investigadores rara vez indagan acerca de este parámetro. Según (Atkinson, Noland, Abrams, & McNary, 1985) y (McNary & Abrams, 1985) presentaron valores que varían entre 0.13 y 0.22 para diferentes unidades de mampostería.

A continuación, se muestran las características físicas obtenidas en laboratorio de la mampostería empleada para la construcción del Edificio Alicante:

De acuerdo con (Paredes, 2015) a fin de calibrar el modelo computacional y que los resultados experimentales sean sujetos a comparación, se realizó ensayos a compresión de muretes, con la finalidad de establecer la resistencia a compresión (f'_m) y el módulo de elasticidad (E_m).

En este ensayo se aplicaron las siguientes normativas:

- ASTM-C1314-14 (Standar Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms)
- ASTM-E1111-04 (Standar Test Method for Young's Modulus, Tangent Modulus, and Chord Modulus)
- NEC-SE-MP (Capítulo de Mampostería Estructural de la NEC-15)

Se ensayaron cuatro prismas de mampostería. Dos sin enlucir y 2 enlucidos. (Figura 2.7) (Paredes, 2015)



Figura 2.7. Prismas de mampostería enlucidos y no enlucidos

Fuente: (Paredes, 2015)

Geometría del prisma:

Las medidas de los muretes se especifican en la Figura 2.8. Se observa que el alto de los muretes tiene tres filas de bloques. Por cada fila se ubicó dos porciones de bloque de manera que se suscitara una traba entre fila y fila. Esto se debe a que las paredes internas separan a cada unidad en tercios. Los fragmentos colocados corresponden a $\frac{2}{3}$ y $\frac{1}{3}$ de bloque a proporción. (Paredes, 2015)

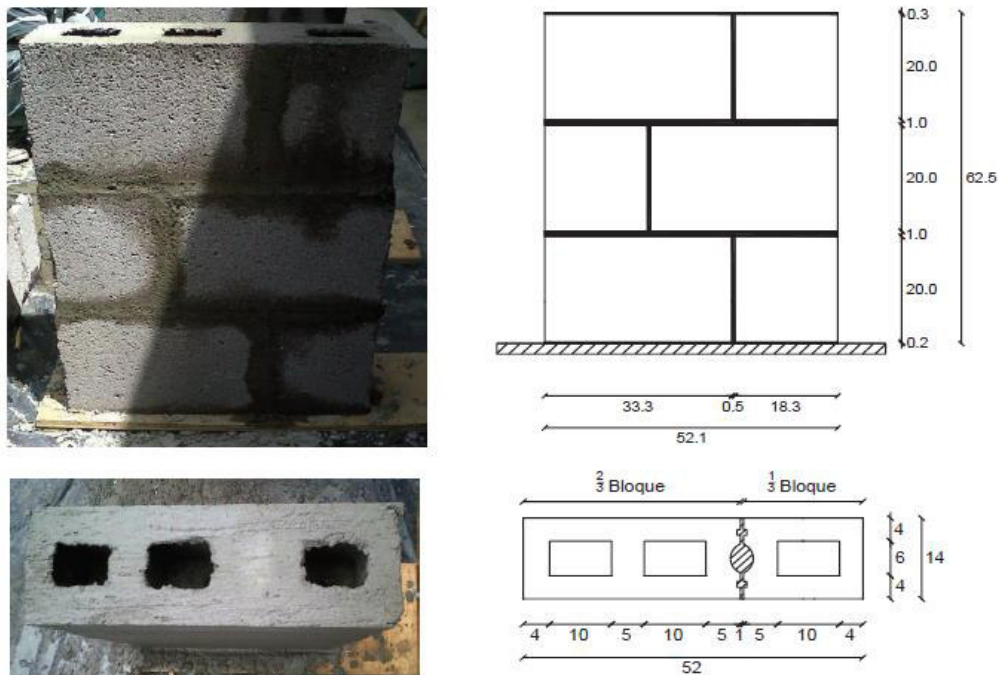


Figura 2.8. Geometría del prisma

Fuente: (Paredes, 2015)

Características del bloque:

El bloque dispuesto en la construcción de los prismas es de 14 mm de espesor (Figura 2.9). Las caras superior e inferior del bloque son disidentes, por este motivo se contempla un tamaño promedio. (Paredes, 2015)

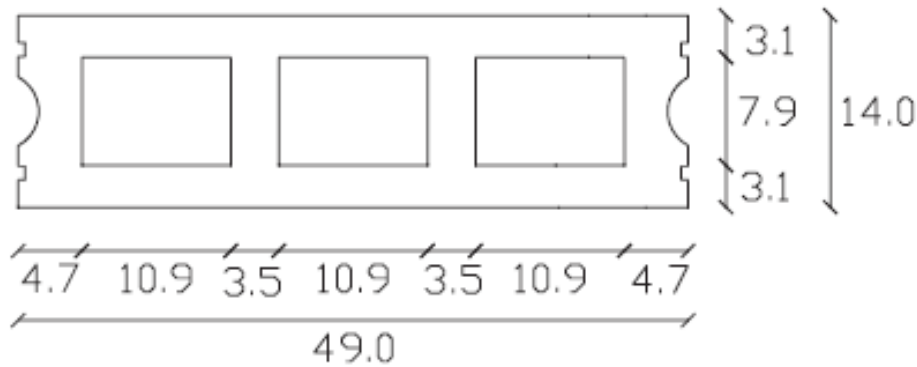


Figura 2.9. Geometría promedio, bloque 14 cm (medidas en cm)

Fuente: (Paredes, 2015)

Características del mortero:

El mortero utilizado tiene una relación arena-cemento de 1:5 y se ha procurado que la mezcla se parezca en lo posible a las condiciones en obra. Se emplearon tres muestras de mortero fueron ensayadas a compresión a los siete días. Los ensayos fueron realizados en base a la norma ASTM C109.(Paredes, 2015)

Características del enlucido:

El enlucido contiene arena cernida en proporción 1:5. Para esta combinación se utilizó mayor cantidad de agua para imitar la consistencia del enlucido usado en la edificación. El espesor del enlucido fue de 5 mm en las caras frontal y posterior, el cual fue dispuesto en la construcción del edificio Alicante. (Paredes, 2015)



Figura 2.10. Enlucido de los prismas.
Aplicado a los dos costados con un
espesor de 0.5 cm

Fuente: (Paredes, 2015)

Resultados obtenidos:

En la Figura 2.11 se resume los resultados de los ensayos a compresión en laboratorio. Se demuestra que la presencia del enlucido incrementa 1.4 veces la resistencia a compresión de la mampostería (f'_m) y 1.9 veces el módulo de elasticidad (E_m) en los muretes. (Paredes, 2015)

		Sin Enlucido		Con Enlucido	
		1	2	3	4
Peso	kg	51.57	51.2	59.7	59.65
Peso promedio	kg	51.39		59.68	
f'_m	kg	25.44	20.12	28.82	34.39
Peso por m2	Kg/m ²	158,11		183,62	
f'_m promedio	kg/cm ²	22.78		31.60	
f'_m enlucido/sin enl.	-	1.39			
E_m	kg/cm ²	6.44E+04	-	-	1.20E+05
E_m promedio	kg/cm ²	6.44E+04		1.20E+05	
E_m enlucido/sin enl.	-	1.86			

Figura 2.11. Resumen de resultados para f'_m y E_m de
los muretes ensayados

Fuente: (Paredes, 2015)

2.4. METODOLOGÍAS APLICADAS ANTERIORMENTE

Según (Paredes, 2015) en su trabajo “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental” se ha realizado varias técnicas, metodologías y análisis necesarios para la realización del presente proyecto.

2.4.1. TÉCNICAS DE ANÁLISIS PARA PROPIEDADES DINÁMICAS

Los modelos dinámicos han sido creados a fin de pronosticar y exponer el desempeño dinámico que tendrán las estructuras a través de prototipos que si bien no pueden describir el comportamiento real de la edificación al menos dan una aproximación del proceder del sistema estructural. (Moreno & Thomson, 2011)

Para el análisis de las propiedades dinámicas en sistemas estructurales se exponen dos procesos distintos que son: (Ángel, 2013; Paredes, 2015)

- **Paramétricas:** Son aquellas en las cuales se plantea un modelo matemático y se consideran los criterios estructurales necesarios para generar una conexión perfecta entre las respuestas medidas y las calculadas. A pesar de que exista una incertidumbre con respecto a los aspectos geométricos, condiciones de rigidez y masas en el modelo. (Ángel, 2013; Moreno & Thomson, 2011; Murià Vila, 2008)
- **No paramétricas:** Establecen las propiedades dinámicas de la edificación con base en registros experimentales. Este estudio precisa poner en funcionamiento transformaciones, funciones y procesos matemáticos. (Ángel, 2013; Murià Vila, 2008; Paredes, 2015)

Según (Paredes, 2015) las técnicas no paramétricas son:

2.4.1.1. Registro sísmico

Se asocia con los datos obtenidos en función de eventos sísmicos reales en estructuras con equipos de naturaleza sísmica de manera permanente. Este tipo de análisis tiene la información más completa ya que los registros se extraen a escala real y ante fuertes amplitudes de movimiento. No obstante, debido a la incertidumbre en la ocurrencia de los sucesos sísmicos se requiere de

instrumentación fija en la estructura, lo cual demanda tiempo y a largo plazo sería costoso.(Ángel, 2013; Paredes, 2015)

2.4.1.2. Vibración forzada

Es una técnica que consiste en incitar a la estructura hasta una excitación de manera ficticia por medio de excitadores mecánicos u otros dispositivos de tal forma que altere a la estructura en estudio. El uso de la vibración forzada infiere que el resultado es comparable a una excitación en la base de la estructura. Una de las limitaciones de estos mecanismos es la baja capacidad de provocar grandes respuestas que permitan interpretar el comportamiento inelástico o el colapso de la edificación.(Ángel, 2013; De la colina & Valdés, 2008; Paredes, 2015)

2.4.1.3. Vibración ambiental

Este proceso radica en medir las vibraciones de las estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, no requiere instrumentación permanente en la estructura ni necesita dispositivos mecánicos extras. Se basa únicamente en factores ambientales por este motivo solo toma en cuenta respuestas ante sollicitaciones de baja intensidad. Para realizar esta clase de pruebas se debe incluir instrumentos con adecuada resolución y se las puede llevar a cabo en cualquier momento para todo tipo de estructuras reales.(Muriá & González, 1995; Paredes, 2015)

2.4.2. MÉTODO DE ANÁLISIS PARA MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA

Los sistemas estructurales conformados por un marco de hormigón armado con paneles de hormigón o mampostería tienen cierto impacto que no siempre está por el lado de la seguridad. Esto se debe a que la anisotropía del material que compone la mampostería es difícil de predecir. Bajo estos argumentos los muros de relleno se juzgan como elementos no estructurales y son considerados únicamente elementos arquitectónicos.

A pesar de que se conoce que las estructuras de hormigón armado conformadas por mampostería no estructural, sufren alteraciones en su configuración estructural debido a efectos no considerados en su diseño. Algunos de los inconvenientes

pueden ser piso blando, columna corta y torsión en planta.(Abdelkareem, Abdel Sayed, Ahmed, & AL-Mekhlafy, 2013; Paredes, 2015)

Al simular una edificación nueva de hormigón armado la contribución de resistencia lateral proporcionada por los rellenos de mampostería es despreciada. Si bien la mampostería podría generar impactos negativos en la respuesta general del sistema constructivo es preciso incluir la modelación de esta.(Moretti, 2015)

Para realizar la modelación de este tipo de mampostería existen dos categorías principales que son:

- a. Micro-modelos:** procuran modelar de forma específica a la estructura, dividiéndola en varios elementos para tener en cuenta los efectos locales generados el método empleado en esta categoría es conocido como elementos finitos. Es preciso contemplar tres tipos de elementos indispensables para la modelación como son: pórtico, panel (Shell) para la mampostería y elementos interfase para la interacción entre el panel y el pórtico.(F. J. Crisafulli & Carr, 2007; Paredes, 2015)
- b. Macro-modelos:** son modelos simplificados que se fundamentan en el discernimiento del comportamiento físico de la mampostería en conjunto. Para la modelación se consideran un puntal diagonal a compresión el cual este acoplado en las esquinas de los pórticos. Existen varios estudios desde los años sesenta que han ido mejorando esta técnica que se basa en definir un ancho equivalente para el puntal diagonal que ha llegado incluso a utilizar hasta tres puntales.(F. Crisafulli et al., 2000; Paredes, 2015)

2.4.2.1. Método de elementos finitos

El método de elementos finitos admite una mayor precisión en la modelación del pórtico, relleno y la interfaz de relleno para la interacción entre el marco y la mampostería. Intenta simular el comportamiento real de los paneles de relleno por medio de dividir en elementos finitos modelos constitutivos para de esta forma reflejar las características mecánicas del material que los componen.(Al-Chaar & Mehrabi, 2008)

Para la utilización de este método es necesario que en el modelo la mampostería esté conectada a la estructura exclusivamente bajo esfuerzos de compresión. A causa de esta conexión el proceso de modelación se vuelve iterativo puesto que también depende de las cargas aplicadas.(Paredes, 2015)

De acuerdo con (Asteris, 2008) para la aplicación del método de elementos finitos se debe seguir los siguientes pasos:

1. Primeramente, el marco de la estructura se conecta al panel de mampostería en los puntos de las esquinas de la diagonal a compresión (Figura 2.6 a).
2. Se calculan las fuerzas nodales y los desplazamientos.
3. Se verifica si los nodos del panel de relleno se superponen a los del marco (Figura 2.6 b)
4. Si los nodos del panel se superponen con los del marco, entonces se conectan los nodos vecinos a los previamente conectados y se itera el proceso desde el paso 2 (Figura 2.6 c).
5. Si el panel ya no se superpone más con el pórtico, entonces se constata que no aparecen nodos que trabajen a tensión. Para esto se chequea los esfuerzos en dirección x para los costados laterales del panel (parte vertical de la interfase) y los esfuerzos en y para los costados superior e inferior del mismo (parte horizontal de la interfase).
6. Al no presentarse efectos de tensión en los nodos conectados, entonces el proceso finaliza. (Figura 2.12 d). En cambio, si se presentaran dichos efectos, se desconecta el nudo y se realiza la iteración del proceso desde el paso 2.

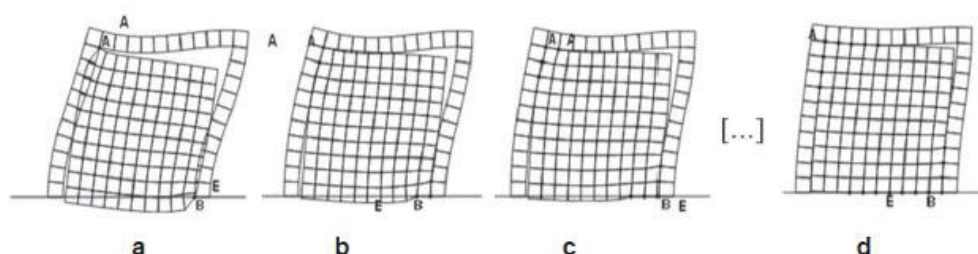


Figura 2.12 Deformadas sucesivas de un pórtico con Mampostería a medida que se conectan los nodos.

Fuente:(Paredes, 2015)

2.4.2.2. Método de puntal equivalente

Es una técnica adecuada para modelar la mampostería no confinada de edificios de hormigón armado sometidos a cargas laterales. Debido a la sencillez del método existen varias propuestas de diseño. (Adukadukam & Sengupta, 2013)

Según (Moretti, 2015) y (Paredes, 2015) para definir este sistema se considera un puntal diagonal hecho del mismo material y espesor que la mampostería y un ancho equivalente (w), con resistencia únicamente a compresión y con rótulas en sus extremos. Para hallar el ancho del puntal equivalente (w) varios investigadores consideran diferentes formas de cálculo entre ellas la siguiente:

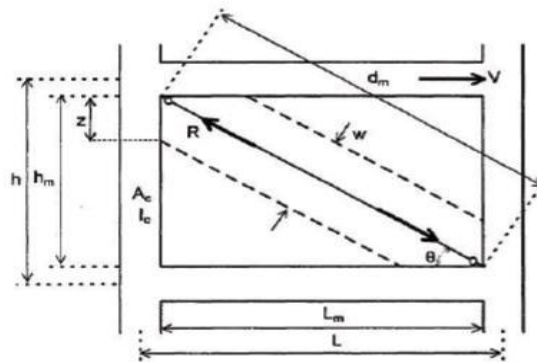


Figura 2.13. Variables en la definición del ancho efectivo del puntal diagonal

Fuente: (F. Crisafulli et al., 2000)

Holmes, 1961:

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (1)$$

Donde:

w : ancho equivalente del puntal diagonal

d_m : longitud del puntal diagonal

Stafford Smith, 1969:

Realiza varias pruebas para investigar con mayor precisión y define el parámetro de rigidez equivalente entre el marco y el panel

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m * t * \text{sen}(2\theta)}{4 * E_c * I_c * h_m}} * h \quad (2)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_m}{L_m} \right)$$

Donde:

λ : Parámetro de rigidez equivalente del puntal

E_m : módulo de elasticidad de la mampostería

t : espesor de la mampostería

h_m y L_m : alto y largo de la mampostería (Figura 2.7)

E_c : módulo de elasticidad del concreto

I_c : inercia de la columna

h : alto del pórtico (Ilustración 7)

θ : ángulo de inclinación del puntal sobre la horizontal

Mainstone, 1971:

$$w = 0.16 * d_m * \lambda^{-0.3} \quad (3)$$

Mainstone & Weeks, 1970:

Esta ecuación está incluida en FEMA-274 y FEMA-306.

$$w = 0.175 * d_m * \lambda^{-0.4} \quad (4)$$

Bazan & Meli, 1980:

Para la aplicación de este modelo se debe cumplir:

$$0.75 \leq \xi \leq 2.50, \text{ donde : } \xi = \frac{L_m}{h}$$

Si se cumple esta expresión entonces:

$$w = (0.35 + 0.22\beta) * h \quad (5)$$

$$\beta = \frac{E_c * A_c}{G_m * A_m}, 0.9 \leq \beta \leq 11$$

$$A_m = L_m * t$$

Donde:

A_c : Área de la columna

G_m : Módulo de corte de la mampostería

A_m : Área de la mampostería en el plano horizontal

Liaw & Kwan, 1984:

$$w = \frac{0.95 \operatorname{sen}(2\theta)}{2\sqrt{\lambda}} d_m \quad (6)$$

Paulay & Priestley, 1992:

$$w = 0.25 * d_m \quad (7)$$

Modelo de tres puntales:

(F. Crisafulli et al., 2000) deduce que a pesar de la simplicidad que representa el modelo de un puntal diagonal, los resultados que se pueden alcanzar son adecuados. No obstante, este tipo de modelo no logra describir adecuadamente las fuerzas internas inducidas en los miembros que componen el pórtico. Plantea la utilización de un modelo más sofisticado con la implementación de tres puntales (ilustración 8) cuya ventaja consiste en representar las acciones en el marco, así como también los esfuerzos de momento y cortante producidos en la mampostería con mayor precisión frente a cargas laterales en la edificación.

Para lo cual apoyándose de la distancia de contacto (z) entre el marco y el panel determinada por (Bryan Stafford Smith, 1966) y (B Stafford Smith & Carter, 1969) incorpora dos puntales secundarios manteniendo una distancia de $z/2$ del puntal principal. El área total equivalente del puntal A_m , está definida en función del ancho equivalente (w) por el espesor (t), se distribuye un 50% para el puntal central y un 25% para cada uno de los puntales secundarios. (Figura 2.14) (Paredes, 2015)

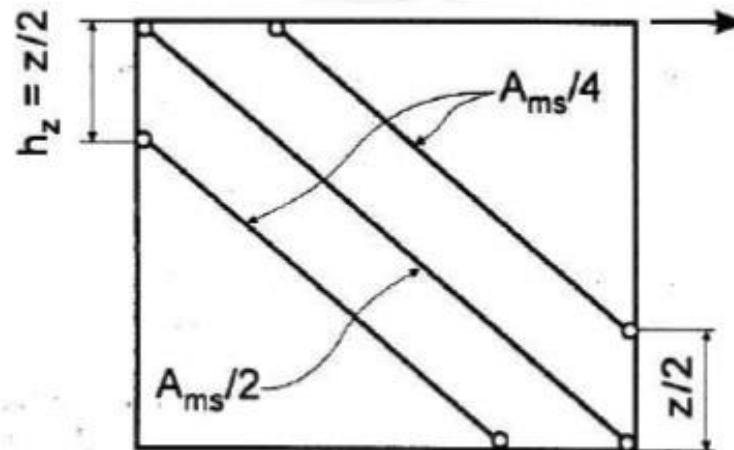


Figura 2.14. Definición del modelo de tres puntales

Fuente:(F. Crisafulli et al., 2000)

2.5. ANÁLISIS PUSHOVER MULTIMODAL (MPA)

Es un procedimiento de análisis empuje (pushover) apoyado en la teoría de la dinámica estructural. En el análisis de empuje multimodal (MPA), se ha llevado a cabo con el propósito de incluir las contribuciones de todos los modos de vibración. Dado que comúnmente se toma a consideración el modo fundamental de vibración como es el caso del pushover tradicional (Chopra & Goel, 2001).

En este tipo de análisis de empuje modal la demanda sísmica se debe a la expansión modal de las fuerzas sísmicas efectivas. Dichas fuerzas, se establecen a través de un análisis estático no lineal, el cual utiliza la distribución inercial de fuerzas para cada modo de vibración. Las demandas modales debido a los primeros dos o tres términos de la expansión modal, se combinan por la regla CQC (Combinación cuadrática completa). Esta combinación se la realiza para obtener una estimación de la demanda sísmica total de sistemas inelásticos (Chopra & Goel, 2002).

El pushover multimodal MPA ha demostrado ser bastante preciso para estimar las demandas sísmicas en estructuras regulares. Se conoce que las irregularidades en elevación de las estructuras influyen significativamente en la estimación de demandas sísmicas (Kayhani et al., 2010). De acuerdo con (Chintanapakdee & Chopra, 2003) el pushover multimodal es menos preciso para edificios de marcos con: un primer piso fuerte o rígido y fuerte; suave, la mitad inferior débil o blanda y

débil; rígido, fuerte o rígido y fuerte la mitad inferior. La razón es que el MPA considera únicamente los primeros modos de vibración y es propenso a imprecisiones en la contribución de modos superiores (Chintanapakdee & Chopra, 2003).

Según (Chopra & Goel, 2002) en su artículo “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings” concluye que el método de análisis pushover multimodal que incluye apenas dos y tres términos al compararlo con el método de análisis de espectro de respuesta (RSA) no lineal, obtuvo buenas estimaciones de los desplazamientos de piso. Además, se identificaron de manera exitosa la mayoría de las rótulas plásticas no obstante las rotaciones de estas rótulas plásticas fueron menos precisas y concluye que este método es necesario.

Por otro lado (Medina & Galarza, 2020) en el “Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPAM, NLRHA” concluye que este método es adaptable para estructuras que tienen modos de vibración superiores. Al mismo tiempo que afectan de manera considerable la respuesta de desplazamientos (estructuras irregulares).

Esta técnica también es considerada como una solución frente a las deficiencias que tiene el análisis pushover tradicional. El análisis pushover multimodal utiliza un solo tipo de distribución de carga horizontal y emplea todos los modos de vibración de la estructura (Mora et al., 2006).

2.6. ANÁLISIS DE HISTORIA EN EL TIEMPO (NL-RHA)

Este tipo de análisis es el método que muestra de mejor manera los resultados de la respuesta de las edificaciones en presencia de sismos. Este método se fundamenta en una aproximación compleja para examinar las demandas inelásticas generadas en la estructura, utilizando registros sísmicos para estimar la demanda de desplazamiento (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Se conoce que estimar demandas sísmicas para niveles de desempeño como Seguridad de Vida y Prevención al Colapso precisa de consideraciones fundamentales acerca del comportamiento inelástico de la edificación (Chopra & Goel, 2001). Los análisis de historia en el tiempo no lineales requieren información

precisa de los movimientos del suelo, además de una evaluación probabilística que considere los registros sísmicos que son variables e impredecibles en las diferentes zonas donde se construye inmuebles (Kalkan & Kunnath, 2007).

Para utilizar esta técnica de análisis es preciso conocer qué clase de sismos se puede emplear y de esto dependerá la viabilidad de la aplicación de este método pues se requiere tomar en cuenta parámetros de movimiento fuerte, geofísicos, magnitud del sismo, distancia al sitio y el lugar.

Si bien este método resulta ser el más exacto, no es la primera opción de todos los profesionales al momento de diseñar. De acuerdo con (Chopra, 2012) existen varios motivos por los cuales esta técnica de análisis es compleja, que son:

1. Es necesario contar con un conjunto de movimientos del suelo compatibles con el espectro de diseño sísmico para el lugar de estudio.
2. Pese a contar con tecnología informática, modelar las estructuras bajo este concepto de análisis resulta un reto computacional complejo. En particular en edificaciones de planta asimétrica.
3. Los análisis de excitación deben ser iterativos a causa de la amplia variabilidad en la demanda generada por los distintos registros de los movimientos del suelo.
4. El modelo estructural debe ser idóneo para representar a la edificación de forma real, especialmente el deterioro de la resistencia frente a grandes desplazamientos.
5. Los programas informáticos y de modelado deben ser óptimos para generar resultados esencialmente idénticos.

2.6.1. FACTORES POR CONSIDERAR EN LA DEMANDA SÍSMICA

La respuesta inelástica de una estructura depende de varios factores para conseguir resultados considerables (Galarza Altamirano, 2019).

Efectos $P - \Delta$

Estos efectos de segundo orden son producidos por las cargas de gravedad que intervienen en torno a una estructura lateralmente deformada. Los efectos $P - \Delta$ disminuyen levemente en la edificación la rigidez elástica inicial. Por lo cual, si la

estructura se mantiene elástica durante el movimiento, los efectos $P - \Delta$ no influyen significativamente en la respuesta sísmica de la estructura. No obstante, en la respuesta dinámica dichos efectos tienen gran importancia (Chopra A. K., 1997) (Galarza Altamirano, 2019).

En la Figura 2.15 se muestra la diferencia en la curva de capacidad cuando se toma en cuenta los efectos $P - \Delta$ y como cambia al omitir dichos efectos.

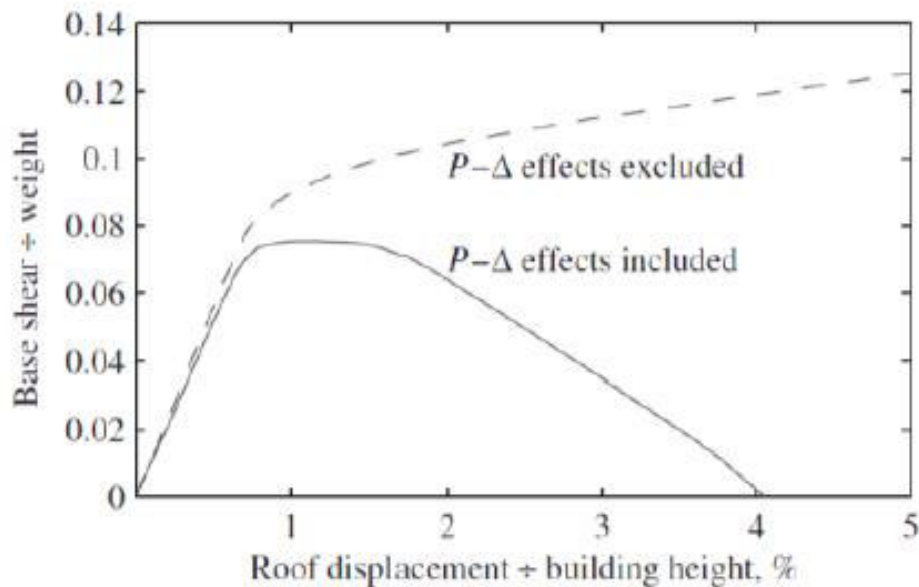


Figura 2.15. Curva de capacidad para un edificio de veinte plantas

Fuente: (Chopra A. K., 1997)

Estimación del modelo

Los análisis computacionales representan una idealización de la estructura. Las diferencias en los modelos pueden influir de manera significativa en la respuesta que tendrá la edificación frente a un terremoto. En la Figura 2.16 se demuestra como diferentes modelos influyen en la respuesta de la deriva límite del piso dos con respecto al desplazamiento del suelo (Galarza Altamirano, 2019).

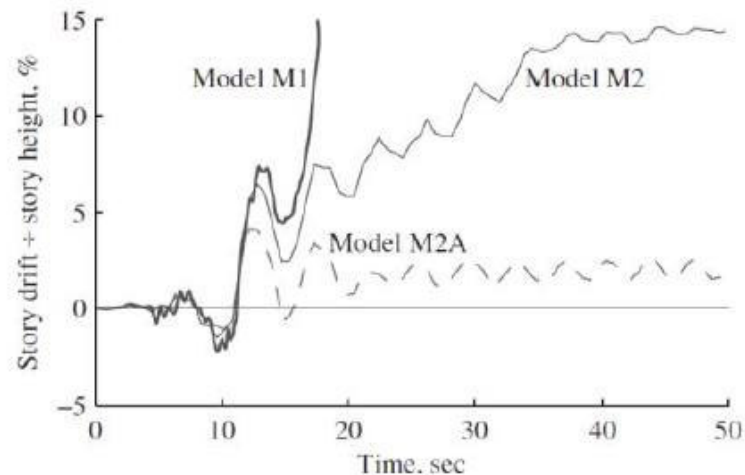


Figura 2.16. Deriva y el impacto frente a diversos modelos

Fuente: (Chopra A. K., 1997)

Respuesta ante movimientos del suelo

Para definir las demandas sísmicas deben existir una cantidad lo bastante grande de movimientos del suelo. Además, se debe seleccionar los valores de la demanda a tomar en cuenta para diseño y evaluación de la edificación (Chopra A. K., 1997) ; (Galarza Altamirano, 2019).

2.6.2. DEMANDAS DE DERIVA DE PISO

Efecto de rótulas plásticas:

Las resistencias relacionadas al rendimiento de vigas y columnas, así como las resistencias asociadas al rendimiento de diferentes pisos, influyen en la variación en altura de las demandas de ductilidad en edificaciones de varios pisos (Galarza Altamirano, 2019).

De acuerdo con (Chopra A. K., 1997) en la Figura 2.17 se presentan diversos casos de formación de rótulas plásticas que se detallan a continuación:

- a) **Rótula de viga:** Se evidencia un pórtico con columnas fuertes y vigas débiles. En este mecanismo se originan rótulas plásticas en todas las vigas mientras van aumentando las fuerzas laterales (Galarza Altamirano, 2019).

- b) **Rótula de columna:** Se muestra un sistema aperticado con columnas débiles y vigas fuertes. En este sistema se desarrollan rótulas plásticas en todas las columnas mientras van aumentando las fuerzas laterales (Galarza Altamirano, 2019).
- c) **Modelos de piso débil:** Se indica una estructura en la cual únicamente el primer piso está bajo la distribución de fuerza lateral. El desempeño del segundo piso y de los pisos superiores aumenta a comparación del caso b), donde se garantiza que permanezcan elásticos. De esta manera el primer piso no es más débil que el modelo b). No obstante, los pisos superiores si son débiles dado que se presenta una gran discontinuidad de fuerza en el primer piso (Galarza Altamirano, 2019).

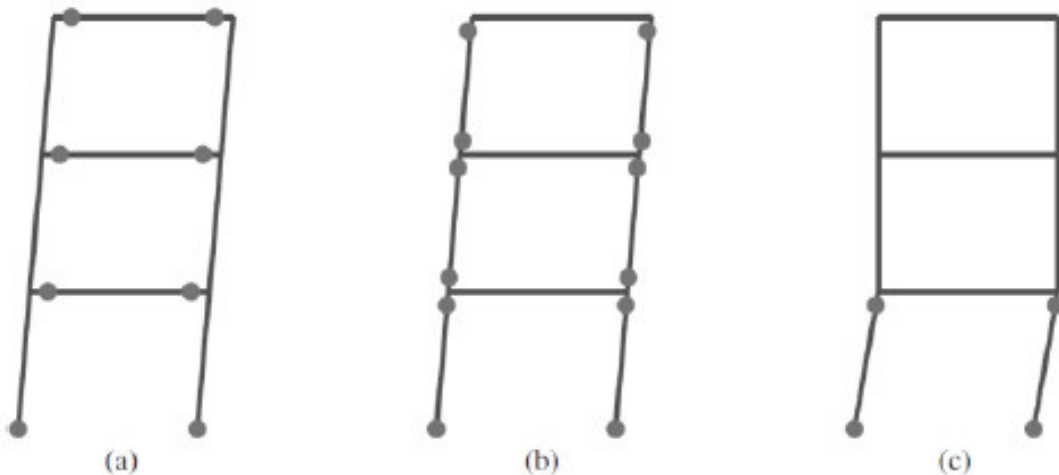


Figura 2.17. a) Rótulas en vigas, b) Rótulas en columnas y c) Ejemplo de piso blando.

Fuente: (Chopra A. K., 1997)

En las edificaciones, cuando el primer piso es ligeramente débil, por lo general también es un piso flexible. Esto sucede ya que la rigidez y la resistencia comúnmente están vinculadas. El desempeño de la edificación con un primer piso blando es parecido al de un edificio con un primer piso débil. El comportamiento de los edificios se limita a que los pisos superiores siguen siendo elásticos, lo que ocasiona grandes demandas de ductilidad en el primer piso (Chopra A. K., 1997) (Galarza Altamirano, 2019).

2.7. CRITERIOS INICIALES

2.7.1. DEMANDA

La demanda representa la aceleración del suelo que se transmite a la edificación mientras ocurre un sismo (Medina Robalino, 2016).

2.7.1.1. Espectro de respuesta para diseño nec15:

El espectro de respuesta se basa en el entorno geológico, tectónico, sismológico y tipo de suelo. Estas características se asocian con el lugar de emplazamiento de la edificación y a la normativa correspondiente a cada país (NEC-SE-DS, 2015).

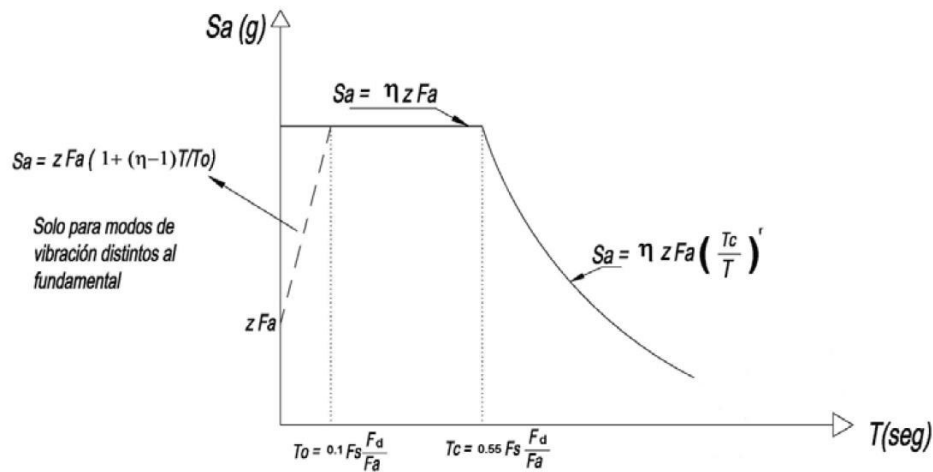


Figura 2.18. Espectro de aceleración

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. El valor de la razón depende de la región como se indica a continuación:

Tabla 2.1*Amplificación espectral NEC15*

Amplificación Espectral	η
Costa (Excepto Esmeraldas)	1.8
Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Oriente	2.6

Realizado por: Silvia Sangucho.

Donde:

 F_a = Coeficiente de ampliación de suelo. F_d = Coeficiente de amplificación de suelo. F_s = Coeficiente de amplificación del suelo. S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones T = Período fundamental de vibración de la estructura T_o = Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones T_c = Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

r = Factor utilizado en el espectro de diseño elástico. El valor de este factor depende del lugar de emplazamiento es decir del tipo de suelo como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2*Factor utilizado en el espectro de diseño elástico NEC15*

Factor	r
Todo tipo de suelo (excepto suelo tipo E)	1
Suelo tipo E	1.5

Realizado por: Silvia Sangucho.**2.7.1.2. Zonificación sísmica**

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años ($T_r=475$ años), que incluye

una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC-SE-DS, 2015)

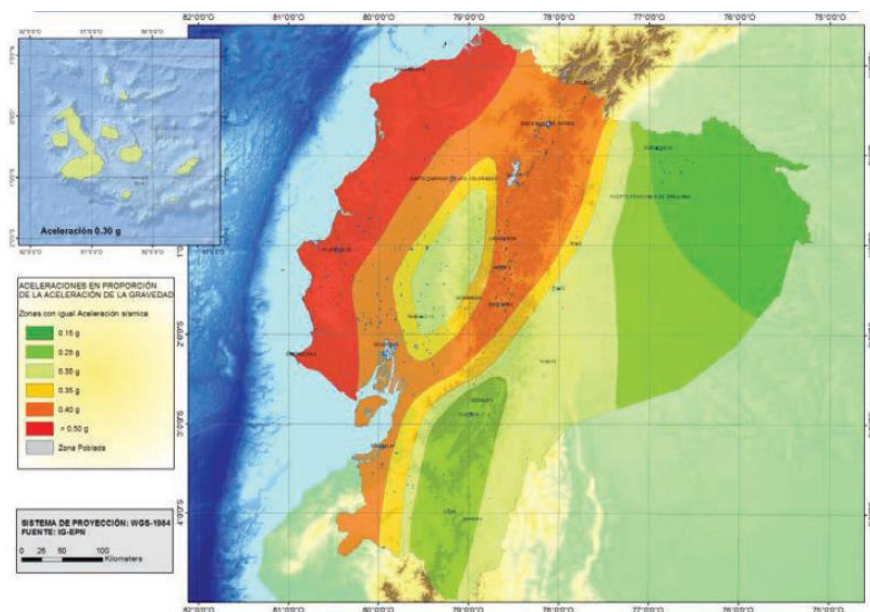


Figura 2.19. Zonificación sísmica del Ecuador

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura 2.20. Valores del factor de zona sísmica Z

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

2.7.1.3. Curvas de peligro sísmico

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferente a las de edificación; es preciso utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con la finalidad de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño (NEC-SE-DS, 2015).

Para definir los niveles de aceleración sísmica esperada en roca, la NEC15 aporta las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia (NEC-SE-DS, 2015).

Quito pertenece a una de las zonas de mayor peligro sísmico del país, además de ser una urbe conformada por edificios y hospitales públicos de significativa altura. A continuación, se muestra las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Quito, lugar de emplazamiento de la edificación (Medina Robalino, 2016).

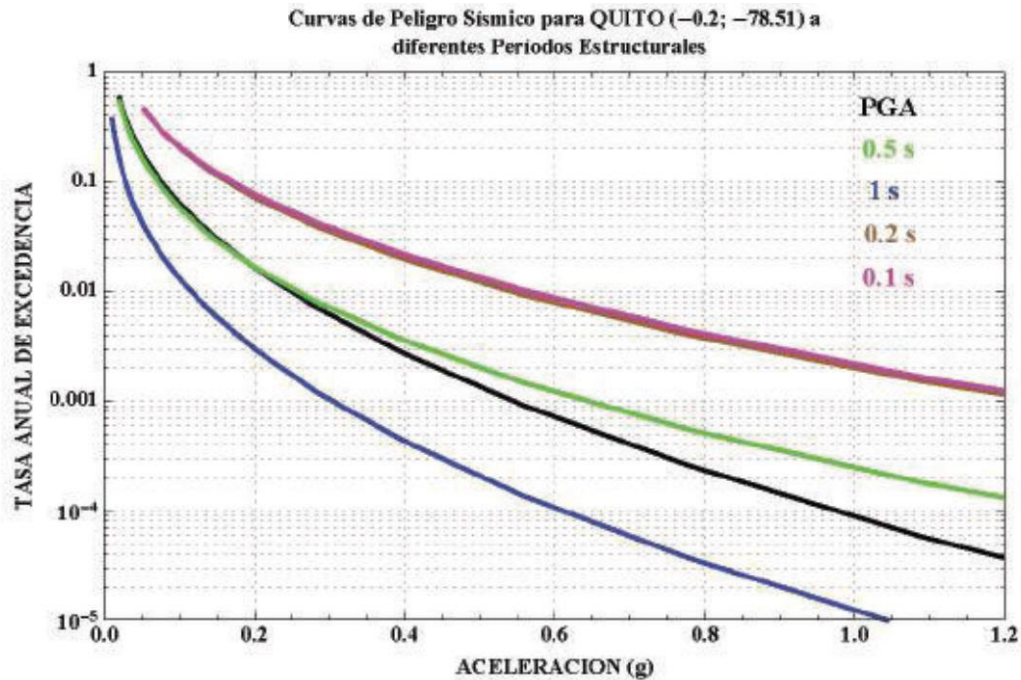


Figura 2.21. Curvas de peligro sísmico ciudad Quito

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

2.7.1.4. Geología local

Según la (NEC-SE-DS, 2015) se definen seis tipos de suelo conforme a sus características mecánicas como se muestra en la Fig. 2.13.

Tipo perfil	de	Descripción	Definición
A		Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B		Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ 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 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Figura 2.22. Tipo de suelo

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	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, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	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.	

Figura 2.23. Continuación

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

2.7.1.4.1. Tipo de suelo y factores Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Figura 2.24. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

2.7.1.4.2. Tipo de suelo y factores Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 2.25. Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

2.7.1.4.3. Tipo de suelo y factores F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 2.26. F_s : Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

El tipo de suelo con el que se ha realizado el análisis de la edificación es tipo D.

2.7.2. CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad es la representación gráfica del comportamiento de una estructura frente a eventos sísmicos. Esta curva se plantea en función del cortante vs el desplazamiento. Esta curva de capacidad es posible obtenerla a través de un análisis no lineal pushover considerando la no linealidad en las propiedades de los materiales. A través de dicha curva se puede conocer el punto de desempeño de la edificación.

2.7.3. PERÍODO DE VIBRACIÓN

Es el tiempo que tarda un sistema vibratorio en volver a su posición inicial frente a un movimiento armónico ondulatorio. El período es fundamental a la hora de precisar la respuesta de la estructura ante un sismo (Domínguez Caicedo, 2014; NEC-SE-DS, 2015).

2.7.4. MASA MODAL EFECTIVA

La masa modal efectiva es una propiedad dinámica de un sistema. Representa la cantidad de masa cooperante para cada modo de vibración de la edificación. En gran medida el modo fundamental de vibración es el que absorbe la mayor cantidad de masa modal (Paredes, 2015).

2.7.5. ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL Y ESENCIAL

Para estructuras esenciales y de ocupación especial, la Norma Ecuatoriana de construcción solicita una verificación del desempeño de las mismas. Esta verificación tiene como finalidad elevar el nivel de protección de las edificaciones y pretende mantenerlas operativas después del sismo (NEC-SE-DS, 2015).

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

Figura 2.27. Niveles de amenaza sísmica

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

Para estructuras esenciales se debe verificar 2 niveles como son:

- a. Seguridad de vida
- b. Prevención al colapso

2.7.6. ACELEROGRAMAS

Los acelerogramas representan el registro de la aceleración sujeto a la variación del tiempo de una estructura emplazada en un sitio específico frente a un evento sísmico. Normalmente el registro de aceleraciones tiene tres componentes: longitudinal, transversal y otra en el sentido vertical que se almacena en los acelerógrafos (Schmidt Díaz & Quirós Serrano, 2007). Así mismo los acelerogramas

incluyen magnitud, duración frecuencia, distancia a la falla e influencia del suelo entre otros (Ruiz Carrillo & Torres Reino, 2018).

2.7.6.1. Clasificación de acelerogramas

De acuerdo con (Villavicencio Cedeño, 2015) existe una gama de acelerogramas, los cuales son utilizados para el diseño sismorresistente. Los tipos de acelerogramas son los siguientes:

- a. **Acelerogramas reales:** son registros propios de la vibración del suelo al liberarse energía. Poseen toda la información en cuanto a parámetros de amplitud, frecuencia, duración, lugar (Villavicencio Cedeño, 2015).
- b. **Acelerogramas artificiales:** son elaborados para coincidir con un espectro de respuesta de un lugar determinado. Este tipo de acelerograma requiere de información precisa acerca del movimiento sísmico esperado (Villavicencio Cedeño, 2015).
- c. **Acelerogramas sintéticos:** son registros creados por falta de registros reales. Estos acelerogramas se generan por métodos deterministas o estocásticos para movimientos de período largo y corto respectivamente (Villavicencio Cedeño, 2015).

2.7.6.2. Peligro Sísmico

Placas tectónicas:

El comportamiento geológico se deriva de la interacción entre placas lo que genera tres tipos de límites tectónicos:

- Límites convergentes: Las placas se juntan unas con otras.
- Límites divergentes: Las placas se separan.
- Límites transformantes: Las placas se mueven de lado unas con otras.

Zonas sísmicas del Ecuador:

En Ecuador el peligro sísmico está controlado por dos tipos de origen sísmico: subducción (interplaca o intraplaca) y corticales (superficiales) (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

- **Sismos interplaca:** se producen por el contacto entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa sudamericana en la zona de convergencia. Tienen una profundidad menor a 40 km. (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016; (Galarza Altamirano, 2019)
- **Sismos intraplaca:** son sismos de falla normal y de profundidad intermedia de entre 40 y 300 km. Este tipo de sismos se ubican dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016)
- **Sismos corticales:** son sismos superficiales que suceden dentro de la placa Sudamericana con una profundidad menor a 40 km. (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016; Galarza Altamirano, 2019)

2.7.7. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

2.7.7.1. Acero

El comportamiento del acero se basa en el modelo de Park que se aproxima a la curva esfuerzo vs deformación a tensión del acero. Este modelo toma en cuenta tres zonas: elástica lineal, de fluencia y de endurecimiento por deformación donde el acero recobra su habilidad para resistir cargas. (Park & Paulay, 1975; Galarza Altamirano, 2019)

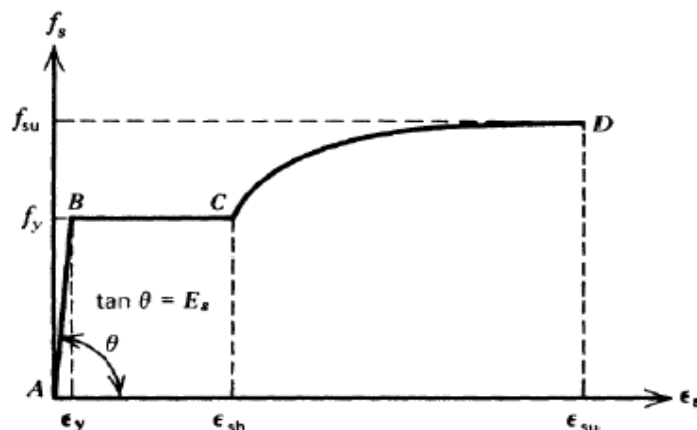


Figura 2.28. Curva esfuerzo vs deformación del acero sometido a tensión

Fuente: (Park & Paulay, 1975; Galarza Altamirano, 2019)

2.7.7.1.1. Modelo de histéresis

Para el acero el modelo de histéresis es el cinemático. Este modelo disipa en gran parte energía y en materiales con alta ductilidad es apropiado. Según los preceptos de la rigidez Cinemática, la deformación plástica en una dirección tensa la curva hacia la otra dirección (Galarza Altamirano, 2019). Cuando se carga y se descarga, la curva cumple un patrón de fracciones paralelas de igual longitud, que las fracciones previamente cargadas, así como sus pares opuestos hasta juntarse con la curva tipo y cargar en la otra dirección. (Galarza Altamirano, 2019)

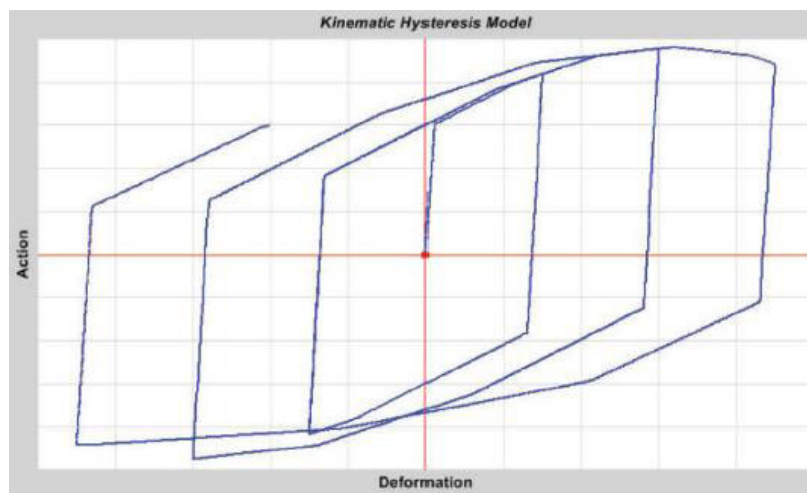


Figura 2.29. Modelo de histéresis cinemático

Fuente:(Galarza Altamirano, 2019)

2.7.7.2. Hormigón

Las columnas de hormigón armado tienen zonas específicas en las cuales se presentan rótulas plásticas. El refuerzo empleado para asegurar una redistribución de momento tiene que ser dúctil a fin de impedir que la estructura colapse ante la presencia de un sismo (Mander, Priestley, & Park, 1988; Galarza Altamirano, 2019).

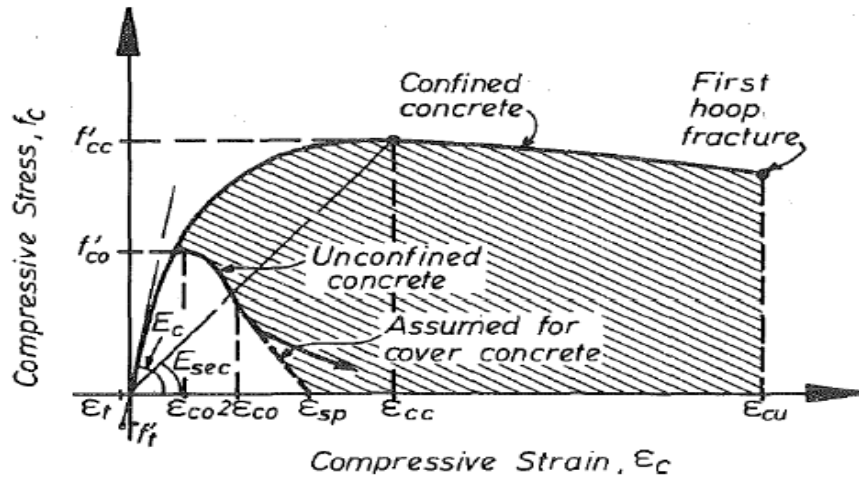


Figura 2.30. Curva esfuerzo vs deformación del concreto confinado y no confinado

Fuente: (Mander et al., 1988)

2.7.7.2.1. Modelo de histéresis

El modelo de Takeda utiliza la curva de histéresis degradada y no precisa de varios parámetros. Además, este modelo es usado como base para evaluar otros modelos y así explicar cuanto influye las diferentes características de los modelos. El modelo mitiga energía más baja que el modelo kinemático. La descarga se presenta a lo largo de los tramos elásticos parecidos al modelo kinemático. Al cargar la curva mantiene una línea secante a la curva de carga en la dirección opuesta (Galarza Altamirano, 2019). El punto focalizado de esta secante se origina en la máxima deformación que aparece en esa dirección bajo los ciclos de carga previos (Galarza Altamirano, 2019). Como consecuencia se genera una cantidad decreciente de disipación de energía con grandes deformaciones (Galarza Altamirano, 2019; Salidi, 1982).

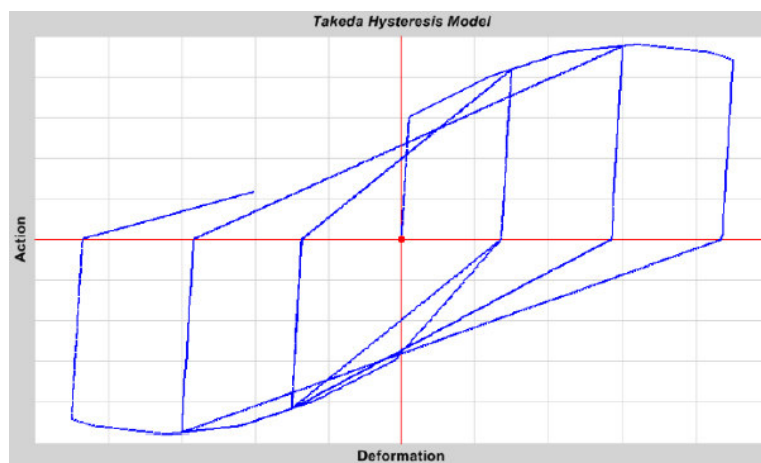


Figura 2.31. Modelo de histéresis Takeda

Fuente:(Galarza Altamirano, 2019)

2.7.8. DESEMPEÑO

La FEMA 273-356, ATC-40 son entidades que plantean niveles de desempeño para las estructuras. La (ATC-40, 1996) presenta niveles de desempeño estructural y no estructural como se muestra en la Figura 2.23.

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	ELEMENTOS ESTRUCTURALES					
	SP-1 INMEDIATA OCUPACIÓN	SP-2 DAÑO CONTROLADO (RANGO)	SP-3 SEGURIDAD	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA (RANGO)	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B INMEDIATA OCUPACIÓN	1-B INMEDIATA OCUPACIÓN	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD	4-C	5-C	6-C
NP-D AMENAZA	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE

Figura 2.32. Niveles de desempeño estructural y no estructural

Fuente:(ATC-40, 1996)

Tabla 2.3*Límites de aceptación utilizados para el análisis*

Límites de aceptación	
Operacional	
Ocupación Inmediata	IO
Seguridad de vida	LS
Estabilidad Estructural	CP

Realizado por: Silvia Sangucho.

2.8. ESTADO DEL ARTE

2.8.1. ANTECEDENTES

Hace algún tiempo se han realizado varias investigaciones acerca de la implementación de la mampostería no estructural en los modelos computacionales para las edificaciones. Al respecto se encontró diversa información sustentada teóricamente y experimentalmente a más de recomendaciones para la aplicación de este tipo de modelos estructurales. En lo sucesivo, se presenta información relacionada al tema de investigación efectuado en otros países. No obstante, existe poca información a la fecha, acerca del actual estudio en el país.

2.8.2. INVESTIGACIONES REALIZADAS

- a. **“Diseño sísmico y respuesta de edificios de hormigón armado desnudos y rellenos de mampostería. Parte II: Estructuras Rellenas”**, M. N. Fardis y T. B. Panagiotakos. 1997

En estructuras con relleno de mampostería, generalmente la respuesta y el rendimiento sísmico son controlados por las paredes. Según los terremotos que se han presentado a lo largo de la historia, los rellenos fuertes brindan la mayor parte de la resistencia y evitan el colapso de estructuras relativamente flexibles y débiles. Sin embargo, también pueden fallar de manera frágil, generando irregularidades en la resistencia y rigidez de la estructura y posiblemente en la formación de un piso blando. Además, al no incluir la mampostería en el modelo y análisis sísmico convencional de la edificación, se desprecia la contribución a la rigidez y a la resistencia lateral sin conocer si es significativa o no la inclusión de los mampuestos.

Para debatir acerca de si la mampostería debe o no ser incluida en el análisis se desarrollaron diferentes modelos con marcos idealizados de varios pisos y configuraciones de relleno. En el análisis se demostró que la presencia de rellenos es beneficiosa para la respuesta sísmica global y el desempeño de la estructura. También se identificó que los rellenos se agrietan y se separan del marco, por lo cual la rigidez afecta muy poco a la respuesta dinámica global. (Fardis & Panagiotakos, 1997)

b. “Modelado analítico de estructuras de marco rellenos - una revisión general”, Francisco Crisafulli, Athol Carr, y Robert Park. 2000.

En el presente artículo se realizó una revisión general acerca de las metodologías empleadas para el análisis de marcos rellenos de mampostería. Los modelos se agruparon en modelos locales o micro modelos y en modelos simplificados o macro, los cuales dependerán del grado de refinamiento utilizado para la representación de la estructura. Los modelos más comunes son de elementos finitos para micro modelos y el mecanismo de puntal equivalente para macro modelos.

De este análisis se concluyó que los macro modelos tienen ventajas obvias en términos de simplicidad y eficiencia computacional ya que la formulación está basada en un criterio físicamente razonable. Además, el modelo de un puntal es una representación simple, que es incapaz de describir los efectos que ocurren en el marco. Recomienda para esto la inclusión de puntales múltiples. Por otro lado, los micro modelos pueden simular el comportamiento estructural con mayor detalle, sin embargo, el análisis computacional es demasiado complejo para ser aplicado en estructuras de varios pisos.(F. Crisafulli et al., 2000)

c. “Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórtico de concreto”, Juan Carrillo y Giovanni González. 2006

Es normal que, en el análisis y el diseño de los pórticos de hormigón armado rellenos por mampuestos, se considere a los mismos como elementos no

estructurales que no aportan rigidez. En este artículo se realizó una investigación analítica y computacional inelástica de tres edificios de 3, 7 y 13 pisos. A través del método de puntal diagonal equivalente se ha representado la mampostería, a fin de evaluar el comportamiento inelástico local y global de la edificación. Las conclusiones del análisis muestran que la mampostería podría alterar considerablemente en resistencia, rigidez ductilidad y amortiguamiento a la edificación a causa de la interacción entre pórtico y mampostería. No obstante, para demandas sísmicas elevadas próximas al punto de capacidad se puede llegar al colapso debido a fallas locales en vigas o columnas. Es decir, a pesar de que la resistencia global de la estructura no se vea afectada aparentemente, esta puede aumentar dependiendo de la densidad de muros en la edificación. Finalmente señala que implementar el método de puntal diagonal equivalente para modelar la mampostería permite identificar de forma clara el comportamiento y el nivel de daño estructural. (Carrillo & Gonzáles, 2006)

d. “Macro modelo propuesto para el análisis de estructuras de marcos rellenos”, Francisco Crisafulli y Athol Carr. 2007

Los marcos de hormigón armado rellenos de mampostería son de vital importancia para estructuras de alta sismicidad. No obstante, en la mayor parte de países en desarrollo la mampostería es considerada parte del sistema estructural para edificios de baja a mediana altura. Por esto, es preciso conocer métodos seguros para analizar los marcos rellenos por mampostería no estructural. En este artículo se describe un modelo macroscópico refinado para marcos rellenos, en los que las premisas principales son las consideraciones de las características particulares de la mampostería y la representación adecuada de la respuesta histerética. Se propone técnicas de modelado entre las principales, se menciona a modelos locales o micro y modelos simplificados o macro. Para los modelos macro se ha empleado la técnica del puntal diagonal equivalente y para modelos locales el método de elementos finitos. Las conclusiones del artículo indican que el modelo de un solo puntal puede proporcionar una estimación

adecuada de la rigidez del marco relleno. Por otro lado, el modelo de dos y tres puntales la rigidez cambió significativamente y fue menor a la rigidez obtenida por un solo puntal. Además, recomienda mayor investigación experimental y analítica para desarrollar un procedimiento más racional que sea capaz de tomar en cuenta la respuesta al corte del panel de relleno no solo en términos de resistencia, pero también en términos de rigidez. (F. J. Crisafulli & Carr, 2007)

- e. **“Ancho de puntal equivalente para modelado R.C. marcos llenos”**, K.H. Abdelkareem, F.K. Abdel Sayed, M. H. Ahmed, N. Al-Mekhlafy. 2013

El artículo indica una revisión general de varias expresiones propuestas por diferentes investigadores para determinar el ancho del puntal equivalente en estructuras de un solo piso.

Del análisis mencionado en el estudio comparativo realizado con las diversas expresiones se llega a la conclusión de que la ecuación de Paulay y Priestley es la opción más adecuada para calcular el ancho del puntal diagonal equivalente. Esto se debe a la facilidad en la aplicación y además de generar un valor medio aproximado entre los estudios realizados en el artículo. Adicionalmente se ha evidenciado que la modelación con la utilización de un puntal para marcos rellenos de una sola planta, da resultados aceptables. (Abdelkareem et al., 2013)

- f. **“Método de puntal equivalente para el modelado de relleno de mampostería”**, A. Adukadukam, A. K. Sengupta. 2013

El estudio propone una propiedad de rótula axial no lineal para el puntal, con niveles de rendimiento adecuados. El método de puntal equivalente es conveniente para el modelado de las paredes de un edificio de varios pisos. Sin embargo, para la relación de la carga axial vs la deformación adecuada para el puntal requiere de un análisis estático no lineal. Una de las aclaraciones más significativas del modelado de paredes en los marcos de hormigón armado es que las paredes aumentan la rigidez lateral del edificio,

lo que implica cargas laterales mayores. También, al colocar paredes de manera irregular se generan irregularidades en planta o en elevación. El estudio recomienda implementar la propiedad de rótula en medio de los puntales para conocer la formación de rótulas plásticas no solo en los puntales sino en los elementos que conforman el marco de hormigón.(Adukadukam & Sengupta, 2013)

g. “Diseño sísmico de mampostería y relleno de hormigón armado Marcos: una descripción completa”, Marina L. Moretti. 2015

El propósito de este estudio es revisar el análisis e investigación experimental de la mampostería como relleno en los marcos de hormigón armado. A su vez evaluar los diferentes enfoques del puntal equivalente, por ser uno de los macro modelos más utilizados para la modelación de mampuestos y como estos afectan el desempeño sísmico de una estructura. De esta investigación se concluye que las paredes aumentaron significativamente la rigidez de la edificación. No obstante, la presencia de estos elementos puede perjudicar el comportamiento sísmico general de la edificación. El modelo de puntal equivalente que es comúnmente utilizado para modelar las paredes en el modelo computacional puede alterar significativamente los resultados de la misma y se sugiere una modelación adecuada. (Moretti, 2015)

h. “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. aproximación teórica-experimental”, Raúl Paredes. 2015

En este proyecto de titulación se analiza las propiedades dinámicas para un edificio de siete pisos con un subsuelo de hormigón armado en el cual se incluye la aportación de la rigidez de la mampostería en las modelaciones. Para la modelación de la mampostería se ha empleado la técnica de macro modelado a través del método de puntal equivalente. Pese a que el método de puntal equivalente no refleja de manera tan exacta los efectos locales, permitió tener una medida general del efecto de la rigidez bajo cargas

laterales de la estructura. En el estudio realizado se concluyó que la expresión más adecuada para determinar el ancho del puntal equivalente de un pórtico sencillo depende del objetivo del cálculo. Es decir, para la determinación de períodos y momentos es recomendable aplicar la expresión de Holmes con un puntal. Mientras que para el cálculo de cortantes y derivas se puede emplear la expresión de Bazan con tres puntales.(Paredes, 2015)

i. **“Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental”**, Fabian Pachano. 2018

La investigación se basa en la identificación de una metodología para determinar los parámetros mecánicos a ser utilizados en la modelación de la mampostería. Dicha mampostería esta embebida en pórticos de hormigón armado, y ha sido modelada mediante puntales equivalentes. En este estudio se realizó diferentes ensayos tomando en cuenta materiales de la sierra ecuatoriana y la geometría común de la construcción informal. Las conclusiones de esta investigación en cuanto a mampostería indican que la resistencia depende significativamente de la calidad de la mano de obra. Además, se indica que el periodo fundamental de la estructura se redujo en un 72% en el panel y un 21% fuera de este al incluir los mampuestos. Esta reducción genera una sollicitación sísmica de 3 veces más que la sollicitación de una estructura sin mampostería. También, señala que la rigidez lateral tuvo un aumento de 20 veces más que la que le correspondería a un pórtico vacío. No obstante, advierte que la rigidez decaerá rápidamente ante sollicitaciones de carga lateral cíclica. Además, se aclara que si los mampuestos del pórtico son demasiado rígidos y resistentes a comparación del marco estructural existirá una falla temprana en el mismo. Asimismo, la utilización de conectores entre el marco y la mampostería aumenta la rigidez inicial y la resistencia entre el sistema.(F. Pachano, 2018)

CAPÍTULO 3

3. METODOLOGÍA

3.1. EDIFICACIÓN ESTUDIADA

3.1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El edificio Alicante (Figura 3.1) es un proyecto de apartamentos multifamiliares llevado a cabo por la constructora Herpayal Cía. Ltda. La edificación empezó en 2014 y culminó en junio de 2015. (Paredes, 2015)



Figura 3.1. Render Edificio Alicante

Fuente:(Herpayal, 2014)

3.1.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

El edificio Alicante está construido sobre un terreno de 930 m². La edificación posee un área de construcción de 6118 m². El inmueble está conformado por 28 departamentos, 36 parqueaderos y 28 bodegas. La distribución de los mismos es la siguiente (Paredes, 2015):

Tabla 3.1

Distribución arquitectónica edificio Alicante

Piso	Nivel	Área piso(m ²)	Contiene
Subsuelo 2	N. -2.88	930	21 parqueaderos
			14 bodegas
			Cuarto de bombas
Subsuelo 1	N. +0.00	894.59	15 parqueaderos
			14 bodegas
			Cuarto Generador
			Cuarto de Basura
			Guardianía
Primer piso	N. +2.88	756.15	Departamento 101 (116.59 m2)
			Departamento 102 (85.57 m2)
			Departamento 103 (85.57 m2)
			Departamento 104 (115.98 m2)
Segundo Piso	N. +5.76	562.9	Departamento 201 (116.59 m2)
			Departamento 202 (85.57 m2)
			Departamento 203 (85.57 m2)
			Departamento 204 (115.98 m2)
Tercer Piso	N. +8.64	562.9	Departamento 205 (76.78 m2)
			Departamento 301 (116.59 m2)
			Departamento 302 (85.57 m2)
			Departamento 303 (85.57 m2)
Cuarto Piso	N. +11.52	562.9	Departamento 304 (115.98 m2)
			Departamento 305 (76.78 m2)
			Departamento 401 (116.59 m2)
			Departamento 402 (85.57 m2)
Quinto Piso	N. +14.40	562.9	Departamento 403 (85.57 m2)
			Departamento 404 (115.98 m2)
			Departamento 405 (76.78 m2)
			Departamento 501 (116.59 m2)
Sexto Piso	N. +17.28	566.21	Departamento 502 (85.57 m2)
			Departamento 503 (85.57 m2)
			Departamento 504 (115.98 m2)
			Departamento 605 PB (76.78 m2)
Sexto Piso	N. +17.28	566.21	Departamento 601 (116.59 m2)
			Departamento 602 (85.57 m2)
			Departamento 603 (85.57 m2)
			Departamento 604 (115.98 m2)
			Departamento 605 PA (60.62 m2)

Tabla 3.2*Continuación de la Distribución arquitectónica edificio Alicante*

Terraza	N. +20.16	530.9	Sala comunal
			Área Recreativa
			Departamento 605 Terraza
Planta	N. +23.04	178.6	Cuarto de Máquinas y ductos
Planta	N. +27.42	10.23	Cubierta inaccesible Maquinas

Fuente:(Paredes, 2015)

3.1.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

El edificio Alicante globalmente está compuesto de hormigón armado, vigas descolgadas y losas nervadas. Según los planos estructurales proporcionados por (Herpayal, 2015) la estructura presenta cinco ejes principales en el eje X (Norte-Sur) y cuatro en el eje Y (Este-Oeste). Además, existen tres ejes secundarios de columnas más pequeñas localizadas para las gradas y el ducto del ascensor (Paredes, 2015).

3.1.3.1. Elementos marco

El edificio Alicante está compuesto por veinte columnas principales y cinco columnas secundarias para el ducto de ascensor y gradas, como se observa en la Figura 3.4. Todas las columnas parten del nivel de cimentación N-5.24 y llegan a los niveles N+20.16, N+23.04 y N+27.72. Según se detalla en los planos estructurales mostrados en el Anexo 1, las columnas centrales tienen una sección de 70 x 50 cm hasta el nivel +5.76, después el tamaño de las secciones se reduce a 60 x 40 cm hasta el nivel +27.72. También se puede apreciar que el tamaño para las columnas secundarias destinadas al ducto de ascensores y gradas es de 30x30 cm. Adicionalmente existen quince columnas de 20 x 40 cm colocadas en el perímetro lateral que sostiene la losa del nivel +2.88 (Paredes, 2015).

De igual forma la estructura está formada por vigas principales que tienen una sección de 50 x 50 cm, y vigas secundarias como son las vigas trabe de 30 x 50 cm, colocadas en las luces de mayor tamaño. Las vigas colocadas en los ductos son de 25 x 25 cm y en las cubiertas son de 40 x 40 cm y 20 x 30 cm.

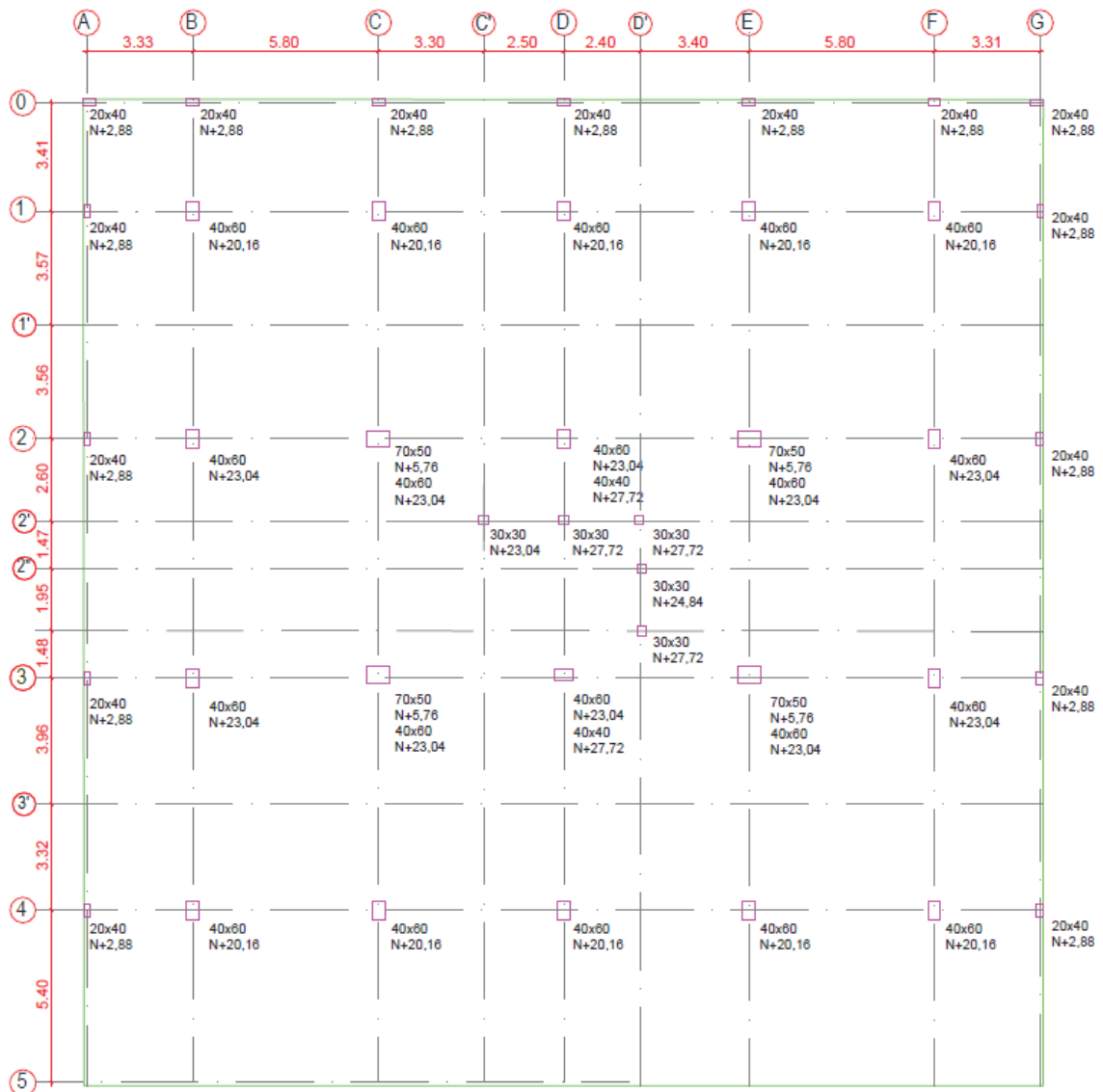


Figura 3.2. Distribución de columnas en planta

Fuente: (Paredes, 2015)

3.1.3.2. Cimentación

En el nivel -5.24 empieza la cimentación de columnas, que en base a estudios previos realizados la capacidad portante es de 2.0 kg/cm². La cimentación está compuesta por un sistema de zapatas aisladas. Asimismo, las columnas están conectadas por cadenas de amarre cuyo peralte es de 20 cm (Paredes, 2015).

3.1.3.3. Muros de sostenimiento

Los muros tienen un espesor de 20 cm y se prolongan en todo el perímetro del subsuelo 2, con excepción de la rampa de acceso. Los mismos continúan al subsuelo 1 en todo el alto de la parte posterior (Paredes, 2015).

3.1.3.4. Losas

Las losas que conforman el edificio son nervadas en hormigón armado. La mayor parte de las losas son huecas a excepción de las losas que están al aire libre o que son parqueaderos. Todas las losas son nervadas de 25 cm de las cuales 5 cm pertenecen a la loseta de compresión. Los nervios tienen un ancho de 10 cm y el aliviamiento es de 60 cm. No obstante, la losa en el nivel +24.84 es una losa maciza de 10 cm puesto que ahí se colocarán los equipos del ascensor (Paredes, 2015).

3.1.3.5. Escaleras

Las escaleras están apoyadas sobre vigas de 25x25 cm y las losas son de 12 cm. Las vigas se apoyan sobre las columnas secundarias de 30 x 30 cm (Paredes, 2015).

3.2. MODELACIÓN POR MEDIO DE UN SOFTWARE COMERCIAL

3.2.1. PROCESO DE MODELACIÓN

Al realizar una modelación se pretende simular de manera real el comportamiento que tendrá una estructura que va a ser construida o en su defecto que ya existe. Por tal motivo es preciso tomar en consideración diferentes parámetros como: los materiales, la geometría y la variedad de los elementos a emplear con el fin de que el modelo se acerque con la mayor precisión a la realidad.

Según (Inc, 2005) se deben seguir los siguientes pasos para llevar a cabo la modelación:

1. Definir las propiedades de los materiales, las secciones y las cargas a utilizar.

2. Emplear las múltiples opciones de dibujo contenidas en la interfaz gráfica. Las herramientas más comunes a usar son: líneas y un infinito grupo de objetos o puntos que interpreten a la estructura en análisis.
3. Discretizar internamente a los objetos tipo área. Se debe tomar en cuenta que los objetos no sean membranas tipo losa, ya que el programa automáticamente realiza este proceso.

3.3. FORMULACIÓN DEL MODELO

La modelación de la edificación se la realizará a través del software ETABS 18.1.1. Además, considerando que el Edificio Alicante ya está construido, se realizó el modelo computacional incluyendo la información obtenida experimentalmente en la tesis de (Paredes, 2015).

3.3.1. DIMENSIONES DEL MODELO

Se indica las unidades y los códigos a ser utilizados en el modelo. Al respecto se ha escogido: unidades MKS (metro, kilogramo, segundo), el código (AISC 360, 2016) para el diseño en acero y el código (ACI 318S, 2014) para el diseño en hormigón puesto que en la versión del programa ETABS 18.1.1. los códigos mencionados, son los más recientes.

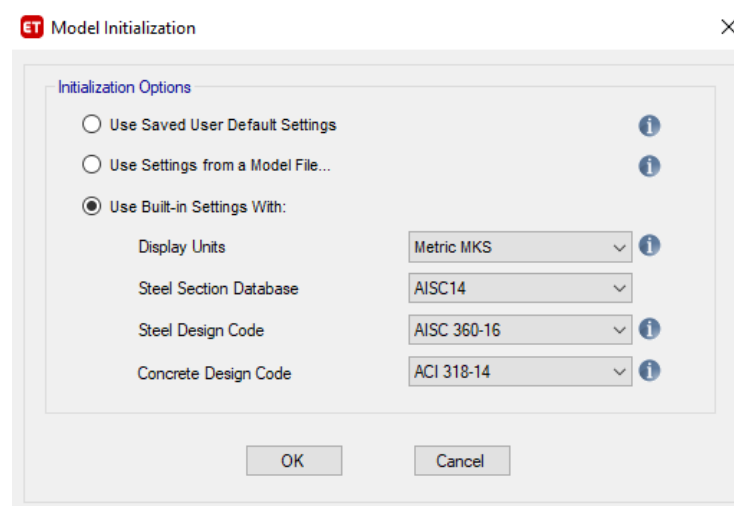


Figura 3.3. Designación de unidades y códigos

Fuente: ETABS.

3.3.2. DEFINICIÓN DE MATERIAL

Para establecer las propiedades de los materiales se empleó los datos proporcionados por (Paredes, 2015).

Tabla 3.3

Propiedades de los materiales

Hormigón Armado			
Peso por unidad de volumen	γ	2.40	T/m ³
Resistencia según planos estructurales	$f'c$	210	Kg/cm ²
Módulo de Poisson	μ	0.2	-
Módulo de Elasticidad NEC15 $E_c = 4.7\sqrt{f'c}$, E_c [Gpa] y $f'c$ [Mpa]	E	2153811	T/m ²
Módulo de Corte $G=E/2(1+U)$	G	897421	T/m ²
Mampostería Enlucida			
Peso por unidad de volumen	γ	0	T/m ³
Resistencia a la compresión	$f'm$	31.5	Kg/cm ²
Módulo de Poisson	M	0.25	-
Módulo de Elasticidad	Em	119756	T/m ²
Módulo de Corte $G=E/2(1+U)$	Gm	47902	T/m ²

Fuente: (Paredes, 2015).

Figura 3.4. Definición de las propiedades lineales del hormigón

Fuente: ETABS.

ET Additional Material Damping X

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Modal Damping

Damping Ratio: Make Other Damping Similar...

Note: Applies to Response Spectrum and Modal Time History load cases. Also applies to Direct Integration Time History load cases where Modal Damping has been specified.

Viscous Proportional Damping

Mass Coefficient: 1/sec Make Other Damping Similar...

Stiffness Coefficient: sec

Note: Applies to Direct Integration Time History load cases

ET Nonlinear Material Data X

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: ▼

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: deg

Dilatational Angle: deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	<input type="text" value="0.01"/>	<input type="text" value="-0.003"/>	m/m
LS	<input type="text" value="0.02"/>	<input type="text" value="-0.006"/>	m/m
CP	<input type="text" value="0.05"/>	<input type="text" value="-0.015"/>	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric ▼

User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c:

Ultimate Unconfined Strain Capacity:

Final Compression Slope (Multiplier on E):

Figura 3.5. Definición de las propiedades no lineales del Hormigón

Fuente: ETABS.

ET Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 3.6. Definición de las propiedades lineales del acero

Fuente: ETABS.

ET Additional Material Damping ×

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Modal Damping

Damping Ratio:

Note: Applies to Response Spectrum and Modal Time History load cases. Also applies to Direct Integration Time History load cases where Modal Damping has been specified.

Viscous Proportional Damping

Mass Coefficient: 1/sec

Stiffness Coefficient: sec

Note: Applies to Direct Integration Time History load cases

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: Fy=4200kg/cm2
 Material Type: Rebar, Uniaxial

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric: Simple
 User Defined
 Convert to User Defined

Parametric Strain Data
 Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01
 Ultimate Strain Capacity: 0.09
 Final Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

Figura 3.7. Definición de las propiedades no lineales del acero

Fuente: ETABS.

Material Property Data

General Data
 Material Name: fm=31.5 kg/cm2
 Material Type: Masonry
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass
 Specify Weight Density Specify Mass Density
 Weight per Unit Volume: 0 tonf/m³
 Mass per Unit Volume: 0 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 119755.98 tonf/m²
 Poisson's Ratio, U: 0.25
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C
 Shear Modulus, G: 47902.39 tonf/m²

Design Property Data
 Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data
 Nonlinear Material Data...
 Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 3.8. Definición de las propiedades de la mampostería

Fuente: ETABS.

El ancho del puntal equivalente no muestra el volumen real del panel de mampostería, por esta razón se tomó como cero el valor del peso del mampuesto (Paredes, 2015).

3.3.3. DEFINICIÓN DE ELEVACIONES

En la Tabla 3.4 se sintetiza las alturas de entre piso de 2.88 m. Se debe tomar en cuenta que el N +0.00 es el nivel de vereda.

Tabla 3.4

Elevaciones

Losa	Altura (m)	Elevación (m)
Losa 11	2.88	27.72
Losa 10	1.80	24.84
Losa 9	2.88	23.04
Losa 8	2.88	20.16
Losa 7	2.88	17.28
Losa 6	2.88	14.40
Losa 5	2.88	11.52
Losa 4	2.88	8.64
Losa 3	2.88	5.76
Losa 2	2.88	2.88
Losa 1	2.88	0.00
Contrapiso	1	-2.88
Cimentación Muro	1.36	-3.88
Cimentación Columnas	-	-5.24

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.3.4. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La modelación del edificio Alicante se ha realizado en base a los planos estructurales proporcionados por (Herpayal, 2015). Más adelante se detalla los criterios empleados en el modelo computacional.

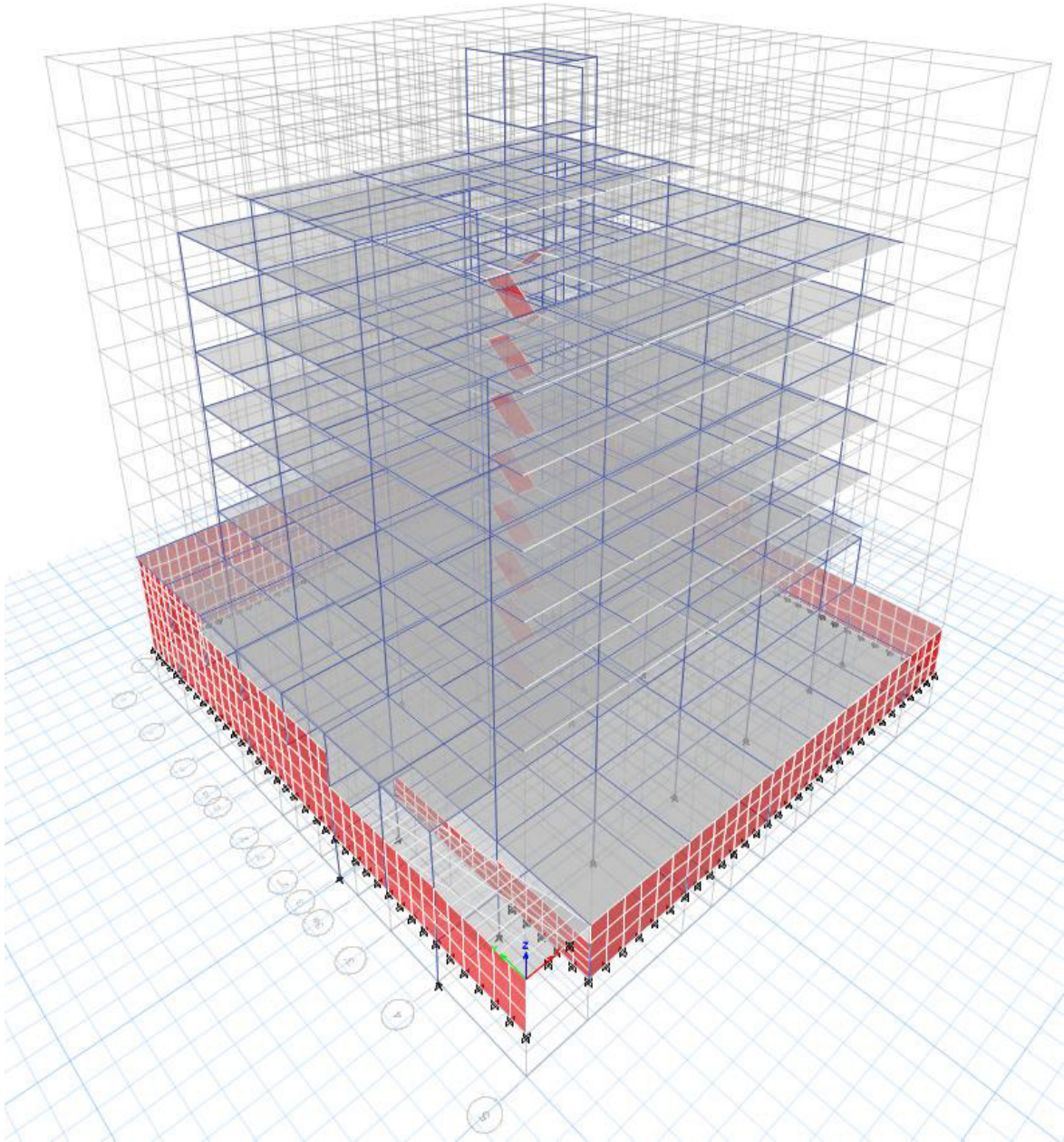


Figura 3.9. Representación del Edificio Alicante

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.3.4.1. Vigas columnas y cadenas de amarre

Las vigas, columnas y cadenas de amarre se han definido como elementos tipo frame. En la Tabla 3.5 se resumen las secciones utilizadas.

Tabla 3.5

Secciones de vigas, columnas y cadenas de amarre

Sección	Material	Dimensiones		Área (cm ²)	Inercia 2 (cm ⁴)	Inercia 3 (cm ⁴)
		b (cm)	h (cm)			
Vigas						
V. 20x30	f'c210	20	30	600	45000	20000
V. 20x40	f'c210	20	40	800	26666.7	106666.7
V. 25x25	f'c210	25	25	625	32552.1	32552.1
V. 30x25	f'c210	30	25	750	56250	39062.5
V. 30x50	f'c210	30	50	1500	112500	312500
V. 40x40	f'c210	40	40	1600	213333.3	213333.3
V. 50x25	f'c210	50	25	1250	260416.7	65104.2
V. 50x50	f'c210	50	50	2500	520833.3	520833.3
Columnas						
Col. 20x40	f'c210	20	40	800	26666.7	106666.7
Col. 30x30	f'c210	30	30	900	67500	67500
Col. 40x40	f'c210	40	40	1600	213333.3	213333.3
Col. 40x60	f'c210	40	60	2400	320000	720000
Col. 60x40	f'c210	60	40	2400	720000	320000
Col. 70x50	f'c210	70	50	3500	1429167	729166.7
Cadenas de Amarre						
Cadena 20x20	f'c210	20	20	400	13333.3	13333.3
Cadena 20x30	f'c210	20	30	600	45000	45000

Realizado por: Silvia Sangucho

Para definir las vigas en el análisis no lineal es preciso ingresar el armado de las mismas. En el Anexo 3 se detalla el cálculo utilizado.

ET Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

ET Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties) $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars 0.05 m

Bottom Bars 0.05 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End 0.000864 m²

Top Bars at J-End 0.000864 m²

Bottom Bars at I-End 0.000804 m²

Bottom Bars at J-End 0.000804 m²

OK Cancel

Figura 3.10. Definición de vigas

Fuente: ETABS.

ET Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: m

Width: m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

ET Property/Stiffness Modification Factors ×

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 2 direction	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 3 direction	<input type="text" value="1"/>
Torsional Constant	<input type="text" value="1"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="0.8"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="0.8"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

ET Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties) $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars 0.025 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face 6

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face 5

Longitudinal Bar Size and Area 22 0.00038 m²

Corner Bar Size and Area 22 0.00038 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area 10 0.000079 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis) 0.1 m

Number of Confinement Bars in 3-dir 2

Number of Confinement Bars in 2-dir 4

OK Cancel

Figura 3.11. Definición de columnas

Fuente: ETABS.

3.3.4.2. Losa

Las losas que se han empleado en la modelación son elementos área tipo *Waffle*. Sin embargo, las losas que corresponden a los ascensores y gradas se han considerado como macizas. A continuación, en la Tabla 3.6 se presentan los criterios adoptados tomando como referencia la Figura 3.12.

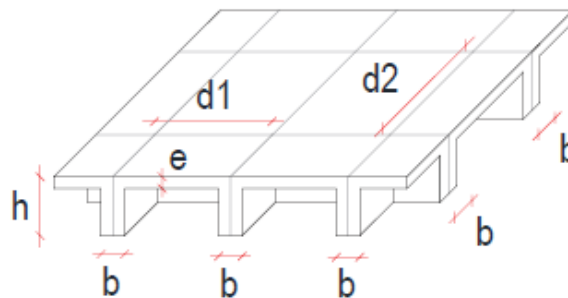


Figura 3.12. Superficie losa tipo Waffle

Fuente: (Paredes, 2015).

Tabla 3.6*Secciones de losas*

Elemento	Material	Especificación	Tipo	e	b	h	dist. Eje 1	dist. Eje 2
				cm	cm	cm	cm	cm
Losa Alivianada 25	f'c210	Waffle	Shell-Thin	5	25	10	70	70
Losa 10	f'c210	Maciza	Shell-Thin	10	-	-	-	-
Escaleras	f'c210	Maciza	Shell-Thin	20	-	-	-	-

Fuente: (Paredes, 2015).

ET Slab Property Data

General Data

Property Name: LOSA 25

Slab Material: f'c=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Waffle

Overall Depth: 0.25 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 0.7 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 0.7 m

OK Cancel

Figura 3.13. Definición de losa alivianada

Fuente: ETABS.

ET Slab Property Data

General Data

Property Name: LOSA 10cm MACIZA

Slab Material: fc=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Blue] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.1 m

OK Cancel

Figura 3.14. Definición de losa maciza

Fuente: ETABS.

ET Slab Property Data

General Data

Property Name: ESCALERAS

Slab Material: fc=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Yellow] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.2 m

OK Cancel

Figura 3.15. Definición de escaleras

Fuente: ETABS.

3.3.4.3. Muro

Los muros se levantan entre los subsuelos uno y dos. Es preciso mencionar que en el subsuelo uno el nivel del muro desde la parte posterior se reduce progresivamente hasta culminar en el nivel de vereda (Paredes, 2015).

Figura 3.16. Definición de muros

Fuente: ETABS.

3.3.4.4. Apoyos

Los apoyos empleados para los muros y las columnas son de tipo empotramiento.

3.3.5. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

De acuerdo con (Paredes, 2015) se aplicará el método de puntal equivalente o método de macro-modelado, tomando en consideración el capítulo 2.4.2.2. para la modelación de la mampostería.

Los puntales están especificados por el material “mampostería enlucida”, como se indicó en la Tabla 3.3. Estos elementos estarán trabajando a compresión sin transmitir momentos en sus extremos.

3.3.5.1. Ancho del puntal

En base a los resultados obtenidos mediante las ecuaciones propuestas para obtener el ancho del puntal en (Paredes, 2015) , se determinó que la expresión que mejor se ajusta es la ecuación de Holmes (23) ya que el enfoque del presente estudio es hacia las propiedades dinámicas de la edificación. El ancho del puntal será definido por:

$$w = 0.33 * d_m \quad (23)$$

Donde:

w : ancho equivalente del puntal diagonal

d_m : longitud del puntal diagonal

Conforme con (Paredes, 2015) se despreciará la longitud entre las esquinas del pórtico y el panel de mampostería, de esta manera el valor de la longitud diagonal del puntal (d_m) será considerado de eje a eje.

3.3.5.2. Espesor del puntal

Los paneles de mampostería están conformados por bloques huecos por lo que es necesario establecer un espesor equivalente. De acuerdo con (Paredes, 2015) la expresión para definir el espesor equivalente es la siguiente:

$$I_{maciza} = I_{hueca} \rightarrow \frac{b * t^3}{12} = I_{hueca}$$

Por lo tanto:

$$t = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{hueca}}{b}} \quad (24)$$

En la Tabla 3.7 se presentan los espesores con los que se ha realizado la modelación de los puntales equivalentes tomando en cuenta las propiedades mecánicas consideradas en la Tabla 3.3.

Tabla 3.7

Espesores Equivalentes para los mampuestos

Mampuesto Enlucido	Espesor real (cm)	Espesor equivalente (cm)
Bloque 10	10	9.9
Bloque 15	15	14.5
Bloque 20	20	19.2

Fuente: (Paredes, 2015).

3.3.5.3. Identificación de las secciones

Cada uno de los puntales diagonales están definidos por el ancho (w) y el espesor equivalente (t) calculado previamente en la Tabla 3.7. Seguidamente en la Figura 3.17 se ejemplifica un puntal que representa a una pared construida con bloque de 15, en base a la Tabla 3.7 el espesor equivalente (t) es de 14.5 cm mientras que el ancho equivalente (w) según la ecuación (23) es de 2.14 m.

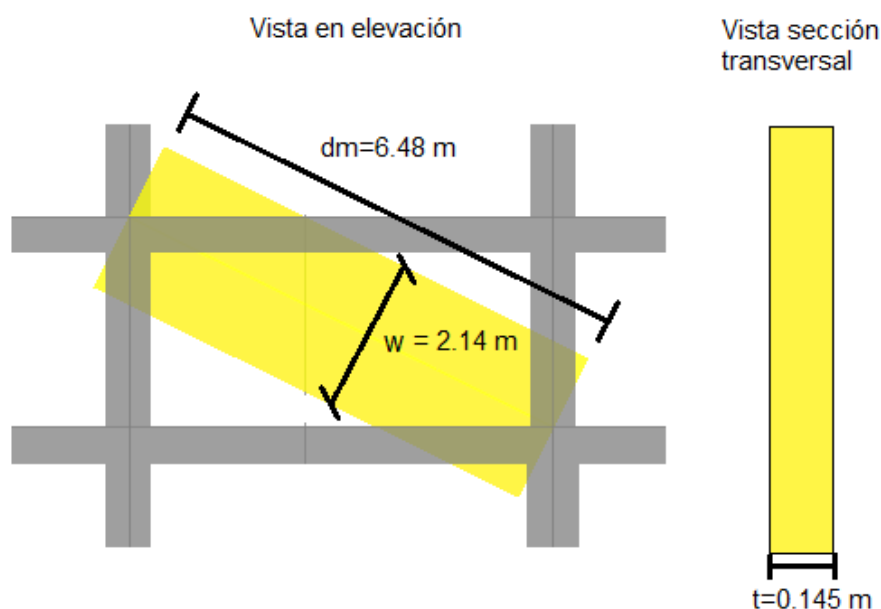


Figura 3.17. Modelo de un elemento tipo puntal

Realizado por: Silvia Sangucho.

Por otra parte, para el modelo en análisis se consideró veinte y tres tipos de puntales diferentes y no se incorporó puntales auxiliares dado que solamente se incluyó la mampostería embebida en los pórticos. En la Figura 3.18 se puede identificar los puntales diagonales que representan a los paneles de mampostería.

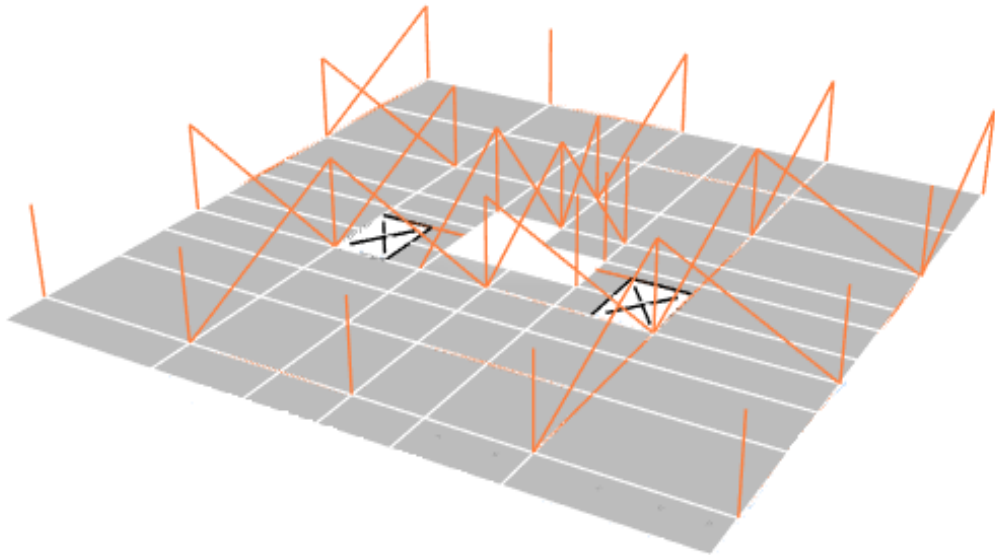


Figura 3.18. Vista de una planta tipo con mampostería

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.4. DETERMINACIÓN DE CARGAS

3.4.1. CARGA MUERTA

3.4.1.1. Peso propio

Se ha considerado exclusivamente el peso de los componentes estructurales de hormigón armado. Por medio del programa, se ha establecido automáticamente el peso de estos. De igual forma se agregó el peso de la mampostería embebida a las losas, a modo de carga uniforme como se detalla en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8*Carga muerta por alivianamientos en losa*

Losa	Elevación (m)	Carga por alivianamientos (Kg/m²)
Losa 11	27.72	57.64
Losa 10	24.84	0.00
Losa 9	23.04	69.00
Losa 8	20.16	67.09
Losa 7	17.28	0.00
Losa 6	14.4	0.00
Losa 5	11.52	0.00
Losa 4	8.64	0.00
Losa 3	5.76	0.00
Losa 2	2.88	40.31
Losa 1	0.00	68.63
Contrapiso	-2.88	0.00

Fuente: (Paredes, 2015).**3.4.1.2. Peso de los mampuestos**

En el Tabla 3.3 se indicó que el peso por unidad de volumen de las paredes es considerado como cero, por lo tanto, el peso de la mampostería se añade sobre la losa de acuerdo con el número real de mampuestos calculados por piso. Según (Paredes, 2015) se tomará en consideración el peso por m² de pared como se indica en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9*Pesos por m² de mampostería*

Mampuesto (espesor)	Enlucido (kg/m²)
10	150
15	169
20	205

Fuente: (Paredes, 2015).

A continuación, se presenta en la Tabla 3.10 el resultado de la repartición del peso de la mampostería para la superficie de losa de cada piso.

Tabla 3.10*Peso mampuestos por m² de losa*

Losa	Elevación (m)	Área Piso (m ²)	Peso paredes repartido por m ² de losa (kg/m ²)
Losa 11	27.72	8.21	0
Losa 10	24.84	4.68	447.3
Losa 9	23.04	150.29	40
Losa 8	20.16	517.26	105.8
Losa 7	17.28	530.82	255.4
Losa 6	14.40	530.82	274.8
Losa 5	11.52	530.82	265.9
Losa 4	8.64	530.82	265.9
Losa 3	5.76	530.82	265.9
Losa 2	2.88	716.53	184.7
Losa 1	0.00	911.75	73.4
Contrapiso	-2.88	873.92	46.4

Fuente: (Paredes, 2015).**3.4.1.3. Sobrecarga adicional**

Este tipo de sobrecarga se refiere a los acabados como pisos, enseres, cielo falso, y demás. De acuerdo con (Paredes, 2015) se adoptará los siguientes valores:

$$q \text{ cielo falso} = 19.6 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ porcelanato} = 23.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ piso flotante} = 9.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ modulares} = 35 \text{ kg/m}^2$$

En base a estos valores la sobrecarga adicional que corresponde a cada piso se resume en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11*Sobrecarga adicional por m² en planta*

Losa	Elevación (m)	Sobrecarga adicional repartida por m² en planta (Kg/m²)
Losa 11	27.72	5.0
Losa 10	24.84	5.0
Losa 9	23.04	22.5
Losa 8	20.16	27.3
Losa 7	17.28	43.1
Losa 6	14.4	43.1
Losa 5	11.52	43.1
Losa 4	8.64	43.1
Losa 3	5.76	43.1
Losa 2	2.88	27.9
Losa 1	0	11.8
Contrapiso	-2.88	5.4

Fuente: (Paredes, 2015).

Las cargas que se ingresaron directamente a las losas se presentan en la Tabla 3.12 en el cual se resumen las cargas ingresadas por aliviamientos en la losa, por el peso de la mampostería y por efecto de la sobrecarga adicional.

Tabla 3.12*Resumen de carga muerta ingresada directamente a las losas*

Losa	Elevación (m)	Carga muerta (kg/m²)
Losa 11	27.72	62.64
Losa 10	24.84	452.3
Losa 9	23.04	131.5
Losa 8	20.16	200.19
Losa 7	17.28	298.5
Losa 6	14.4	317.9
Losa 5	11.52	309.0
Losa 4	8.64	309.0
Losa 3	5.76	309.0
Losa 2	2.88	252.91
Losa 1	0	153.83
Contrapiso	-2.88	51.8

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.4.2. CARGA VIVA

Acorde a la ocupación de la edificación se adoptan los siguientes valores mostrados en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13

Carga viva

Losa	Elevación (m)	Ocupación	(T/m ²)	Referencia
Losa 11	27.72	Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0	(Paredes, 2015)
Losa 10	24.84	Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0	(Paredes, 2015)
Losa 9	23.04	Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	0	(Paredes, 2015)
Losa 8	20.16	Salones de uso público y sus corredores	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 7	17.28	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 6	14.4	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 5	11.52	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 4	8.64	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 3	5.76	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 2	2.88	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20	Tabla 9, (NEC-SE-CG, 2015)
Losa 1	0	Parqueaderos	0.5	(Paredes, 2015)
Contrapiso	-2.88	Parqueaderos	0.5	(Paredes, 2015)

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.4.3. CARGA SÍSMICA

Tomando en cuenta la tesis del Ing. Raúl Paredes se decidió que el tipo de suelo en el cual está el edificio es Tipo D y los valores para el cálculo del cortante basal dependerán de esta consideración.

En la Tabla 3.14 se indica los coeficientes utilizados para determinar el cortante basal de la estructura.

Tabla 3.14*Coefficientes para el cortante basal*

Factor de Importancia de la estructura	I	1	Tabla 6.(NEC, 2015)
Coefficiente irregularidad en planta	fi p	1	Tabla 13. (NEC, 2015)
Coefficiente irregularidad en elevación	fi e	0.9	Tabla 14. (NEC, 2015)
Coefficiente R	R	6	Tabla 15. (NEC, 2015)
Relación de amplificación espectral	n	2.48	(NEC, 2015)
Factor de Zona sísmica	Z	0.4	Tabla 1. (NEC, 2015)
Tipo de suelo	D		Tabla 2. (NEC, 2015)
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	Fa	1.2	Tabla 3. (NEC, 2015)
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.19	Tabla 4. (NEC, 2015)
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.28	Tabla 5. (NEC, 2015)
Factor utilizado en el espectro de diseño elástico	r	1	(NEC, 2015)

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.4.4. DEFINICIÓN DE MASAS

Es por este motivo que las cargas muertas consideradas para el cálculo modal se presentan de la siguiente manera en la Figura 3.19.

The screenshot shows the 'Mass Multipliers for Load Patterns' dialog box in ETABS. The 'Mass Source Name' is 'MsSrc1'. Under 'Mass Source', the 'Specified Load Patterns' checkbox is checked. Under 'Mass Multipliers for Load Patterns', there is a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Multiplier'. The table contains one entry: 'Dead' with a multiplier of '1'. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. Below the table, under 'Mass Options', the 'Include Lateral Mass' and 'Lump Lateral Mass at Story Levels' checkboxes are checked.

Figura 3.19. Definición de masa

Fuente:
ETABS.

3.5. MODELOS DESARROLLADOS

Considerando las características mencionadas en este capítulo, se han realizado cuatro modelos computacionales que se presentan a continuación.

3.5.1. MODELO UNO

El presente estudio inicia con un modelo computacional que toma en cuenta exactamente los planos estructurales proporcionados por (Herpayal, 2015). Los parámetros del edificio se asemejan al séptimo modelo de la tesis del Ing. Raúl Paredes puesto que no se está tomando en cuenta la mampostería. Este modelo computacional representa la forma tradicional de simular una estructura. En la Figura 3.20 se muestra a la edificación sin mampostería.

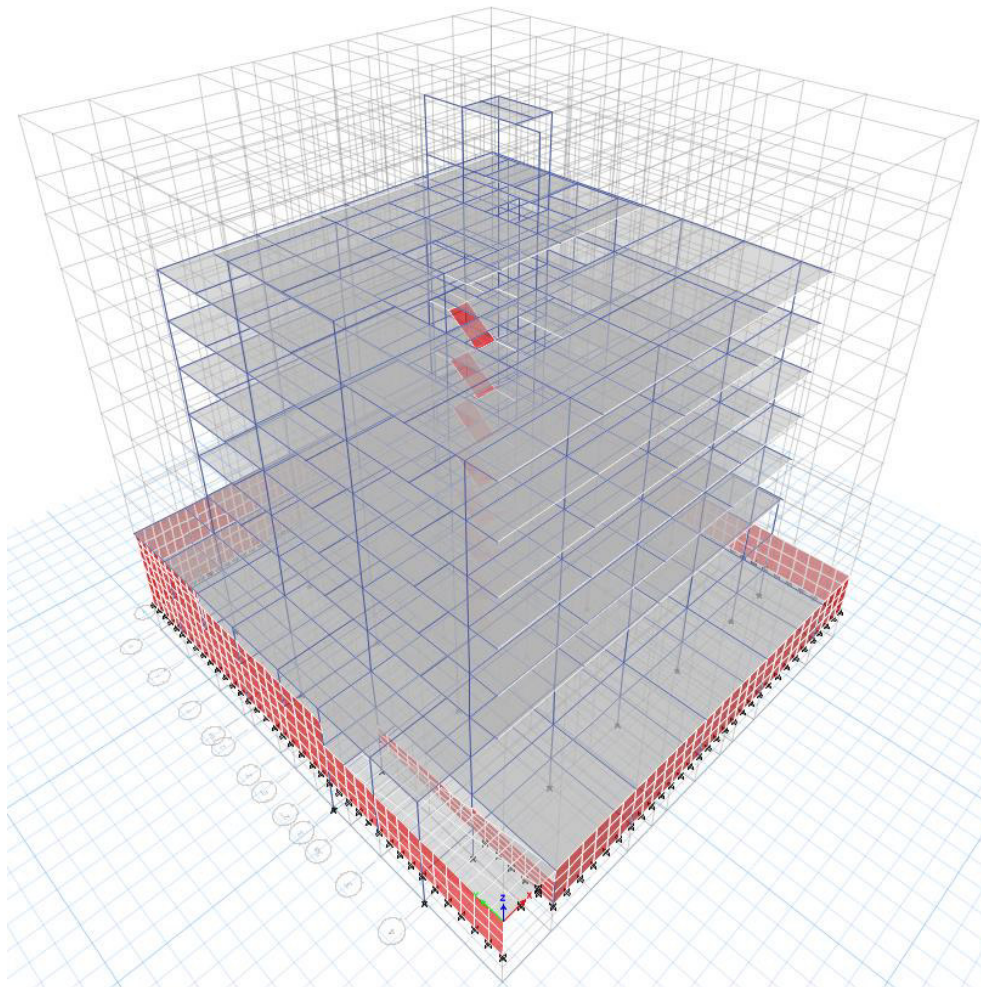


Figura 3.20. Modelo uno. Estructura sin mampostería

Realizado por: Silvia Sangucho.

Dado que al terminar la modelación el chequeo de algunas secciones presenta inconsistencias, se procede a modificar las secciones hasta que todos los elementos pasen el chequeo. Sin embargo, luego de realizar las modificaciones

respectivas ciertos elementos siguen sin pasar el chequeo, por lo que se optó por analizar las vigas y columnas manualmente.

Luego de revisar las secciones manualmente persisten elementos que no pasan el chequeo por lo que se decide mantener las secciones y armados originales. En virtud de que según (Paredes, 2015) el modelo siete, que toma en cuenta la totalidad de elementos estructurales y no considera la mampostería. Además de que las cargas utilizadas están descritas en la sección 3.4. En la Tabla 3.15 se resume el período de vibración obtenido por (Paredes, 2015):

Tabla 3.15

Períodos de vibración modelo siete

Modelo	Estructura	Mampostería	Períodos	
			Modo de vibración	Valor (s)
Siete	100%	Sin modelar	1	0.944
			2	0.886
			3	0.809
			4	0.309

Fuente: (Paredes, 2015).

En función de lo descrito anteriormente el modelo uno del presente estudio, indica en la Tabla 3.16 los períodos de vibración obtenidos en el mismo, los cuales son muy cercanos a los períodos obtenidos en la Tabla 3.15:

Tabla 3.16

Períodos de vibración modelo uno

Modelo	Estructura	Mampostería	Períodos	
			Modo de vibración	Valor (s)
Uno	100%	Sin modelar	1	0.928
			2	0.886
			3	0.848
			4	0.305

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 3.17 se calcula el % de error existente entre los modelos antes mencionados. Por lo cual se acepta el modelo uno y se decide avanzar con el segundo modelo en el cual se considerará los puntales que representan a la mampostería.

Tabla 3.17

Calculo del % de error entre el modelo siete y el modelo uno

Modos de vibración	Períodos Modelo Siete	Períodos Modelo Uno	% Error
1	0.944	0.928	-1.695%
2	0.886	0.886	0.000%
3	0.809	0.848	4.821%
4	0.309	0.305	-1.294%

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.5.2. MODELO DOS

Considerando la respuesta estructural de las edificaciones compuestas de marcos rellenos de mampostería es importante saber que los mampuestos no solo afectan la resistencia general y la rigidez, sino que también puede alterar completamente los mecanismos de colapso de las estructuras frente a movimientos fuertes del suelo. Por lo tanto, es preciso incluir en la modelación dichos elementos “no estructurales” ya sea en la fase de diseño o en la fase de verificación (di Trapani, 2014).

El modelo dos es exactamente igual al modelo uno en los elementos estructurales. No obstante, se agregó los puntales que representan a la mampostería embebida en los pórticos de la edificación. No se ha considerado todos los elementos no estructurales como en el caso de la tesis del Ing. Raúl Paredes, porque se está tomando únicamente los elementos que aportan rigidez a la estructura (mampostería embebida). La mampostería se modeló a través del método de puntal equivalente descrito en la sección 2.4.2.2. Para determinar el espesor del puntal se ha considerado la Tabla 3.7., así como también se definió el ancho del puntal a través del método de Holmes ecuación (23). En el Anexo 4 se muestra los diferentes tipos de puntales calculados. En este modelo se incluirán el análisis estático no lineal pushover, el análisis multimodal y el análisis de historia en el tiempo.

De acuerdo con (Paredes, 2015) los puntales creados como tipo “frame” deben ser colocados de tal forma que estén a compresión y no generen momento. Sin embargo, al colocar únicamente los puntales embebidos se presentaron momentos en los mismos. Por esta razón se ha realizado una modificación en los puntales para lo cual se ha utilizado elementos tipo multilinear plastic links en ambas

direcciones en base al método de Holmes descrito anteriormente en la sección 2.4.2.2.

3.5.2.1.1. Elementos tipo multilinear plastic links

Los elementos tipo link son una alternativa para modelos inelásticos a través del modelo histerético de pivot. Este modelo de pivot se apoya en un ensayo efectuado en la Universidad de Palermo, que consistió en someter a diferentes pórticos hechos de hormigón armado rellenos de diferentes tipos de mampostería a cargas cíclicas. De esta forma fue posible obtener una curva de histéresis para cada tipo de mampuesto (di Trapani, 2014).

Para este tipo de elementos tipo link es posible definir las propiedades de ancho, rigidez equivalente utilizados en el presente estudio. Mientras que para la definición de la curva histerética se ha utilizado las curvas de fragilidad que se muestran más adelante.

3.5.2.1.2. Rigidez secante

Para la calibración de los elementos tipo link se empleó el parámetro de la rigidez secante (K_m), la cual se obtiene en base a las propiedades del puntal equivalente del método de Holmes, a través de la ecuación (10) detallada por (di Trapani, 2014), en el análisis lineal.

$$K_m = \frac{E_m * W * t}{d_m} * \cos^2 \theta \quad (25)$$

Donde:

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería.

t : Espesor del puntal equivalente

W, d_m, θ : Definido en la Figura 2.7

En el Anexo 5 se indica los diferentes tipos de puntales tipo multilinear plastic links calculados. La numeración de los puntales corresponde al Anexo 2. A continuación en la Tabla 3.18 se muestran los puntales tipo link ingresados al modelo dos.

Tabla 3.18*Rigidez secante de puntales tipo link*

PUNTAL TIPO LINK	Rigidez secante
	Km (T/m)
LinkA	4993.94
LinkB	4954.87
LinkC	4424.01
LinkD	1901.12
LinkE	1793.77
LinkF	1482.88
LinkG	4190.00
LinkH	3455.84
LinkI	2161.56
LinkJ	3382.98
LinkK	3409.65
LinkL	3138.57
LinkM	3972.79
LinkN	3183.57
LinkO	4596.90
LinkP	4307.17
LinkQ	39061.50
LinkR	6523.40
LinkS	3407.18
LinkT	4259.02
LinkU	6086.93
LinkV	3767.43
LinkW	6612.66
LinkX	4926.53
LinkY	33530.67
LinkZ	33530.67

Realizado por: Silvia Sangucho.**3.5.2.1.3. Modelo histerético de pivot**

El modelo histerético de pivot parte de una perspectiva de macro modelado. Este modelo es utilizado debido a su simplicidad ya que requiere pocos indicadores mecánicos y un bajo esfuerzo computacional. El método de pivot se fundamenta en principios geométricos para definir la carga y descarga, sin la aplicación de leyes analíticas. Esto facilita la obtención de una adecuada respuesta histerética cíclica de la mampostería y se convierte en una técnica atractiva para la realización de análisis complejos no lineales (di Trapani, 2014).

El modelo de pivote está definido por parámetros de histéresis. Estos parámetros correlacionan la rigidez y la resistencia de la mampostería para la particularización de la ley de pivote para el puntal diagonal equivalente (Cavaleri & Di Trapani, 2014).

La utilización del modelo histérico pivote se rige por los parámetros α_1 , β_1 , α_2 y β_2 (Figura 3.21). El modelo experimenta importantes simplificaciones a causa del comportamiento cíclico del puntal diagonal equivalente. Esto se debe a que los mampuestos no ofrecen ninguna contribución en términos de resistencia a la tracción. Por lo que los parámetros α_1 y β_1 son nulos. De la misma forma basándose en la suposición que la mampostería no gana rigidez en la inversión de carga, hasta que se recupera toda la deformación plástica el parámetro β_2 es nulo. Por lo tanto, la ley histérica se rige únicamente por el parámetro α_2 , el cual se calibra dependiendo del tipo de relleno del marco (Cavaleri & Di Trapani, 2014).

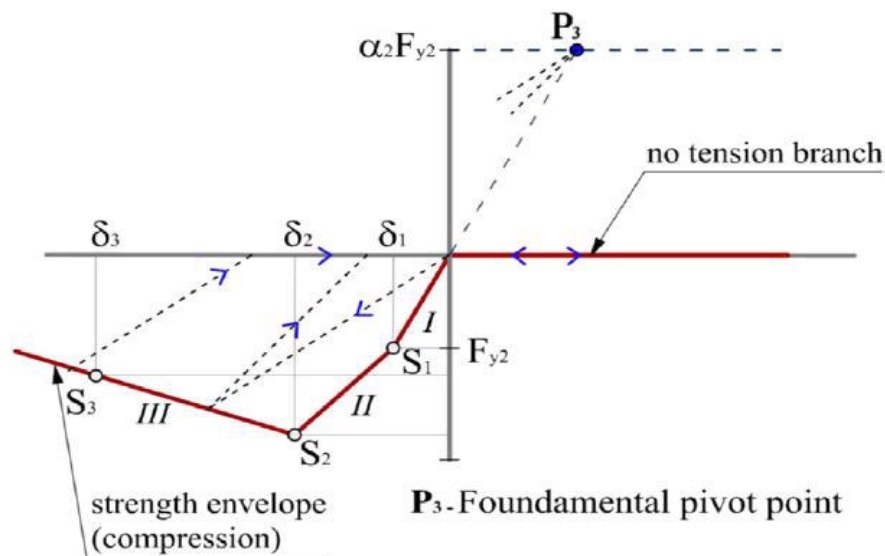


Figura 3.21. Particularización de la ley del pivote histérico para el puntal diagonal equivalente

Fuente: (di Trapani, 2014)

La modelación de los puntales diagonales equivalentes tipo link se realizó como se indica en la Figura 3.22.

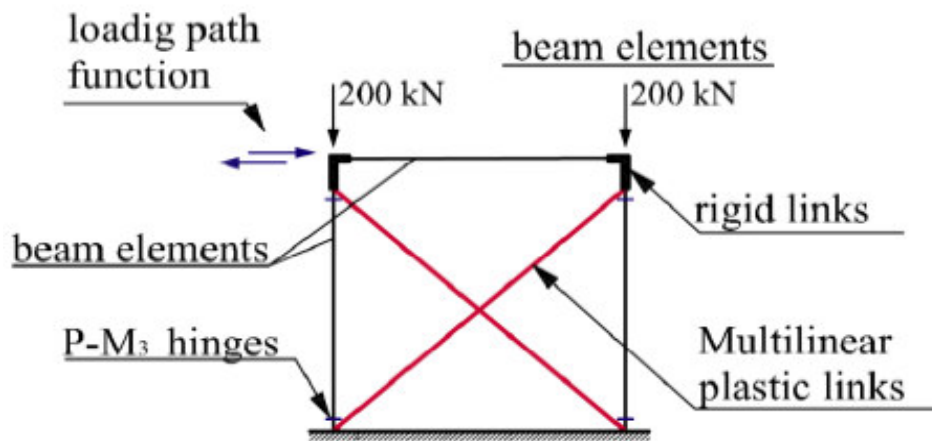


Figura 3.22. Modelo estructural empleado para la ley de pivot

Fuente: (Cavaleri & Di Trapani, 2014)

3.5.2.1.3.1. Curvas de fragilidad para mampostería

De acuerdo con (Paredes, 2015), no se obtuvo datos de la curva fuerza desplazamiento de la mampostería de manera experimental. Esta curva es necesaria para poder definir los elementos tipo link. No obstante, se ha decidido emplear las curvas de fragilidad para mampostería de bloque, obtenidas en el trabajo de titulación "Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito" (Grijalva Caisachana & Narváez Mayanquer, 2019).

Además, tomando en consideración el trabajo de titulación de (Chávez Cachago & Gómez Soto, 2020) se realizó una relación para definir el porcentaje de confiabilidad al emplear las curvas de fragilidad en función de la deriva y fuerza. Se adoptó un 60% de credibilidad acorde a la importancia del edificio en estudio.

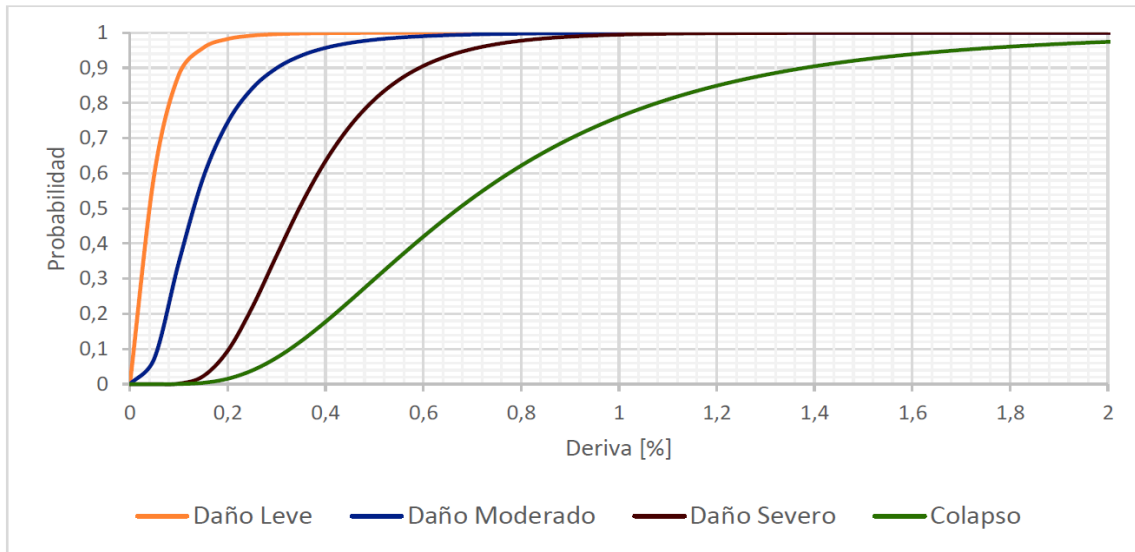


Figura 3.23. Curvas de fragilidad para mampostería de bloque, deriva.

Fuente:(Grijalva Caisachana & Narváez Mayanquer, 2019)

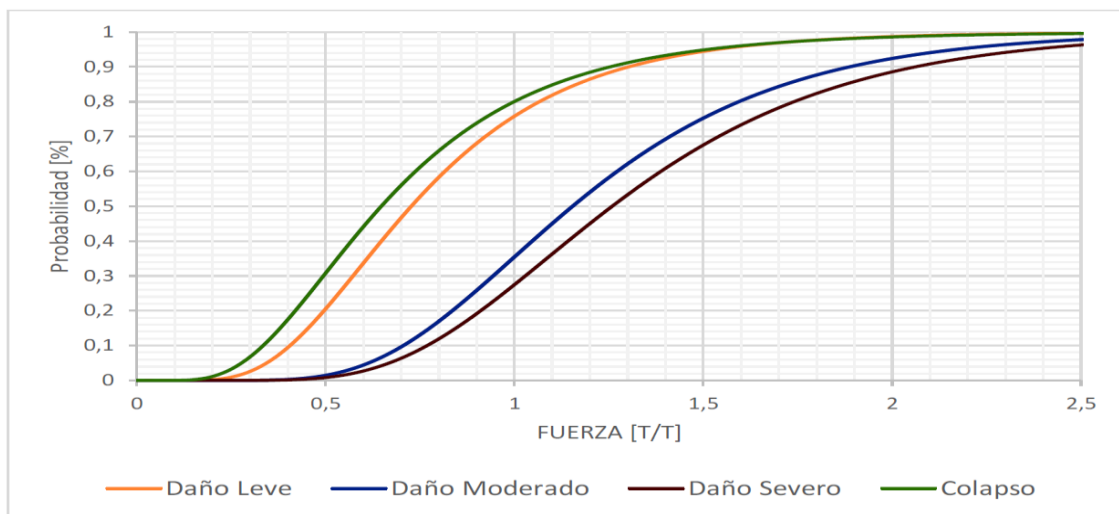


Figura 3.24. Curvas de fragilidad para mampostería de bloque, fuerza

Fuente:(Grijalva Caisachana & Narváez Mayanquer, 2019)

De la Figura 3.23 con la probabilidad del 60%, se obtuvo los valores de las derivas correspondientes a los diferentes niveles de daño. En la Tabla 3.19 se indica los % de deriva obtenidos:

Tabla 3.19*% Deriva de mampostería de bloque*

Niveles de daño	Deriva	
Leve	0.05	%
Moderado	0.16	%
Severo	0.38	%
Colapso	0.78	%

Realizado por: Silvia Sangucho.

De acuerdo con (Grijalva Caisachana & Narváez Mayanquer, 2019) para parametrizar las curvas de fragilidad de mampostería, deriva se debe emplear la ecuación (26).

$$\Delta(\%) = \frac{\Delta_{p2} - \Delta_{p1}}{\Delta_h} \quad (26)$$

Donde:

Δ =Deriva%

Δ_{p1} =Desplazamiento piso inferior

Δ_{p2} =Desplazamiento piso superior

Δ_h =altura de entrepiso

En la Tabla 3.20 se resumen los resultados de desplazamiento obtenidos para la edificación luego de la parametrización.

Tabla 3.20*Desplazamientos para los diferentes niveles de daño*

	Desplazamiento (Δ_p)	Unidad
Leve	0.144	m
Moderado	0.4608	m
Severo	1.0944	m
Colapso	2.2464	m

Realizado por: Silvia Sangucho.

Según (Grijalva Caisachana & Narváez Mayanquer, 2019) la parametrización de las curvas de fragilidad para mampostería, fuerza deben seguir el siguiente criterio:

$$\sigma = \frac{F}{Ae} \quad (27)$$

Donde:

σ = Esfuerzo a compresión de la unidad de mampostería

F = Fuerza a compresión

Ae = Área efectiva de la unidad de mampostería.

En la Tabla 3.21 conforme al 60% de probabilidad utilizado en la Figura 3.24 se muestra los valores de Fuerza correspondientes a los diferentes niveles de daño sin parametrizar.

Tabla 3.21

Fuerza para los diferentes niveles de daño sin parametrizar

Niveles de daño	F	Unidades
Leve	0.81	T/T
Moderado	1.28	T/T
Severo	1.39	T/T
Colapso	0.73	T/T

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 3.22 se presentan los datos para la curva Desplazamiento vs Fuerza ingresados en cada uno de los puntales definidos anteriormente en la Tabla 3.18. En el Anexo 6 se indica la parametrización de todos los elementos.

Tabla 3.22

Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados

	Nivel de daño	Δp (m)	F(T)
LinkA	Severo	-1.0944	-154.6542
	Moderado	-0.4608	-142.4154
	Leve	-0.1440	-90.1222
		0	0
		0.1440	0
LinkB	Severo	-1.0944	-150.1177
	Moderado	-0.4608	-138.2379
	Leve	-0.1440	-87.4786
		0	0
		0.1440	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 3.23*Continuación Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados*

LinkC	Severo	-1.0944	-109.2890
	Moderado	-0.4608	-100.6402
	Leve	-0.1440	-63.6864
		0	0
		0.1440	0
LinkD	Severo	-1.0944	-40.6879
	Moderado	-0.4608	-37.4680
	Leve	-0.1440	-23.7102
		0	0
		0.1440	0
LinkE	Severo	-1.0944	-37.3090
	Moderado	-0.4608	-34.3565
	Leve	-0.1440	-21.7412
		0	0
		0.1440	0
LinkF	Severo	-1.0944	-31.6774
	Moderado	-0.4608	-29.1706
	Leve	-0.1440	-18.4595
		0	0
		0.1440	0
LinkG	Severo	-1.0944	-97.9477
	Moderado	-0.4608	-90.1964
	Leve	-0.1440	-57.0774
		0	0
		0.1440	0
LinkH	Severo	-1.0944	-74.2340
	Moderado	-0.4608	-68.3594
	Leve	-0.1440	-43.2587
		0	0
		0.1440	0
LinkI	Severo	-1.0944	-45.4747
	Moderado	-0.4608	-41.8760
	Leve	-0.1440	-26.4997
		0	0
		0.1440	0
LinkJ	Severo	-1.0944	-102.4941
	Moderado	-0.4608	-94.3831
	Leve	-0.1440	-59.7268
		0	0
		0.1440	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 3.24*Continuación Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados*

LinkK	Severo	-1.0944	-105.5915
	Moderado	-0.4608	-97.2353
	Leve	-0.1440	-61.5317
		0	0
		0.1440	0
LinkL	Severo	-1.0944	-81.6574
	Moderado	-0.4608	-75.1953
	Leve	-0.1440	-47.5845
		0	0
		0.1440	0
LinkM	Severo	-1.0944	-89.2870
	Moderado	-0.4608	-82.2211
	Leve	-0.1440	-52.0306
		0	0
		0.1440	0
LinkN	Severo	-1.0944	-66.3982
	Moderado	-0.4608	-61.1437
	Leve	-0.1440	-38.6925
		0	0
		0.1440	0
LinkO	Severo	-1.0944	-119.5993
	Moderado	-0.4608	-110.1346
	Leve	-0.1440	-69.6945
		0	0
		0.1440	0
LinkP	Severo	-1.0944	-90.1047
	Moderado	-0.4608	-82.9741
	Leve	-0.1440	-52.5071
		0	0
		0.1440	0
LinkR	Severo	-1.0944	-194.6808
	Moderado	-0.4608	-179.2744
	Leve	-0.1440	-113.4471
		0	0
		0.1440	0
LinkS	Severo	-1.0944	-70.9916
	Moderado	-0.4608	-65.3736
	Leve	-0.1440	-41.3692
		0	0
		0.1440	0
LinkT	Severo	-1.0944	-101.0407
	Moderado	-0.4608	-93.0447
	Leve	-0.1440	-58.8799
		0	0
		0.1440	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 3.25*Continuación Datos de Desplazamiento y Fuerza parametrizados*

LinkU	Severo	-1.0944	-158.3659
	Moderado	-0.4608	-145.8333
	Leve	-0.1440	-92.2852
		0	0
		0.1440	0
LinkV	Severo	-1.0944	-78.0908
	Moderado	-0.4608	-71.9109
	Leve	-0.1440	-45.5061
		0	0
		0.1440	0
LinkW	Severo	-1.0944	-204.7835
	Moderado	-0.4608	-188.5776
	Leve	-0.1440	-119.3343
		0	0
		0.1440	0
LinkX	Severo	-1.0944	-147.0246
	Moderado	-0.4608	-135.3896
	Leve	-0.1440	-85.6762
		0	0
		0.1440	0
LinkQ	Severo	-1.0944	-46.3963
	Moderado	-0.4608	-42.7246
	Leve	-0.1440	-27.0367
		0	0
		0.1440	0
LinkY	Severo	-1.0944	-41.2411
	Moderado	-0.4608	-37.9774
	Leve	-0.1440	-24.0326
		0	0
		0.1440	0
LinkZ	Severo	-1.0944	-41.2411
	Moderado	-0.4608	-37.9774
	Leve	-0.1440	-24.0326
		0	0
		0.1440	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Figura 3.25 se muestra la definición de un puntal tipo link en el programa ETABS.

ET Link Property Data [Close]

General

Link Property Name: P-Delta Parameters:

Link Type: Acceptance Criteria:

Link Property Notes: None specified

Total Mass and Weight

Mass: tonf-s²/m Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Weight: tonf Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: m²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases:

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping:

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

ET Link/Support Directional Properties [Close]

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: tonf/m

Effective Damping: tonf-s/m

Shear Deformation Location: Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-1.0944	-154.6542
2	-0.4608	-142.4154
3	-0.144	-90.1222
4	0	0
5	0.144	0

Max: (0, 0); Min: (-1.0944, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type:

α_1 : β_1 : η :

α_2 : β_2 :

Hysteresis Definition Diagram

Figura 3.25. Definición de puntal tipo link

Fuente: ETABS.

3.5.2.2. Asignación de rótulas plásticas

Vigas:

La asignación de rótulas plásticas para elementos estructurales controlados por flexión fue definida según el (ASCE/SEI 41-17, 2017).

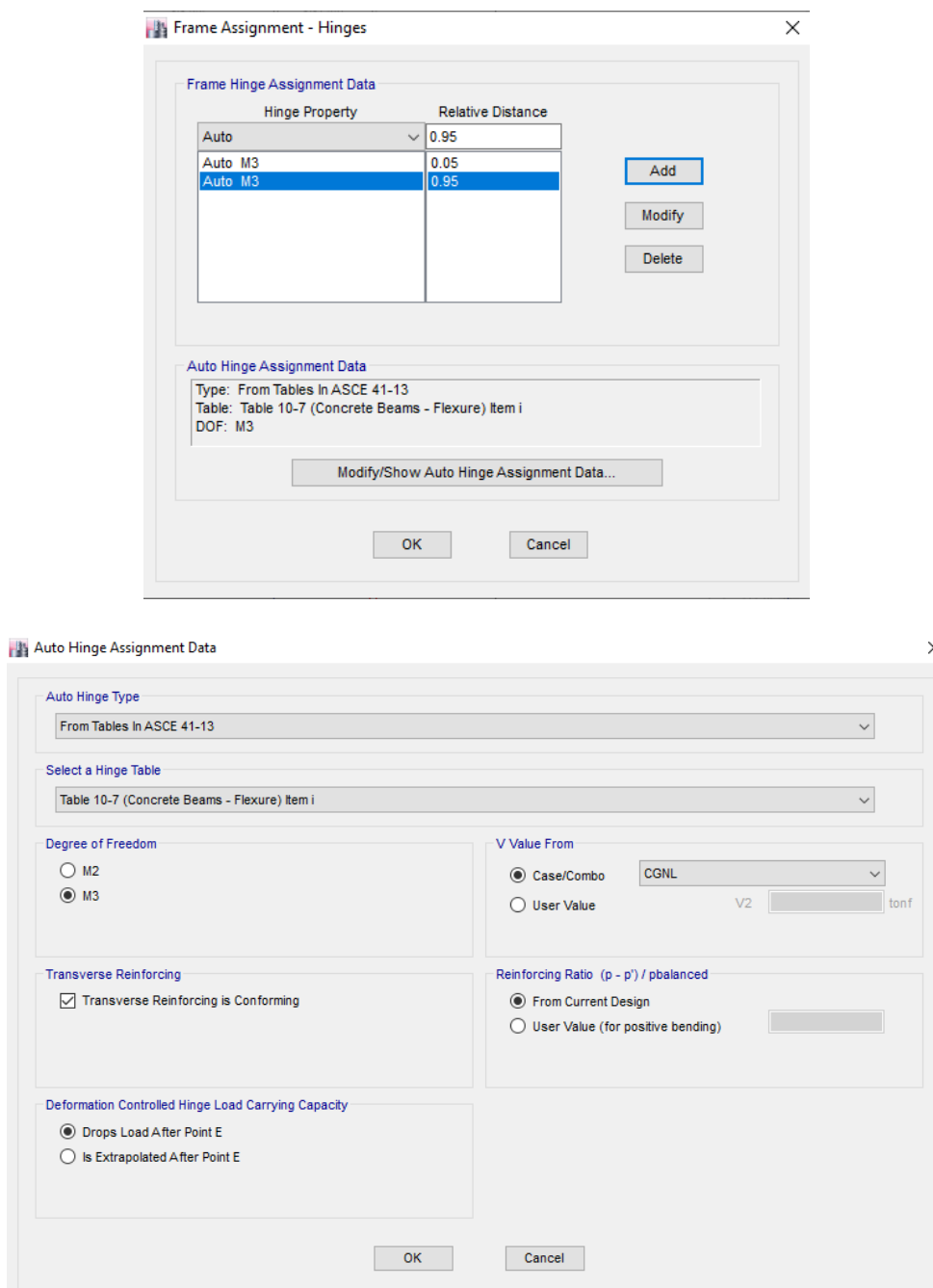


Figura 3.26. Asignación de rótulas plásticas en vigas

Fuente: ETABS.

Columnas:

Las columnas son elementos que trabajan a flexo-compresión y la designación de rótulas plásticas se realizó en base al código (ASCE/SEI 41-17, 2017).

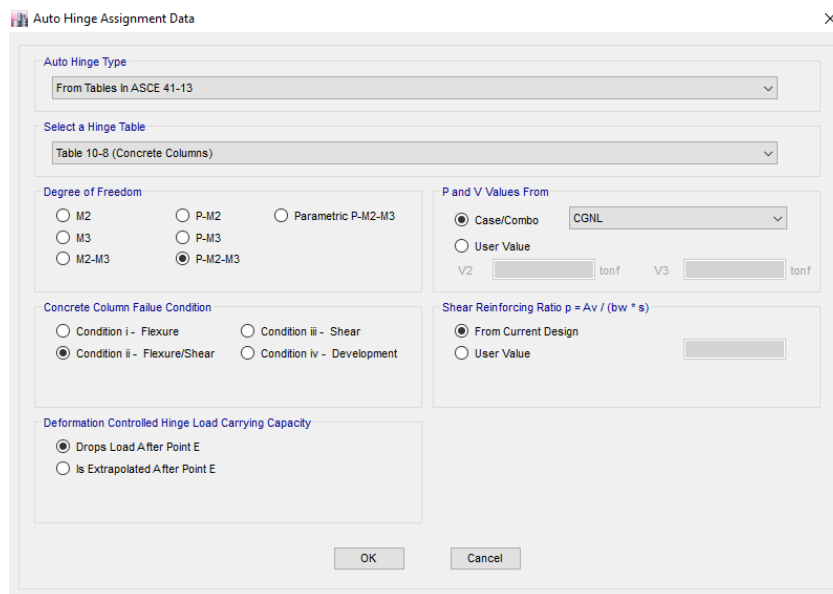
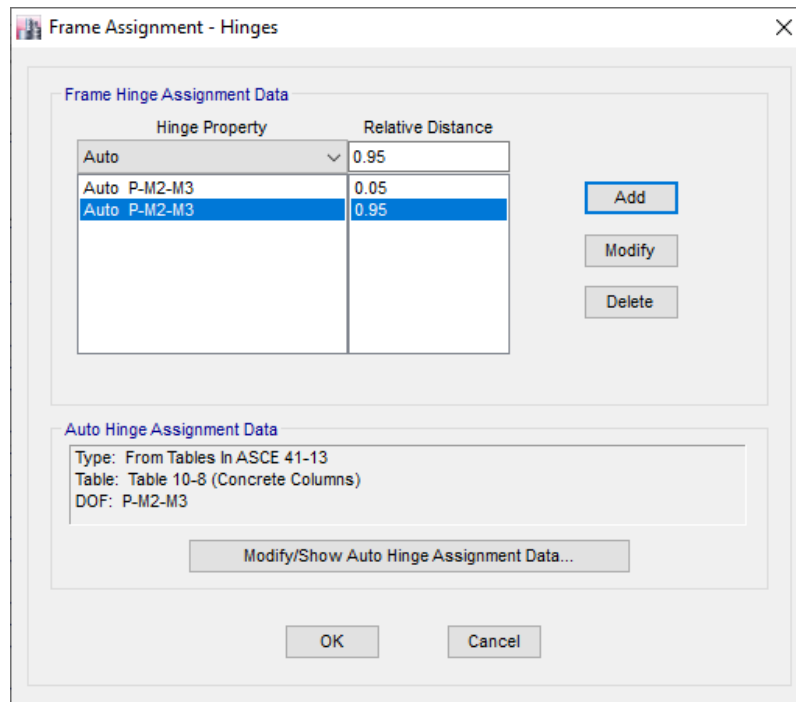


Figura 3.27. Asignación de rótulas plásticas en columnas

Fuente: ETABS.

3.5.2.3. Formulación del espectro de respuesta

ET Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:
 η Coefficient:
 Site Factor, Fa:
 Site Factor, Fd:
 Soil Type:
 Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:
 Importance Factor, I:
 Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0.5952
0.1	0.5952
0.2	0.5952
0.3	0.5952
0.4	0.5952
0.5	0.5952

Plot Options

Linear X - Linear Y
 Linear X - Log Y
 Log X - Linear Y
 Log X - Log Y

Function Graph

The graph displays a red curve on a grid. The vertical axis is labeled 'E-3' and ranges from 0 to 700. The horizontal axis ranges from 0.0 to 15.0. The curve starts at a period of 0 with an acceleration of approximately 600. It remains constant until about 0.5, then drops sharply, reaching approximately 200 at a period of 1.5, and continues to decay towards zero as the period increases to 15.0.

Figura 3.28. Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=72$ años

Fuente: ETABS.

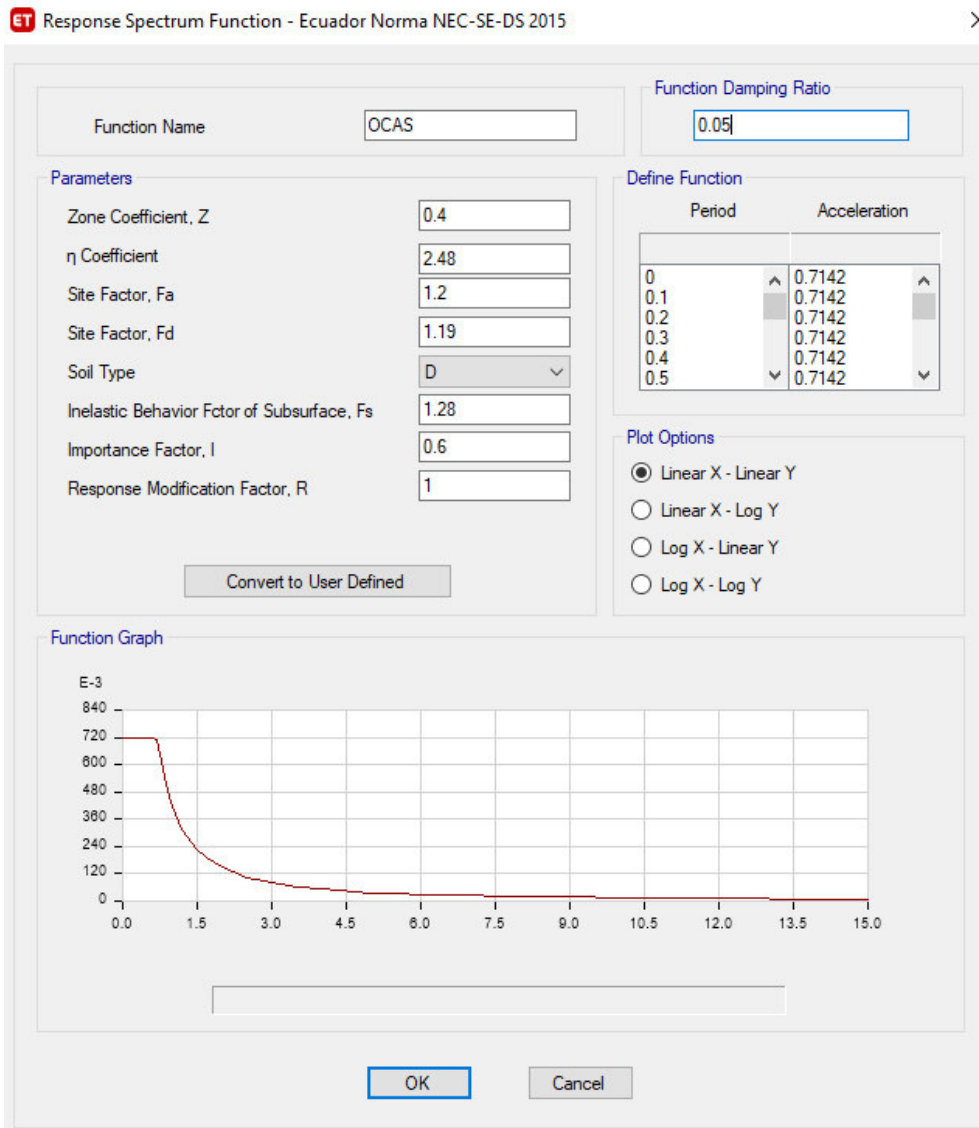


Figura 3.29. Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=225$ años

Fuente: ETABS.

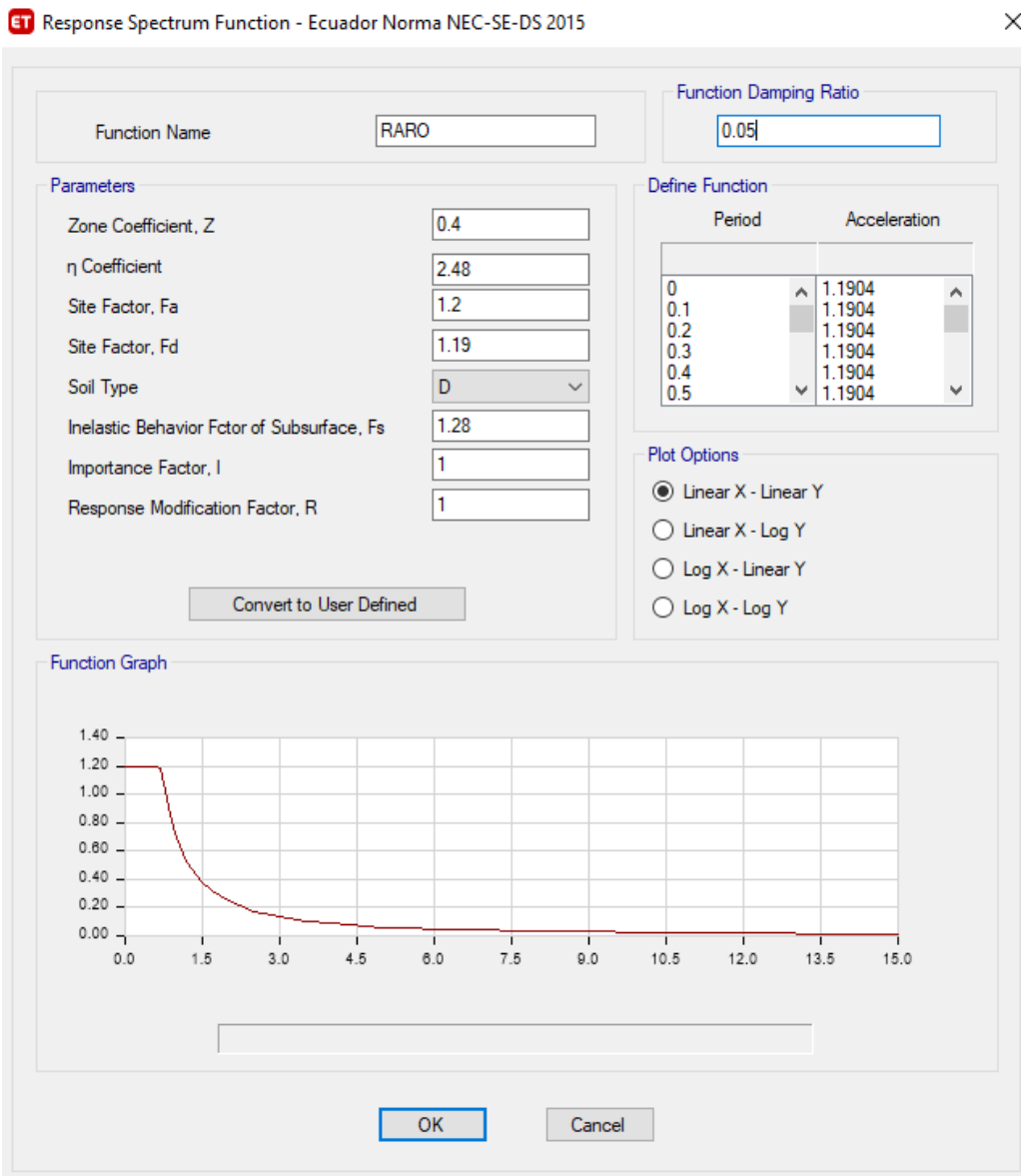


Figura 3.30. Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=475$ años

Fuente: ETABS.

ET Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name: MUY RARO

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters:

- Zone Coefficient, Z: 0.4
- η Coefficient: 2.48
- Site Factor, F_a : 1.2
- Site Factor, F_d : 1.19
- Soil Type: D
- Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, F_s : 1.28
- Importance Factor, I: 1.5
- Response Modification Factor, R: 1

Define Function:

Period	Acceleration
0	1.7856
0.1	1.7856
0.2	1.7856
0.3	1.7856
0.4	1.7856
0.5	1.7856

Plot Options:

- Linear X - Linear Y
- Linear X - Log Y
- Log X - Linear Y
- Log X - Log Y

Function Graph:

OK Cancel

Figura 3.31. Formulación del espectro de respuesta para un $T_r=2500$ años

Fuente: ETABS.

3.5.2.4. Formulación de los tipos de carga

Se han definido tipos de carga muerta (DEAD), carga viva (LIVE) y cargas sísmicas (S_x y S_y).

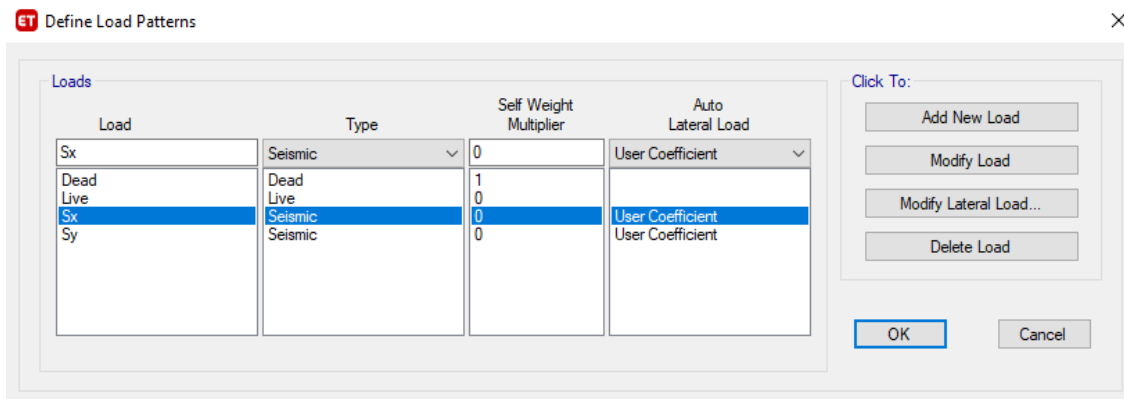


Figura 3.32. Tipos de carga

Fuente: ETABS.

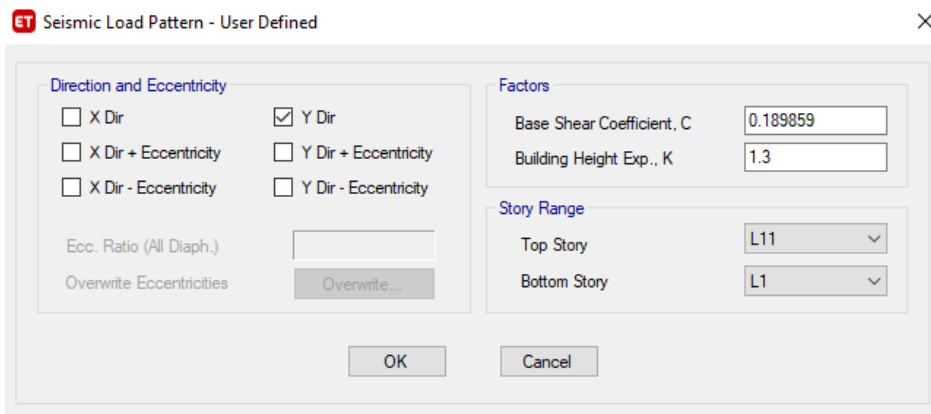
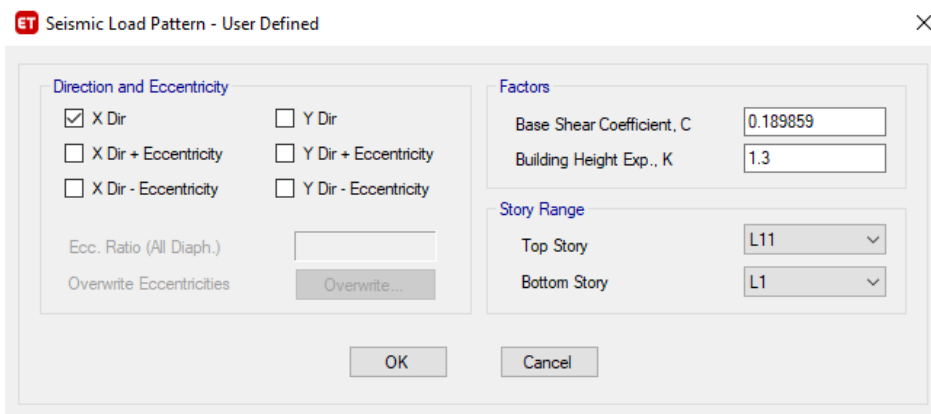


Figura 3.33. Carga sísmica en X y Y.

Fuente: ETABS.

3.5.2.5. Modelación del análisis pushover

3.5.2.5.1. Definición de la carga gravitacional

De acuerdo con el (ASCE/SEI 41-17, 2017) para todos los procedimientos no lineales, la carga gravitacional debe considerar la ecuación (28):

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (28)$$

Donde:

Q_G = Carga gravitacional

Q_D = Carga muerta

Q_L = Carga viva

Q_S = Carga de nieve

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

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

Info Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

ET 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

Monitored Displacement

DOF/Joint
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Figura 3.34. Carga gravitacional

Fuente: ETABS.

3.5.2.5.2. Definición del pushover en el sentido x

ET Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHOVER_X [Design...]

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

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sismo_X	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

ET 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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U1, L11, 45

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

Figura 3.35. Pushover en dirección X

Fuente: ETABS.

3.5.2.5.3. Definición del pushover en el sentido y

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHOVER_Y [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SismoY	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U2 L11 45

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

Figura 3.36. Pushover en dirección Y

Fuente: ETABS.

3.5.2.6. Modelación del análisis Pushover Multimodal

3.5.2.6.1. Definición de la carga gravitacional

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

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

+ Add − Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

ET 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:

Monitored Displacement

DOF/Joint:

Generalized Displacement:

Additional Controlled Displacements

Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type:

Output Time Step Size: sec

Mass Proportional Damping: 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha:

Figura 3.37. Carga gravitacional

Fuente: ETABS.

3.5.2.6.2. Definición de los ejemplos multimodales en dirección X

Los modos de vibración empleados son los primeros 9 modos, los cuales según (Chopra & Goel, 2001) son más precisos ya que se toma en cuenta únicamente los modos de vibración predominantes.

Load Case Data

General

Load Case Name: Modo_1x [Design...]

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

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
1	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U1, L11, 45

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

a) Modo 1x

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Modo_4x [Design...]
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]
 Mass Source: MsSrc1
 Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	4	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Geometric Nonlinearity Option: None
 Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]
 Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

ET 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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U1 L11 45
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

b) Modo 4x

ET Load Case Data X

General

Load Case Name: Modo_5x Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	5	1

Info Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

ET Load Application Control for Nonlinear Static Analysis X

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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U1 L11 45

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

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

OK Cancel

c) Modo 5x

Figura 3.38. Ejemplos pushover en dirección X

Fuente: ETABS.

3.5.2.6.3. Definición de los ejemplos multimodales en dirección Y

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Modo_3y [Design...]
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]
 Mass Source: MsSrc1
 Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Geometric Nonlinearity Option: None
 Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]
 Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

ET 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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U2 L11 45
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

a) Modo 3y

Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	7	1

+ Add
 - Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

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: m

Monitored Displacement

DOF/Joint:

Generalized Displacement:

Additional Controlled Displacements

Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type:

Output Time Step Size: sec

Mass Proportional Damping: 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha:

b) Modo 7y

ET Load Case Data X

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	8	1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

ET Load Application Control for Nonlinear Static Analysis X

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 m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Modify/Show...

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

c) Modo 8y

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Modo_9y Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	9	1

Info
Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

ET 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: 1.3184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U2, L11, 45

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None Modify/Show...

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

OK Cancel

d) Modo 9y

Figura 3.39. Ejemplos pushover en dirección Y

Fuente: ETABS.

3.5.2.7. Modelación del análisis de historia en el tiempo

De acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015) para un análisis de historia en el tiempo se debe utilizar dos componentes horizontales de registros de acelerogramas con un mínimo de tres eventos sísmicos. Sin embargo, para el análisis de la estructura en estudio se utilizó el registro de siete eventos sísmicos. Además, se debe tener presente la compatibilidad de los registros con el tipo de falla, la magnitud, la distancia a la falla y los efectos de suelo.

3.5.2.7.1. Selección de acelerogramas

La búsqueda de acelerogramas se realizó a través del Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). Esta fuente proporciona información gratuita de registros de movimientos fuertes como terremotos costeros superficiales. Además, la página web PEER permite seleccionar los parámetros de los acelerogramas y facilita la búsqueda para que coincidan con las condiciones locales del sitio y los espectros de respuesta.

a) Magnitud y Tipo de falla:

Los registros sísmicos fueron escogidos en base a las características del sistema de fallas de la ciudad de Quito mostrado en la Figura 3.40. El edificio Alicante está ubicado en la Zona Norte del Distrito Metropolitano de Quito. Según (Quizanga Martínez, 2015) los eventos sísmicos en su mayoría están asociados tanto a la falla de Ilumbisí la Bota (ILB) como a la falla de Puengasí. Bajo este concepto los sismos oscilan entre los 6 y 7^o de magnitud. De acuerdo con (Alvarado, 2012) la falla de Quito corresponde a un movimiento inverso.

Segment	Rupture Area (RA) Km ²	Mag (RA)	Surface Rupture Long (km)	Mag (SRL)	Recurrence Time (yr.)	RA ; Mw 3km coupled	RA ; Mw 7km coupled
Puengasí	259	6.4	22	6.4	188	66 : 5.8	154 : 6.2
ILB	176	6.2	15	6.2	138	45 : 5.6	105 : 6.0
CEI	82	5.9	7	5.7	105	21 : 5.3	49 : 5.7
BC	191	6.3	17.5	6.3	183	54 : 5.7	126 : 6.1
Tangahuilla	108	6.0	12	6.0	115	36 : 5.6	84 : 5.9

Figura 3.40. Características del sistema de fallas de Quito.

Fuente:(Alvarado, 2012)

b) Vs30:

La velocidad de onda de corte a los treinta metros (V_{s30}) es definida acorde a la geología local. Según la (NEC-SE-DS, 2015), la V_{s30} en suelos tipo D requiere un rango de entre los 180 y 360 m/s. Mientras que para los suelos Tipo C la V_{s30} debe estar en el rango de entre los 360 y 760 m/s.

c) Distancias R_{JB} (Km) y R_{RUP} (Km):

R_{JB} : Distancia Joyner Boore. Representa la distancia más cercana entre el sitio y la proyección horizontal de la superficie de falla (Tibanquiza Cauja & Jara Obregón, 2017).

R_{RUP} : Constituye la distancia más cercana al plano de ruptura. (Tibanquiza Cauja & Jara Obregón, 2017).

En la figura 3.41 se puede visualizar las distancias mencionadas.

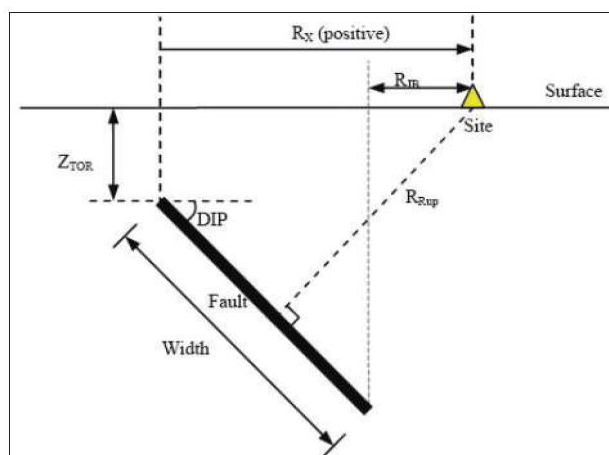


Figura 3.41. Distancias R_{RUP} y R_{JB}

Fuente:(Quizanga Martínez, 2015)

Las distancias empleadas para el presente estudio se han definido en base al estudio realizado por (Quizanga Martínez, 2015) en su proyecto de investigación “Espectros Específicos para la ciudad de Quito en función de fallas ciegas inversas”.

En la Tabla 3.26 se presenta el registro de los siete eventos sísmicos utilizados para el análisis.

Tabla 3.26

Resumen de registros sísmicos obtenidos

Record Sequence Number	Earthquake Name	Año	Estación	[Mw]	Tipo de falla	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	Frecuencia utilizable más baja (Hz)	Numero de registros iniciales	Nominación sismos escalados	dt (s)	Número de registros finales	Tipo de Suelo
540	N. Palm Springs	1986	Whitewater Trout Farm	6.06	Oblicua Inversa	0	6.04	425.02	0.15	4014	s1-1	0.005	1088	C
										4011	s2-1	0.005	675	
752	Loma Prieta	1989	Capitola	6.93	Oblicua Inversa	8.65	15.23	288.62	0.25	7999	s1-2	0.005	2438	D
										7999	s2-2	0.005	2620	
741	Loma Prieta	1989	Bran	6.93	Oblicua Inversa	3.85	10.72	476.54	0.125	5001	s1-3	0.005	1793	C
										5001	s2-3	0.005	1964	
755	Loma Prieta	1989	Coyote Lake	6.93	Oblicua Inversa	19.97	20.34	561.43	0.1625	7999	s1-4	0.005	3178	C
										7999	s2-4	0.005	2447	
1080	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine	6.69	Inversa	0	13.42	557.42	0.2625	2499	s1-5	0.01	587	C
										2499	s2-5	0.01	674	
1013	Northridge-01	1994	La Dam	6.69	Inversa	0	5.92	628.99	0.15	5315	s1-6	0.005	1330	C
										5315	s2-6	0.005	1299	
4886	Chuetsu-oki_Japan	2007	Tamati Yone Izumozaki	6.8	Inversa	0	11.48	338.32	0.1	12000	s1-7	0.01	1290	D
										12000	s2-7	0.01	1276	

Realizado por: Silvia Sangucho.

3.5.2.7.2. Tratamiento de acelerogramas:

Se debe tener presente que los acelerogramas obtenidos dependen de las condiciones de campo y particularidades del acelerómetro. Es así que las señales determinadas tienen cierto desfase con respecto a la línea base. Para lo cual es preciso efectuar un tratamiento de los acelerogramas, para así obtener valores filtrados y corregidos coherentes (Aguilar Rosero & Arias Cabrera, 2019). En la Figura 3.32 se observa un ejemplo de cómo ingresa el registro original del sismo Loma Prieta.

Corrección a la línea base:

Este proceso también conocido como corrección de ceros. Es muy frecuente que las cifras de los acelerogramas estén desplazadas del eje horizontal. Esta imprecisión se puede explicar debido a que el acelerómetro no este nivelado correctamente en el sitio. Otra de las razones por las que sucede este error es porque las medidas obtenidas provienen de fuentes no sísmicas (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999).

En la corrección de los acelerogramas se debe ubicar la línea de tendencia de cada uno de los acelerogramas. Este procedimiento se lo realiza a través de una regresión lineal, para que los registros originales se desplacen hacia el eje horizontal de ceros. En la Figura 3.42 se indica la corrección a la línea base del sismo Loma Prieta. Esta corrección a la línea base se la ha realizado con cada uno de los registros de acelerogramas de la Tabla 3.26 en ambas direcciones (N-S y E-O).

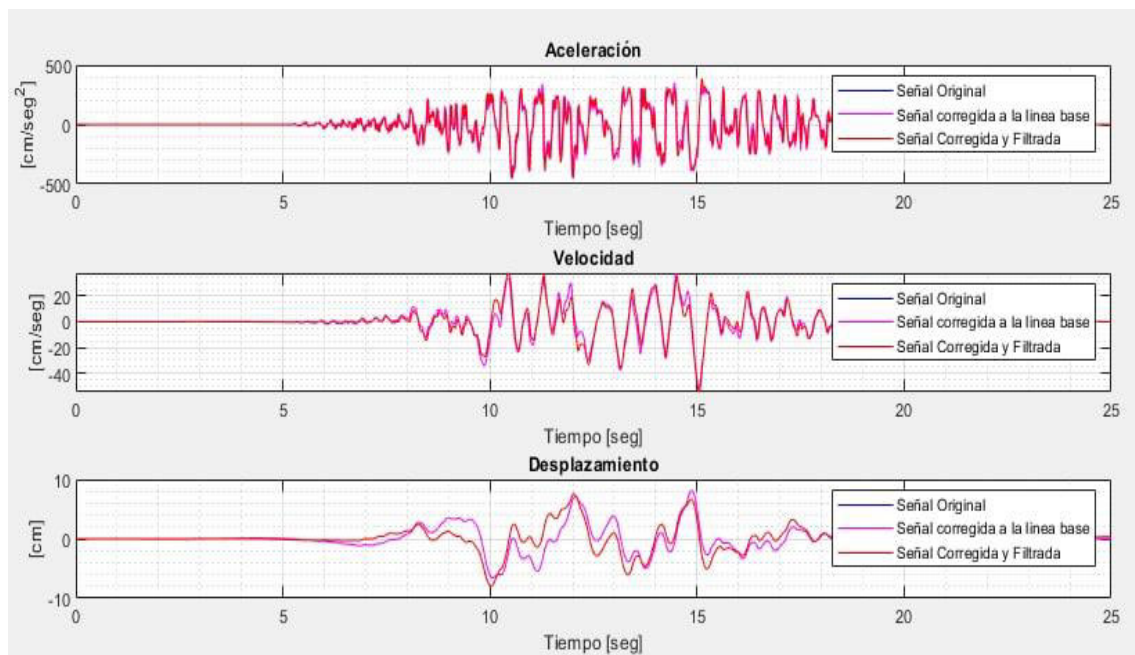


Figura 3.42. Corrección de la señal del sismo Loma Prieta.

Estación: Bran

Fuente: ETABS.

Filtrado de acelerogramas:

Después de la corrección a la línea base es necesario corregir la señal generada por el ruido de fondo. El proceso de filtración de los acelerogramas implica reducir los registros al ancho de banda apropiado. Para lo cual se puede emplear la función filtro de Butterworth. El paquete propio de Matlab “butter” incluye la función de filtro. Esta función suprime los registros que no están dentro del rango de frecuencias asignado (Aguilar Rosero & Arias Cabrera, 2019). En la Figura 3.43 se obtiene la señal corregida y filtrada del sismo Loma Prieta.

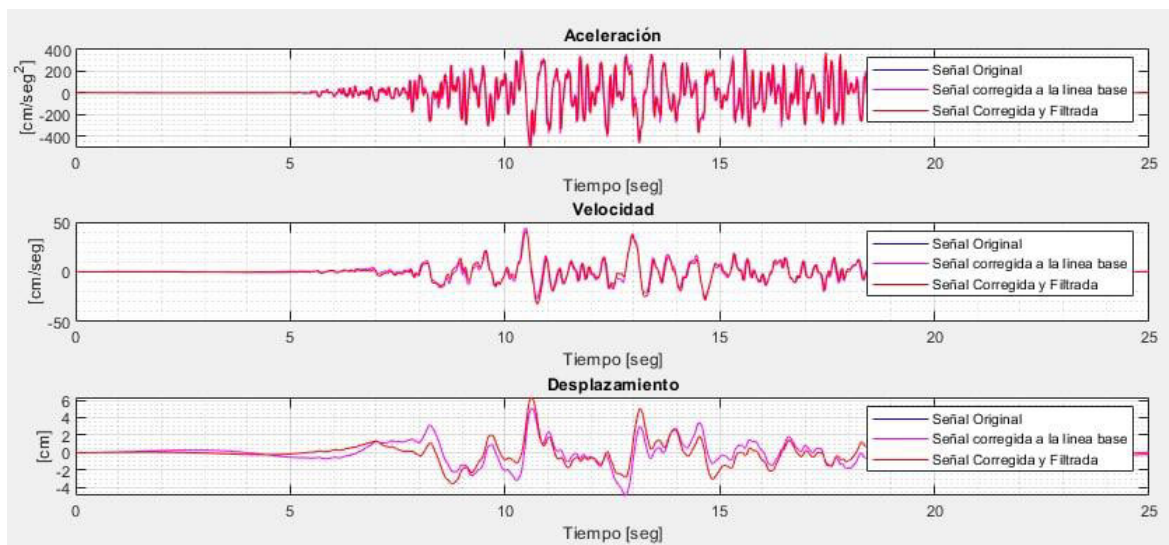


Figura 3.43. Señal corregida y filtrada del sismo Loma Prieta.

Estación: Bran.

Fuente: ETABS.

Duración significativa utilizando la intensidad de arias:

En este procedimiento la duración significativa asocia la energía máxima del evento sísmico con el lapso de tiempo en que logra tal energía (Aguilar Rosero & Arias Cabrera, 2019). La duración significativa se entiende como el lapso de tiempo en que la intensidad acumulada alcanza un valor del 5% al 95% (Carreño et al., 1999). Es cierto que se podrían emplear los registros sísmicos sin recortar, sin embargo, es necesario para reducir el tiempo computacional en el análisis. En la Figura 3.44 se muestra la aplicación de la intensidad de áreas del sismo Loma Prieta.

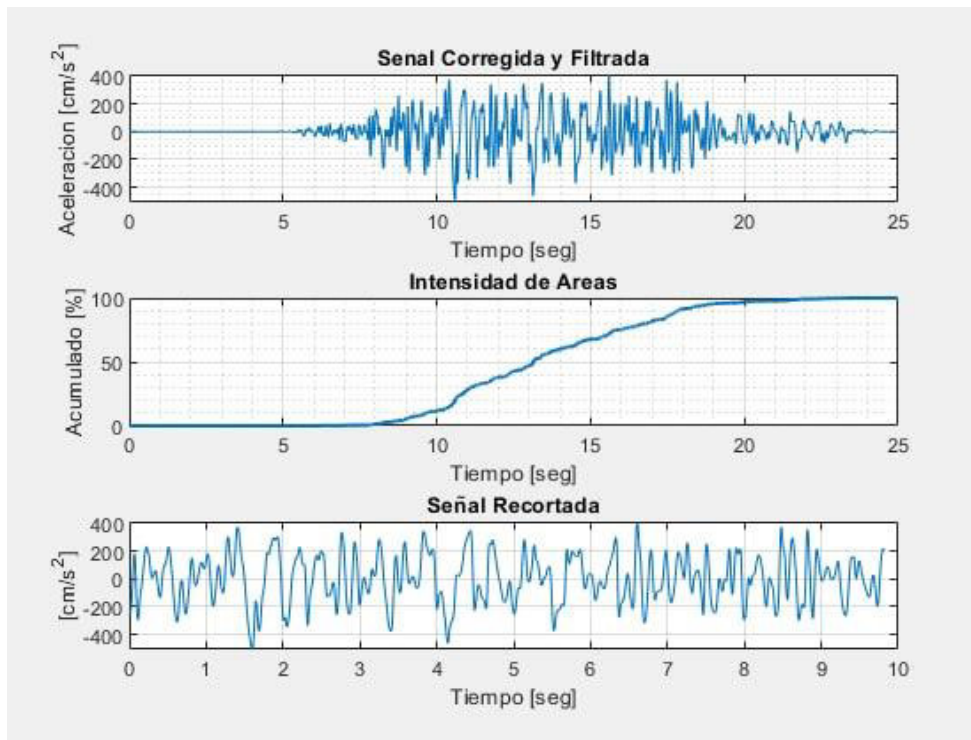


Figura 3.44. Recorte del sismo Loma Prieta-Estación: Bran.

Fuente: ETABS.

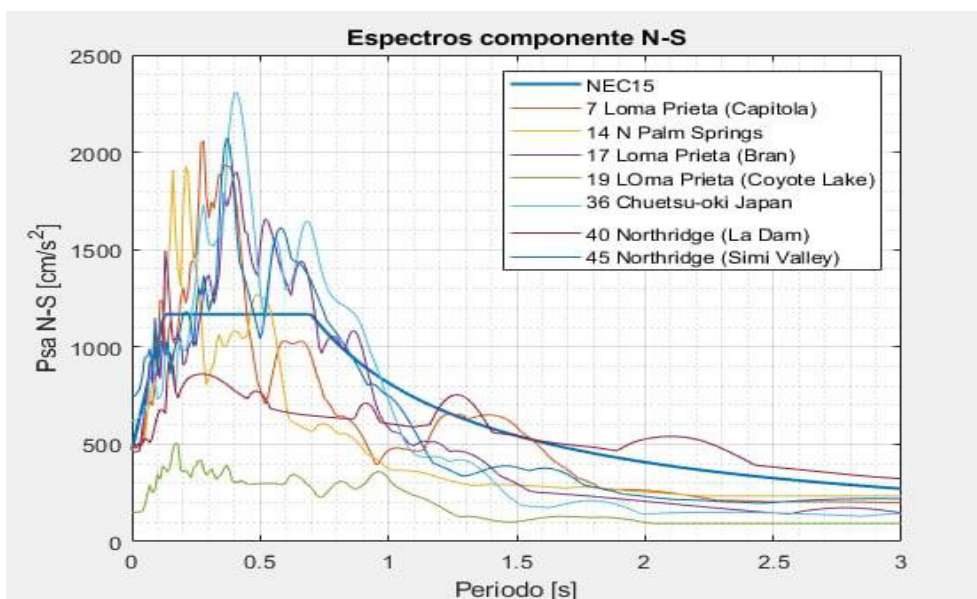
Los procesos mencionados anteriormente se han desarrollado mediante el código de Matlab facilitado por el Ing. Edgar David Mora evidenciado en el Anexo 7. Tan pronto como se obtiene los registros sísmicos ajustados a la línea base, filtrados y recortados se procedió a escalarlos.

3.5.2.7.3. Escalamiento sísmico

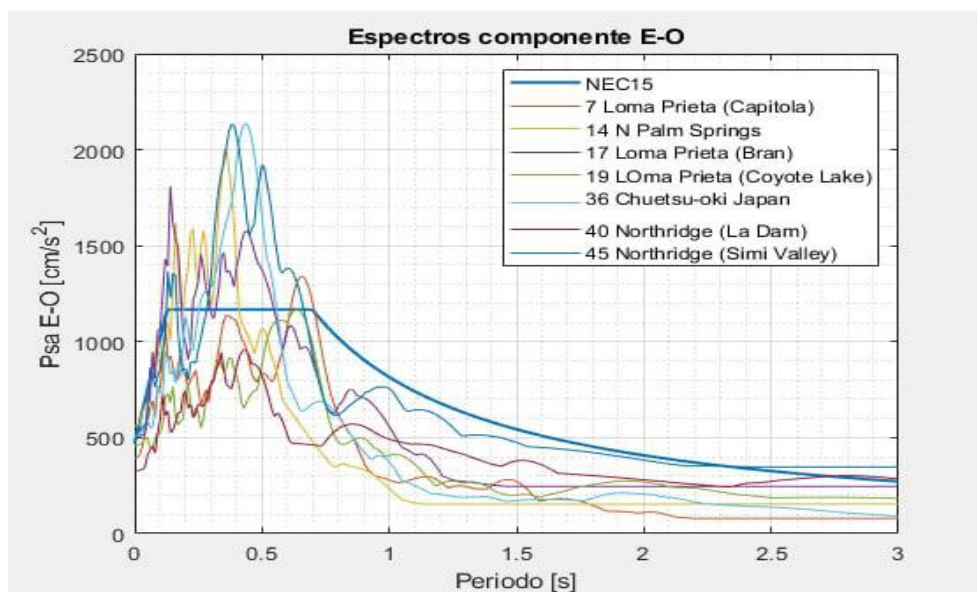
Los registros sísmicos obtenidos surgen de fuentes en las cuales los parámetros de tipo de falla, profundidad, distancia epicentral y suelo no presentan idénticos parámetros al de la zona de interés. Por lo que es indispensable realizar un ajuste en los acelerogramas. La forma de ajustar dichos acelerogramas es a través del escalamiento sísmico. En el presente estudio el escalamiento se efectuará en función de los espectros de respuesta de cada sismo según lo indica el (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Obtener el espectro de respuesta respectivo para las dos componentes horizontales (N-S y E-O). El procedimiento se lo realiza utilizando el Método de Newmark. El código implica el ingreso de: las componentes horizontales del

acelerograma (N-S y E-O), el amortiguamiento y la frecuencia de muestreo. Para la edificación en estudio se ha planteado un amortiguamiento del 5%.



a) Dirección N-S



b) Dirección E-O

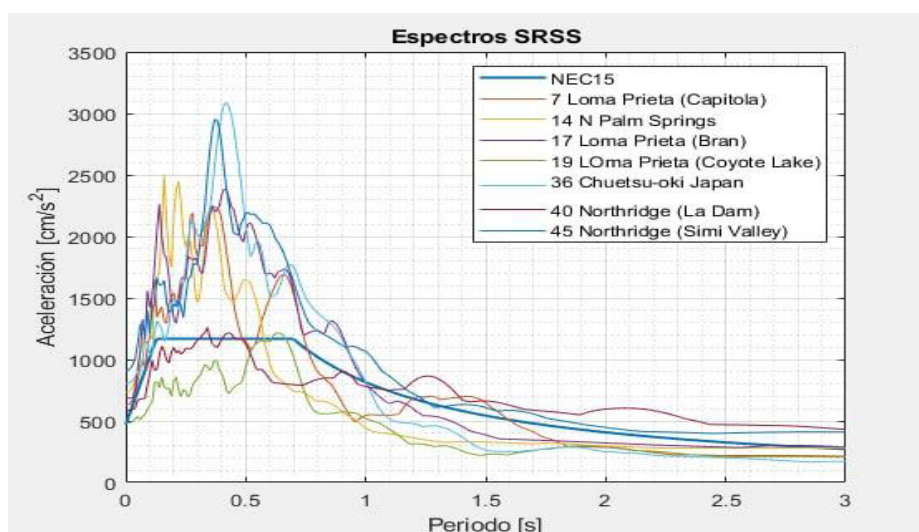
Figura 3.45. Espectro de respuesta de cada registro de acelerogramas

Fuente: ETABS.

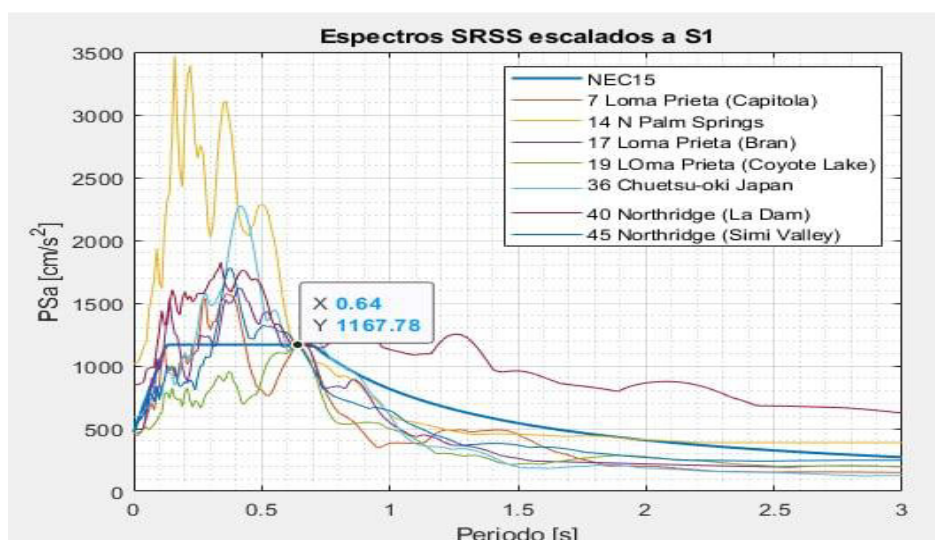
Luego de obtener los espectros de respuesta de cada componente se construyen los espectros SRSS. Los espectros SRSS son el resultado de la raíz cuadrada de

la suma de cada componente elevada al cuadrado como se observa en la Figura 3.45 a) (Aguilar Rosero & Arias Cabrera, 2019).

En esta etapa es preciso definir el período de la edificación. Es aconsejable trabajar con el valor promedio del período. Este valor promedio se multiplica a cada espectro SRSS por un factor S1, de tal forma que interseque a la ordenada del espectro objetivo (Aguilar Rosero & Arias Cabrera, 2019). En la Figura 3.46 b) se observa el escalamiento al espectro objetivo.



a) Espectros SRSS sin escalar



b) Espectros SRSS*S1 escalados planteados para el análisis

Figura 3.46. Espectros SRSS

Fuente: ETABS.

Después de disponer de los espectros SRSS escalados multiplicados al factor S1 se debe hallar el promedio ($SRSS * S1_{avg}$) como se muestra en la Figura 3.51 a). Posteriormente se debe calcular las relaciones espectrales (S2). Por último, se debe calcular el factor de escalamiento sísmico (SS) que es el producto de los factores S1 y S2 como se indica en la ecuación (28).

$$SS = S1 * S2 \quad (28)$$

La codificación para escalamiento sísmico se muestra en el Anexo 8 cortesía del Ing. Edgar David Mora. De esta programación se obtuvieron los resultados de S1 y S2 que se muestran a continuación:

$$S1 = [0.70, 1.39, 0.68, 0.96, 0.74, 1.45, 0.60]$$

$$S2 = 1.25$$

La codificación Al aplicar la ecuación (28) se obtiene los siguientes valores de escalamiento sísmico:

$$SS = [0.70, 1.39, 0.68, 0.96, 0.74, 1.45, 0.60] * 1.25$$

$$SS = [0.88, 1.74, 0.85, 1.2, 0.93, 1.81, 0.75]$$

Según el (ASCE/SEI 41-17, 2017) es frecuente alcanzar factores de escala (SS) con un rango de 0.25 a 4. Tomando en cuenta esta observación los escalamientos de los sismos son aceptables y pueden ser utilizados sin ningún inconveniente para el análisis de historia en el tiempo.

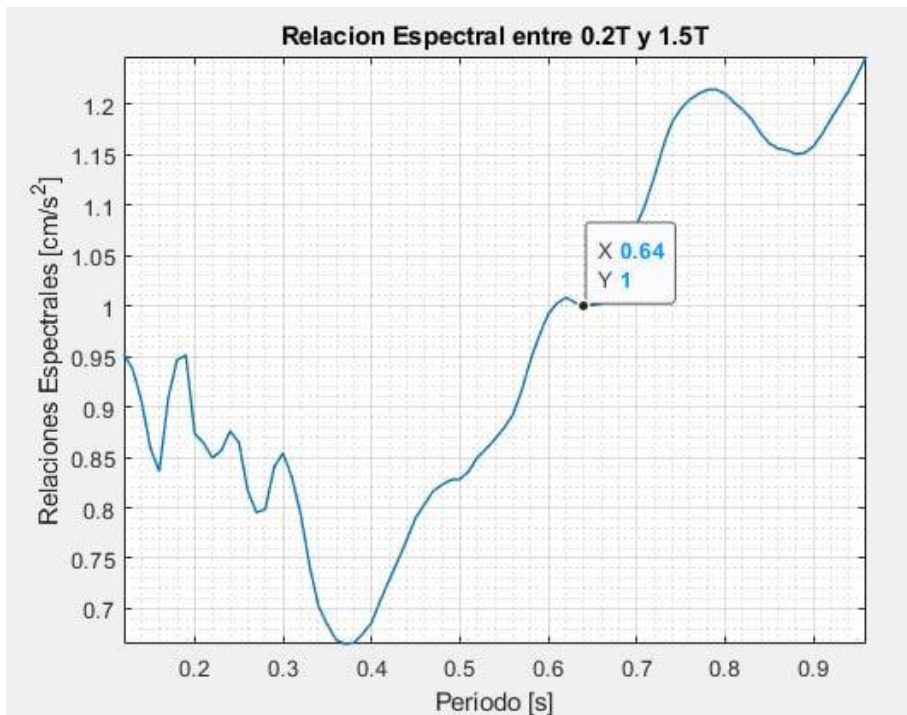
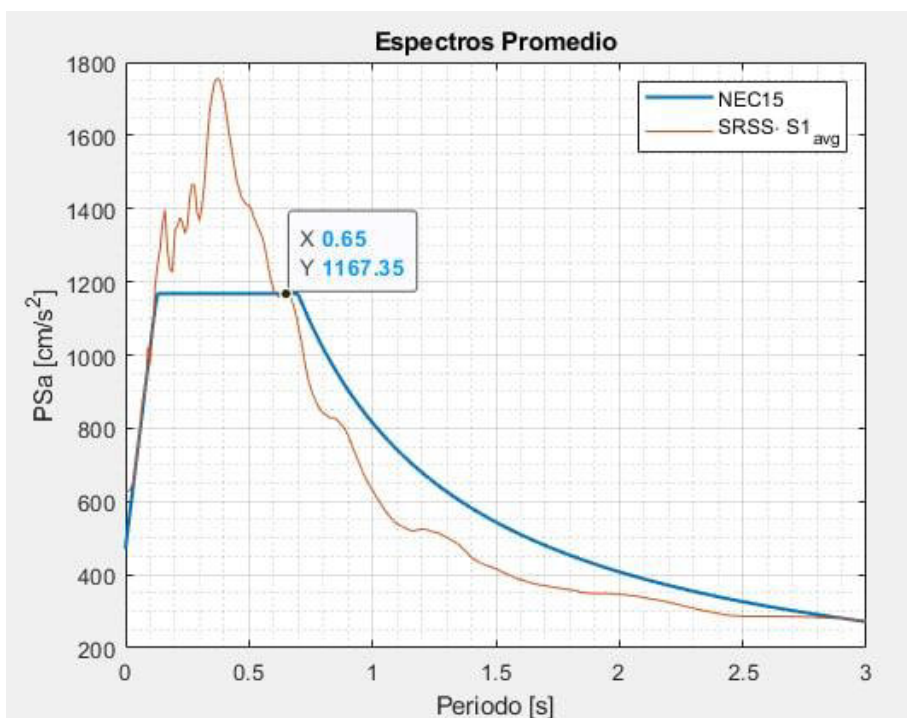
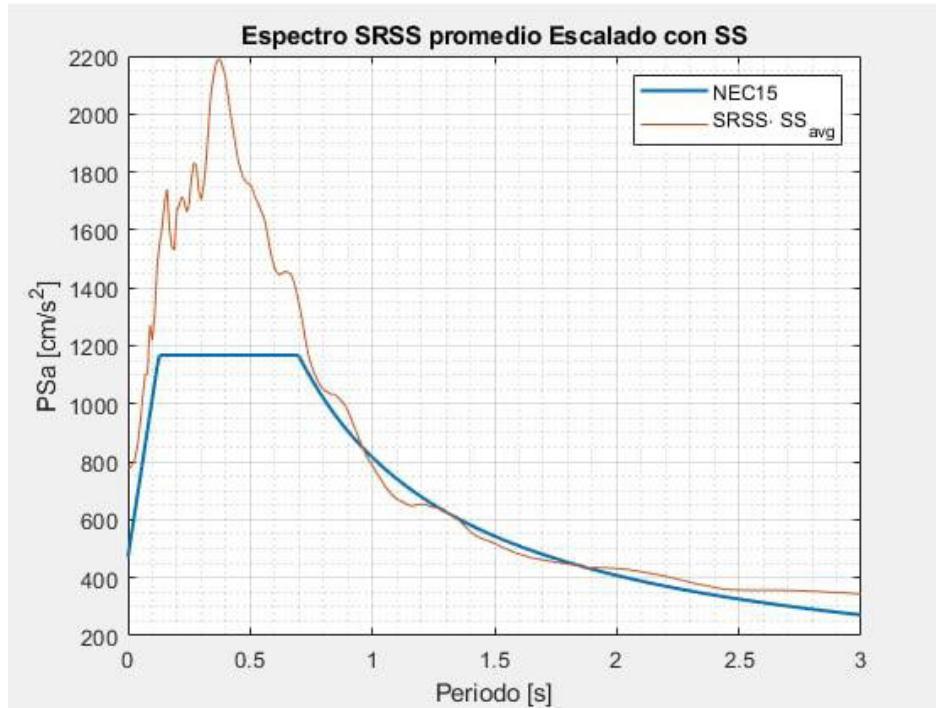


Figura 3.47. Relación espectral

Fuente: ETABS.



a) Espectro $SRSS \cdot S1_{avg}$



b) Espectro SRSS*

Figura 3.48. Espectros SRSS promedio

Fuente: ETABS.

3.5.2.7.4. Planteamiento para procedimientos modales

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case Sub Type: Ritz [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings [None] [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	RX	0	99
Acceleration	RY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 40

Minimum Number of Modes: 1

[OK] [Cancel]

Figura 3.49. Procesos modales

Fuente: ETABS.

3.5.2.7.5. Ingreso de sismos escalados

Los sismos ingresados a continuación son el resultado de la programación contenida en el Anexo 7 y 8 en un formato de archivo de texto (.txt). En todos los sismos es preciso ingresar el valor del intervalo de tiempo. La nominación de los sismos escalados esta especificada en la Tabla 3.24.

ET Time History Function Definition - From File ✕

Time History Function Name:

Function File

File Name:

Header Lines to Skip:

Prefix Chars. Per Line to Skip:

Number of Points per Line:

Values are:

Time and Function Values

Values at Equal Intervals of

Format Type

Free Format

Fixed Format

Characters per Item:

Function Graph

ET Time History Function Definition - User Defined ✕

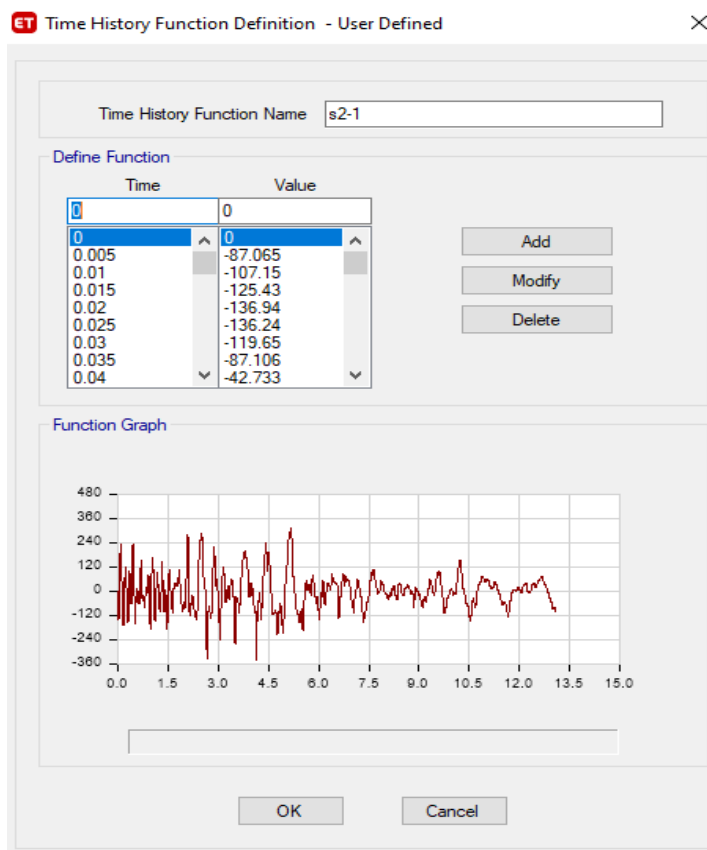
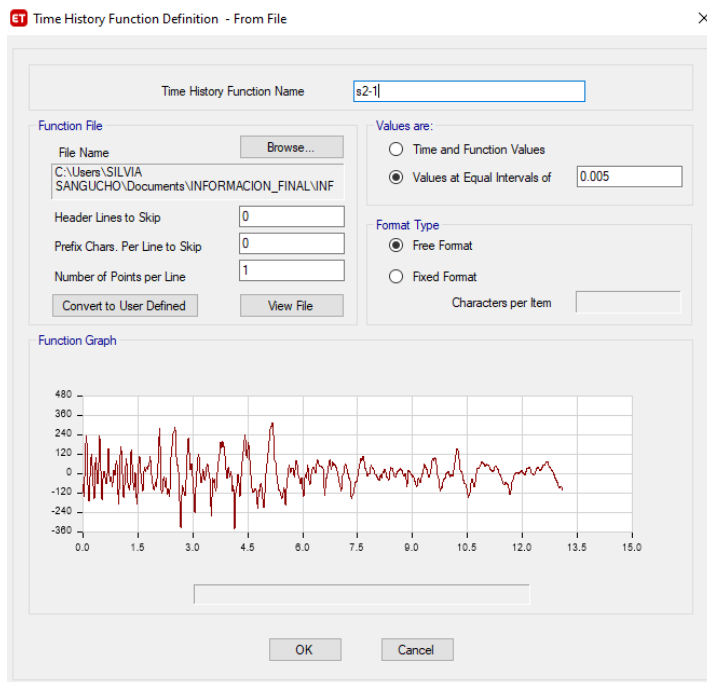
Time History Function Name:

Define Function

Time	Value
0	0
0.005	177.1
0.01	195.39
0.015	206.63
0.02	210.38
0.025	207.03
0.03	196.94
0.035	180.08
0.04	156.34

Function Graph

a) Dirección N-S



b) Dirección E-O

Figura 3.50. Acelerogramas escalados Sismo de Loma Prieta (Capitolia) 1989

Fuente: ETABS.

ET Time History Function Definition - From File

Time History Function Name: s1-2

Function File

File Name: C:\Users\SILVIA SANGUCHO\Documents\INFORMACION_FINAL\INF

Header Lines to Skip: 0

Prefix Chars. Per Line to Skip: 0

Number of Points per Line: 1

Convert to User Defined: [] View File: []

Values are:

Time and Function Values

Values at Equal Intervals of: 0.005

Format Type

Free Format

Fixed Format

Characters per Item: []

Function Graph

OK Cancel

ET Time History Function Definition - User Defined

Time History Function Name: s1-2

Define Function

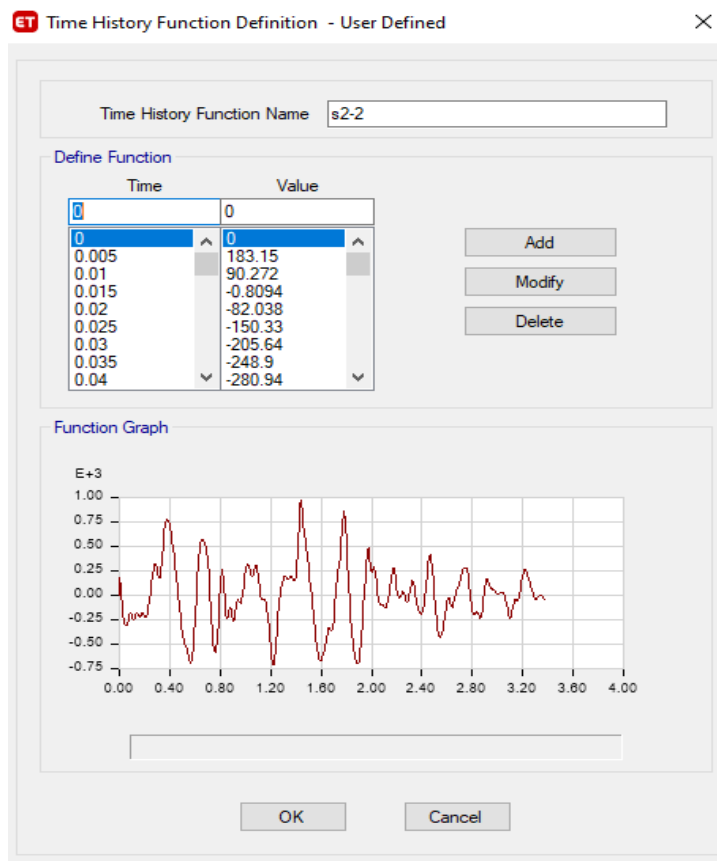
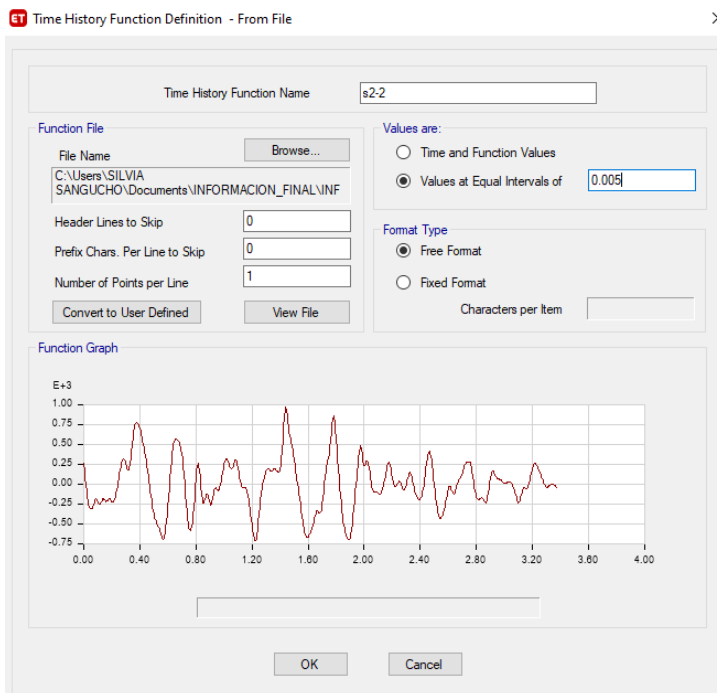
Time	Value
0	0
0.005	364.07
0.01	311.63
0.015	248.89
0.02	177.9
0.025	101.13
0.03	21.17
0.035	-59.307
0.04	-137.61

Add Modify Delete

Function Graph

OK Cancel

a) Dirección N-S

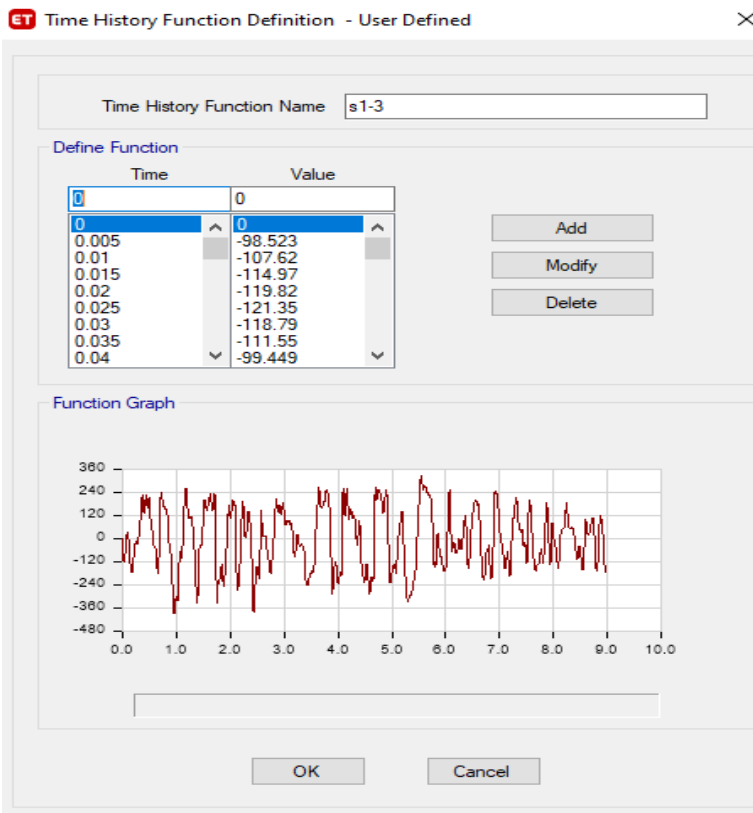
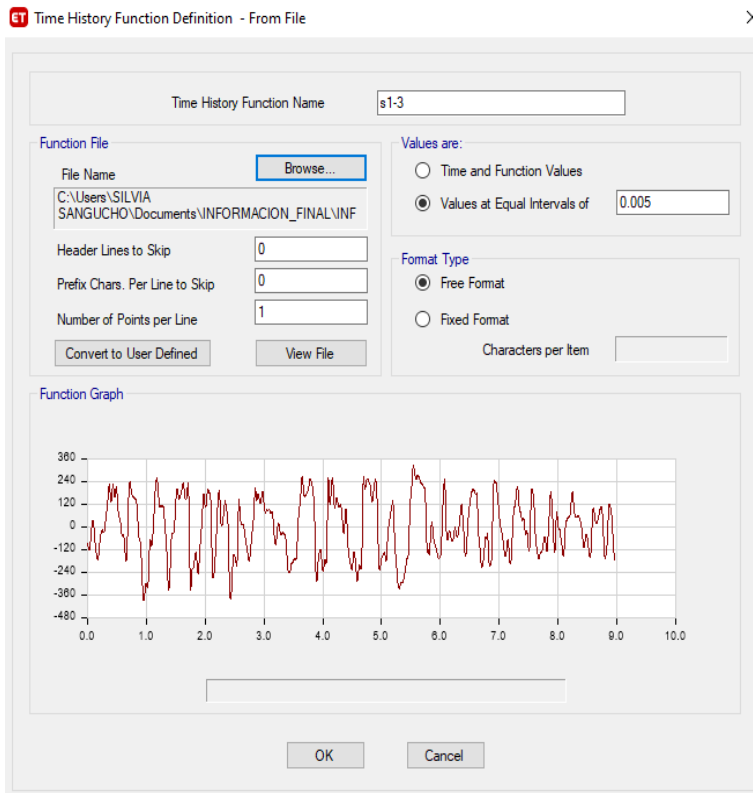


b) Dirección E-O

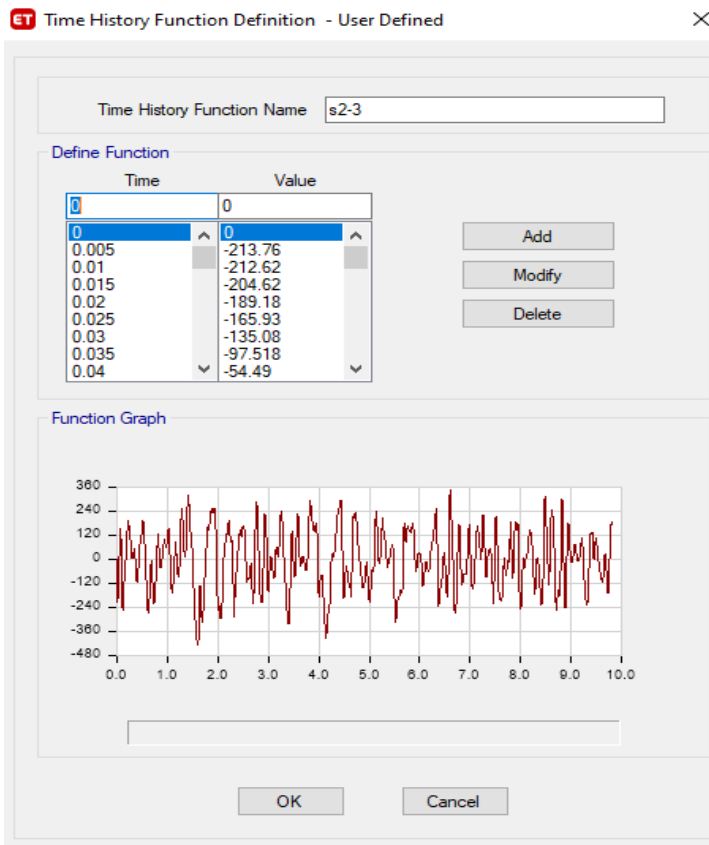
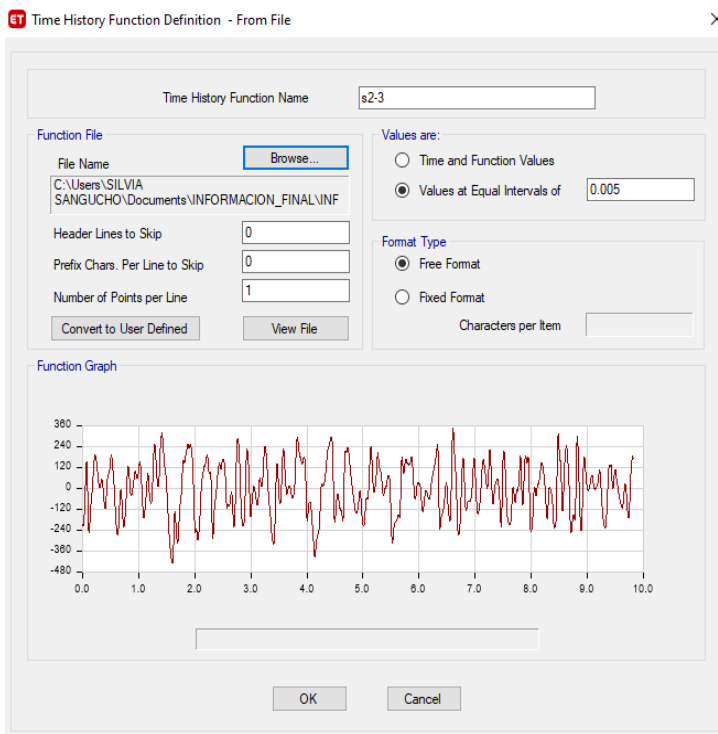
Figura 3.51. Acelerogramas escalados

Sismo N Palm Springs 1986

Fuente: ETABS.



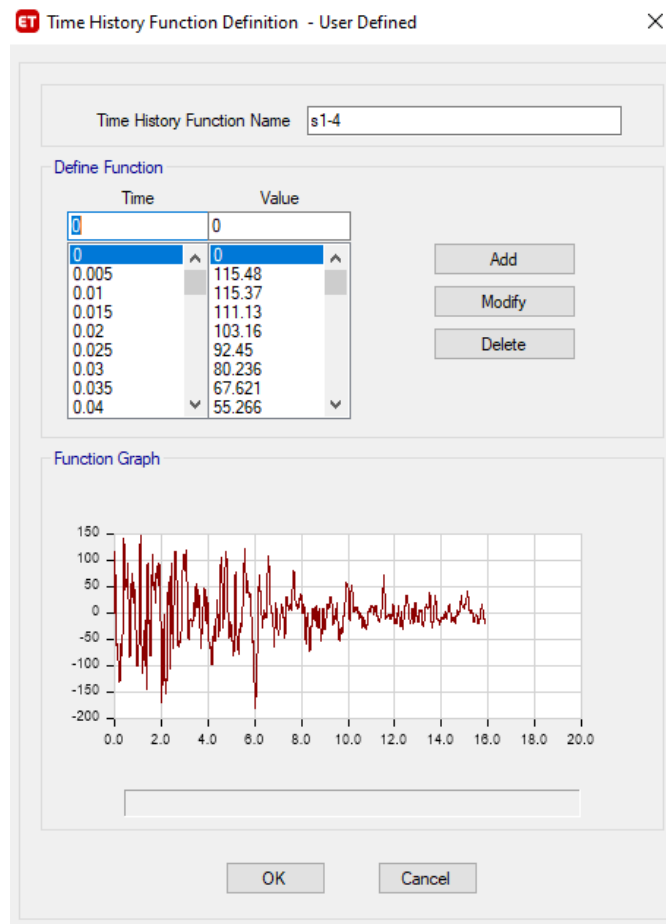
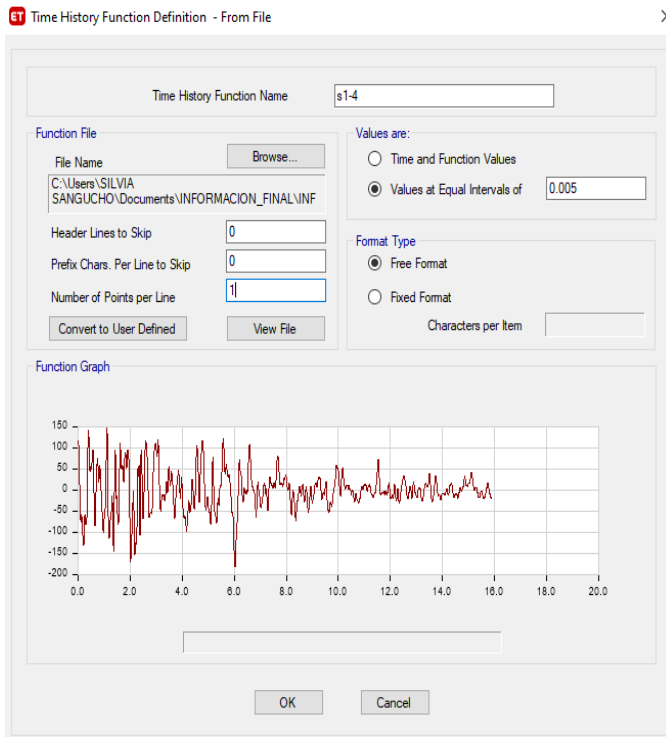
a) Dirección N-S



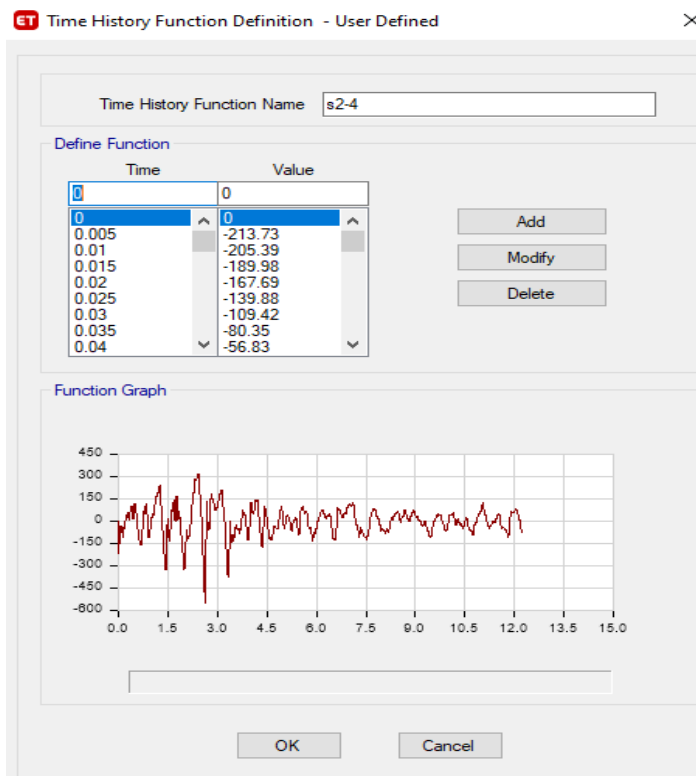
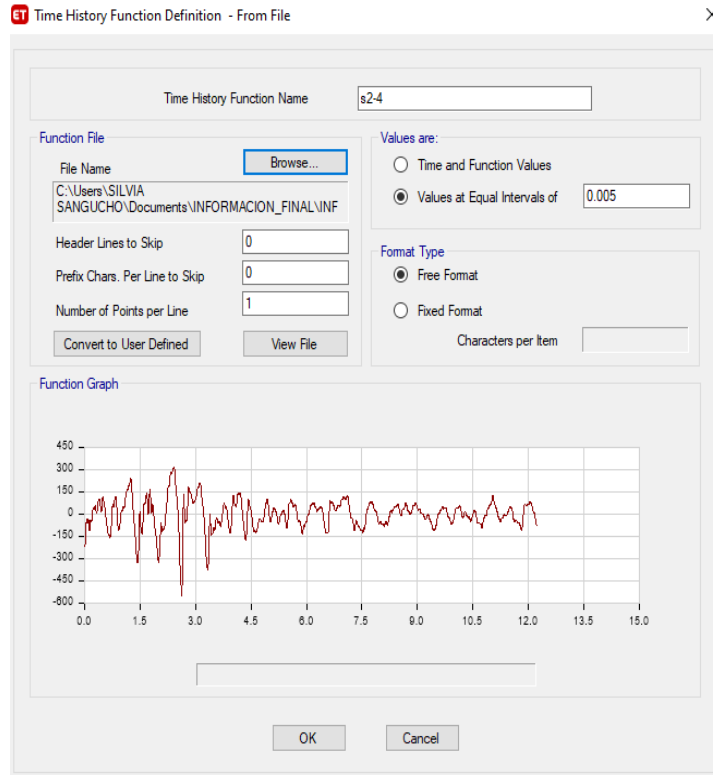
b) Dirección E-O

Figura 3.52. Acelerogramas escalados Sismo Loma Prieta Bran 1989

Fuente: ETABS.



a) Dirección N-S



b) Dirección E-O

Figura 3.53. Acelerogramas escalados
Sismo Loma Prieta Coyote Lake 1989

Fuente: ETABS.

ET Time History Function Definition - From File ×

Time History Function Name: s1-5

Function File

File Name:
 C:\Users\SILVIA\SANGUCHO\Documents\INFORMACION_FINAL\INF

Header Lines to Skip:
 Prefix Chars. Per Line to Skip:
 Number of Points per Line:

Values are:

Time and Function Values
 Values at Equal Intervals of

Format Type

Free Format
 Fixed Format

Characters per Item:

Function Graph

ET Time History Function Definition - User Defined ×

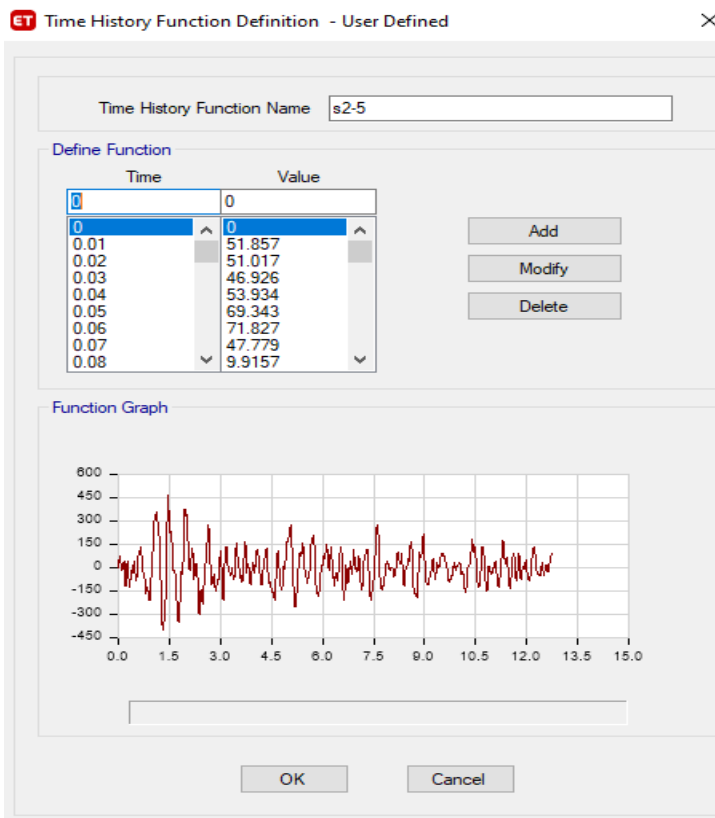
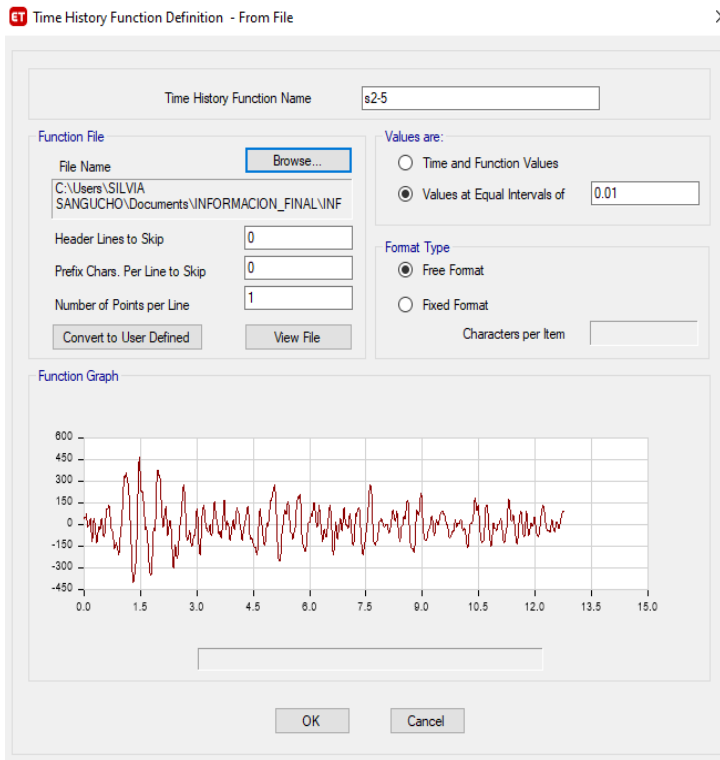
Time History Function Name: s1-5

Define Function

Time	Value
0	0
0.01	111.25
0.02	125.07
0.03	135.25
0.04	113.15
0.05	54.912
0.06	-15.113
0.07	-71.589
0.08	-110.38

Function Graph

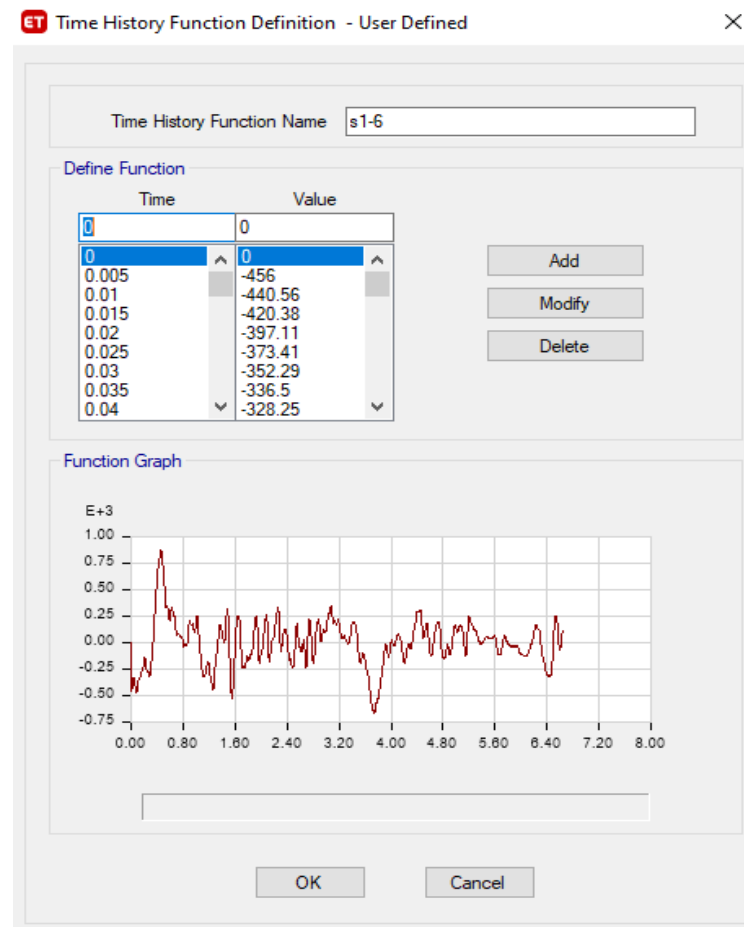
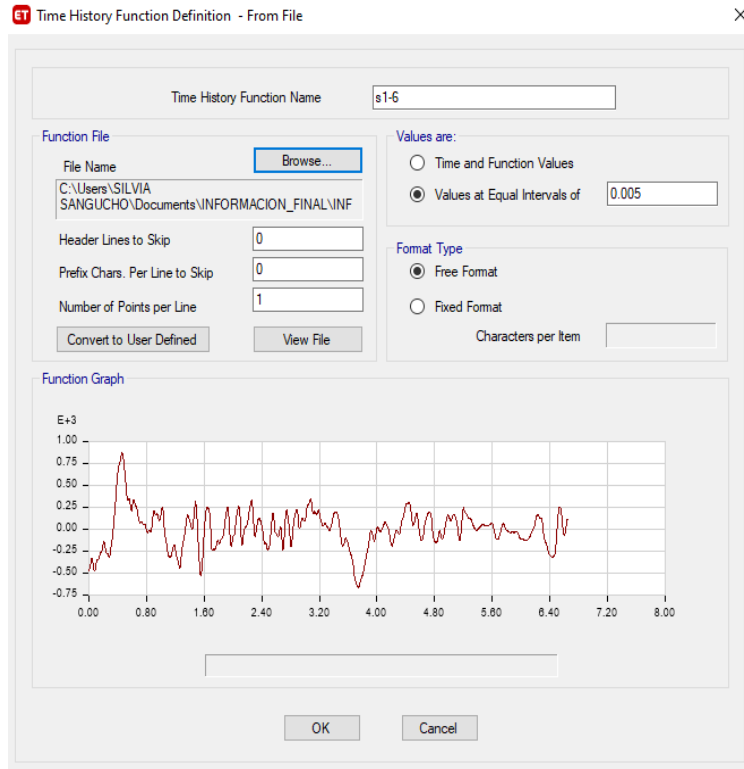
a) Dirección N-S



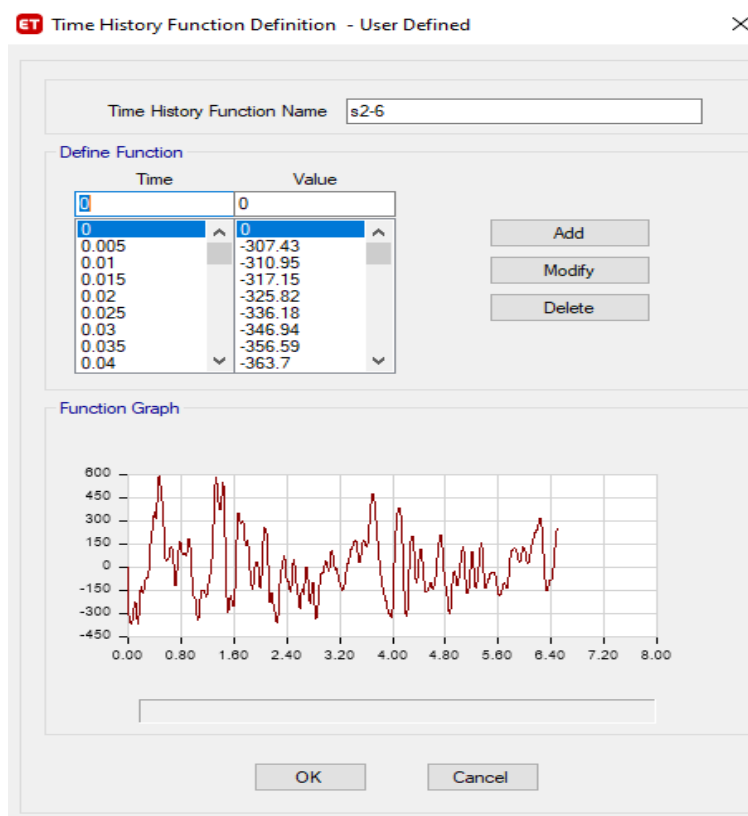
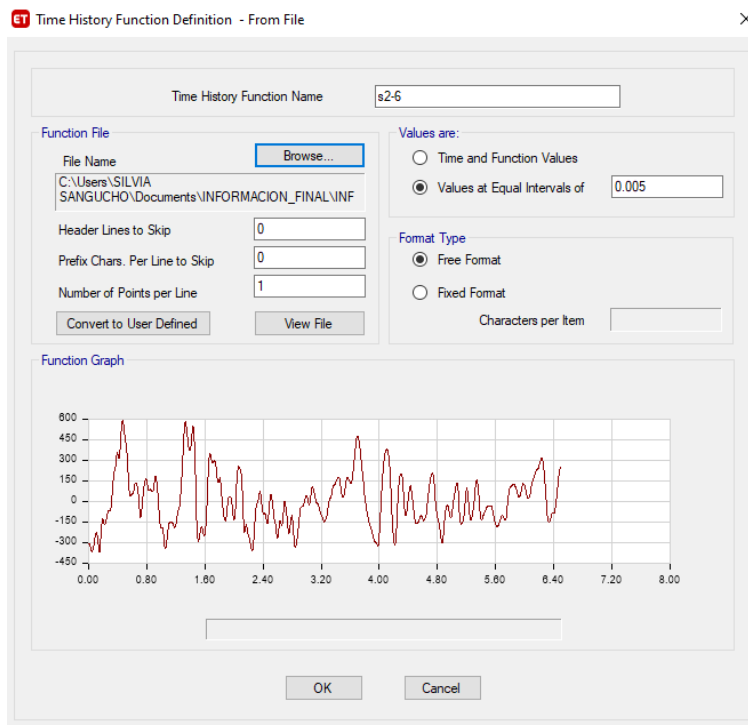
b) Dirección E-O

Figura 3.54. Acelerogramas escalados
Sismo Chuetsu-oki Japan 2007

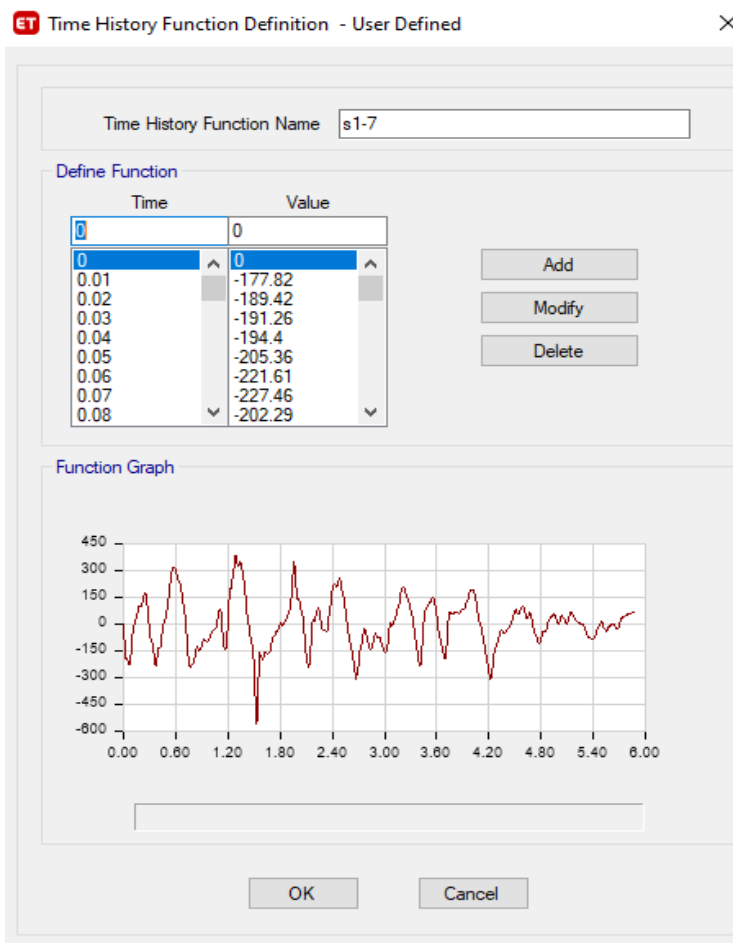
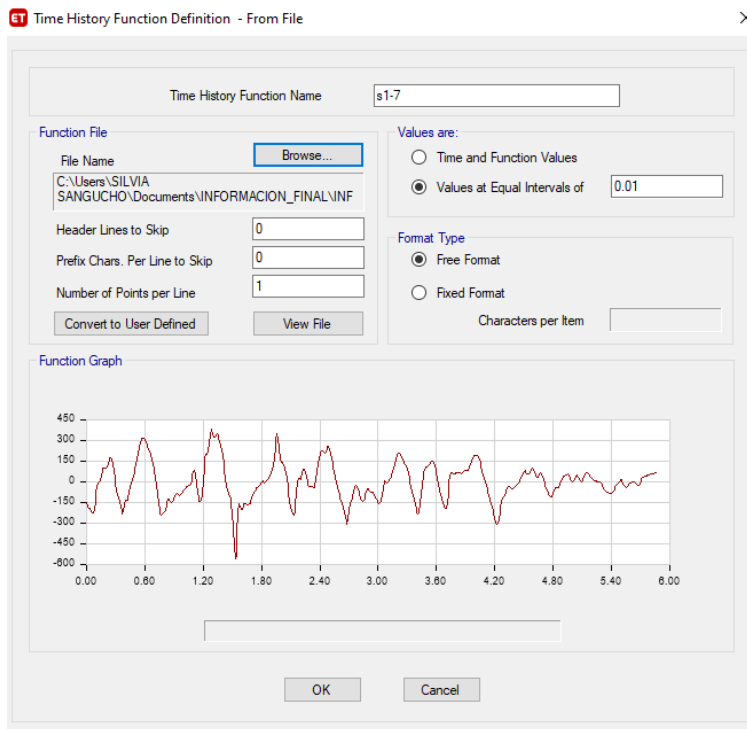
Fuente: ETABS.



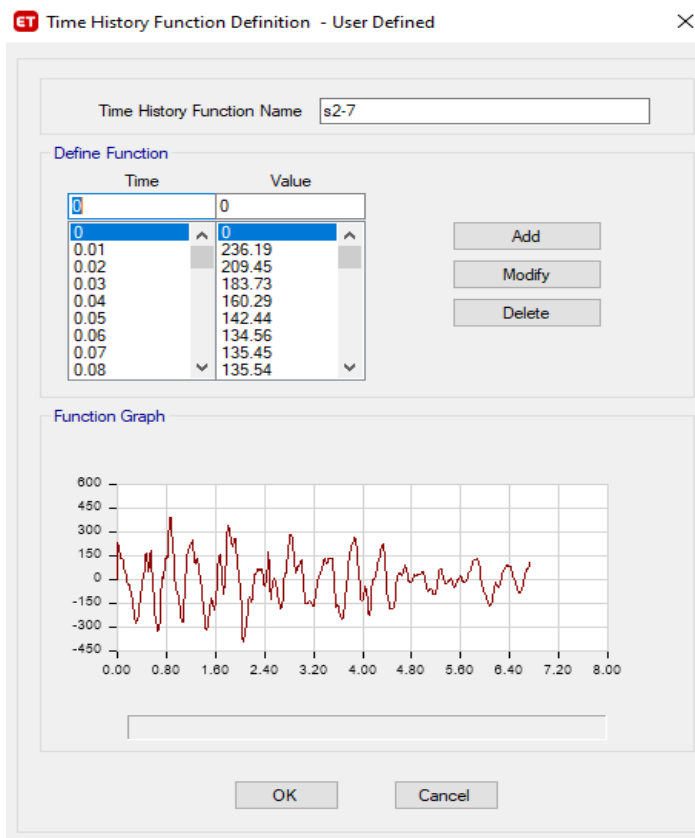
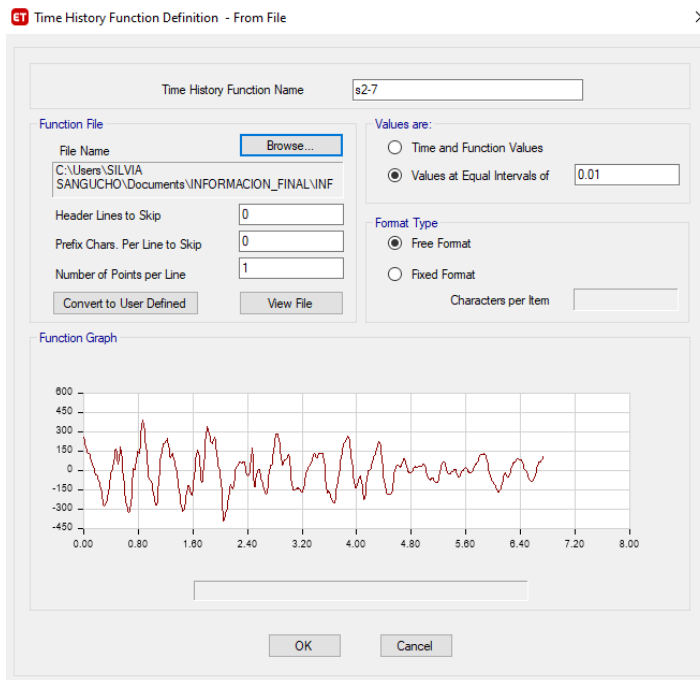
a) Dirección N-S



b) Dirección E-O
Figura 3.55. Acelerogramas escalados
 Sismo Northridge La Dam 1994
 Fuente: ETABS.



a) Dirección N-S



b) Dirección E-O

Figura 3.56. Acelerogramas escalados Sismo Northridge Simi Valley 1994

Fuente: ETABS.

3.5.2.7.6. Definición de la función Rampa

De acuerdo con (Aguilar Rosero & Arias Cabrera, 2019) esta función convierte las cargas estáticas en dinámicas. Es una condición inicial para el análisis de historia en el tiempo, dado que el programa ETABS no agrega de forma preestablecida las cargas permanentes (muerta o viva). La función rampa está definida de acuerdo al tiempo y el valor del pulso. Como se muestra en la Figura 3.57:

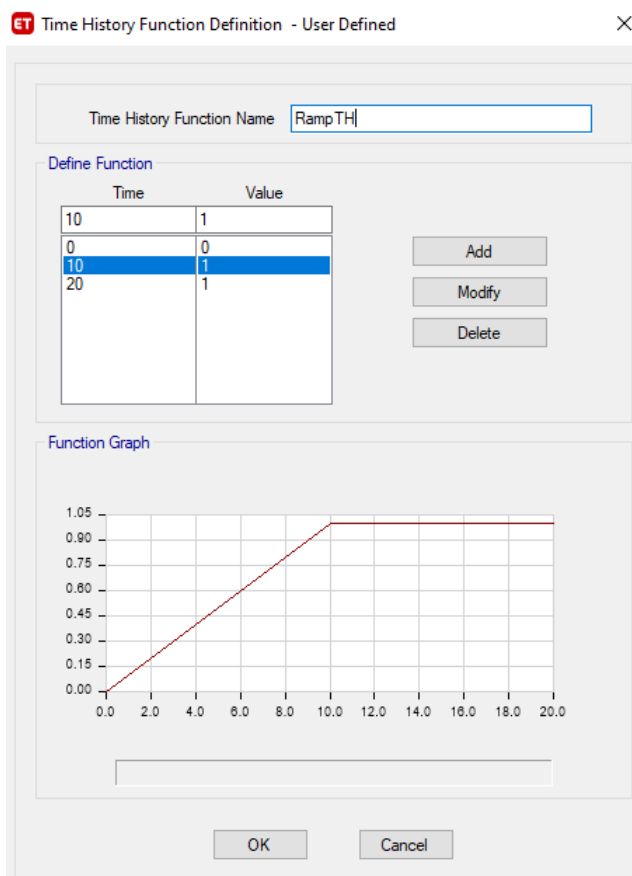


Figura 3.57. Función Rampa

Fuente: ETABS.

3.5.2.7.7. Definición de la carga gravitacional

Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: _____

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RampTH	1
Load Pattern	Live	RampTH	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura 3.58. Carga gravitacional

Fuente: ETABS.

3.5.2.7.8. Definición de las cargas por sismo

Para definir los casos de carga por sismo se toma como requisito emplear la carga gravitacional para la carga de los sismos. Esta condición se presenta dado que por ser una carga estática se mantiene permanente antes, durante y después de un sismo (Vaidya, 2018).

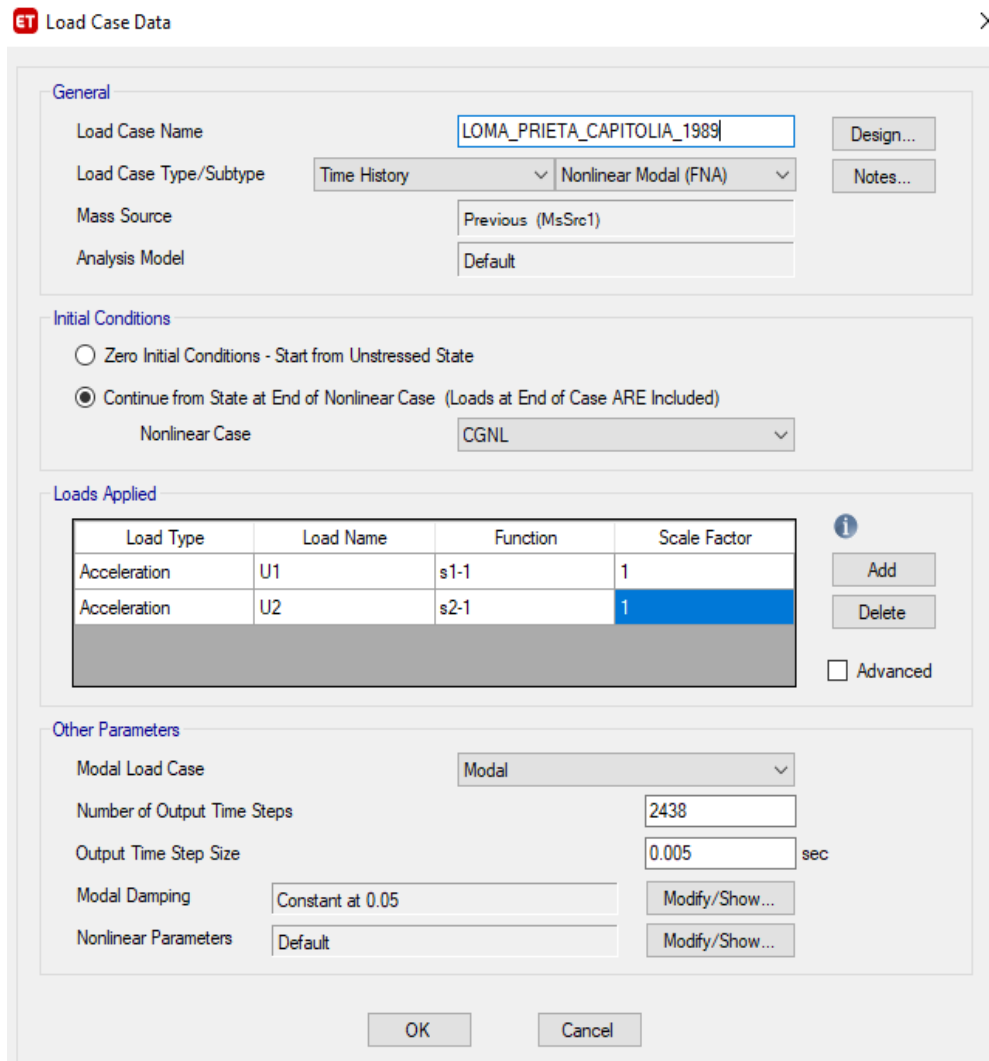


Figura 3.59. Carga por sismo
Loma Prieta (Capitolia) 1989
Fuente: ETABS.

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	s1-2	1
Acceleration	U2	s2-2	1

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size: sec

Modal Damping: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 3.60. Carga por sismo
N Palm Springs 1986

Fuente: ETABS.

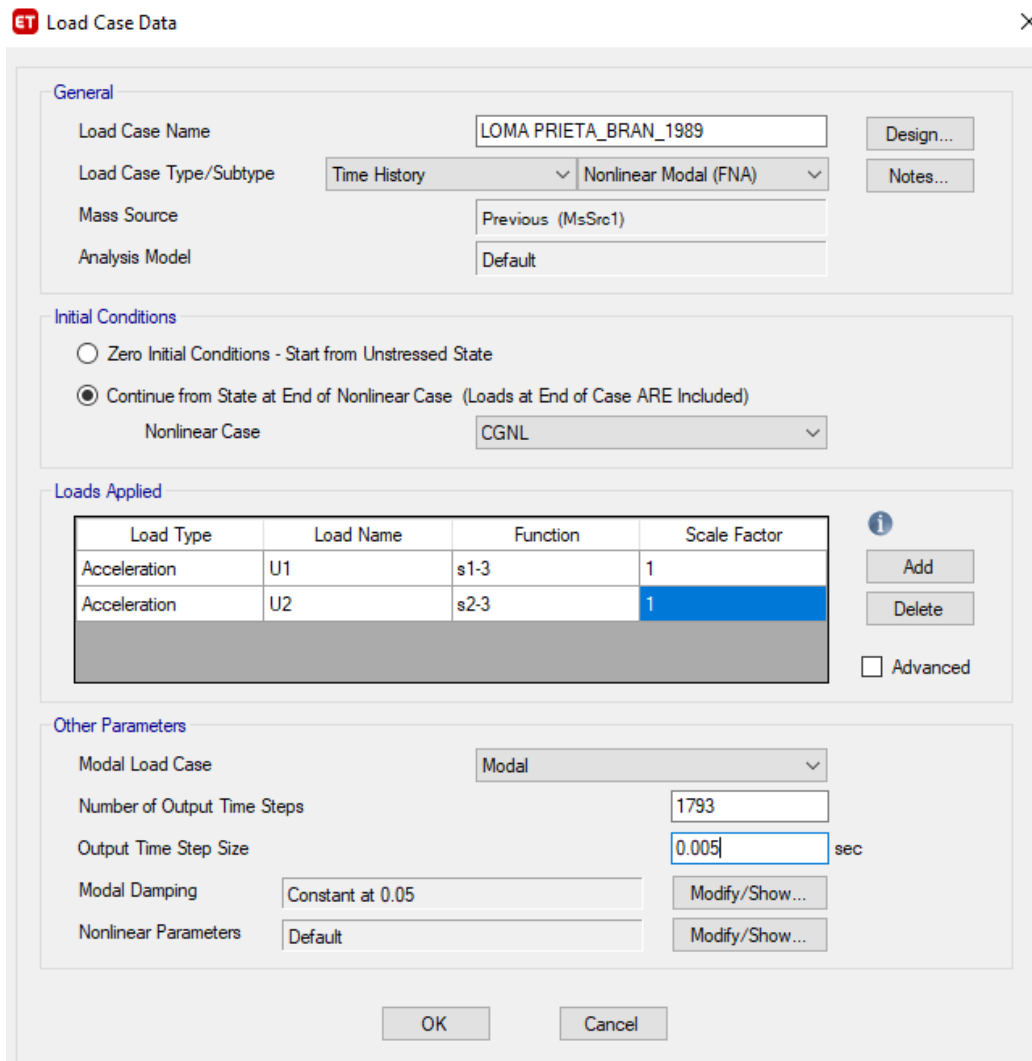


Figura 3.61. Carga por sismo
 Loma Prieta (BRAN) 1989
Fuente: ETABS.

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: LOMA PRIETA_COYOTELAKE_1989 Design...

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	s1-4	1
Acceleration	U2	s2-4	1

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 2447

Output Time Step Size: 0.005 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK
Cancel

Figura 3.62. Carga por sismo
Loma Prieta (COYOTE LAKE) 1989

Fuente: ETABS.

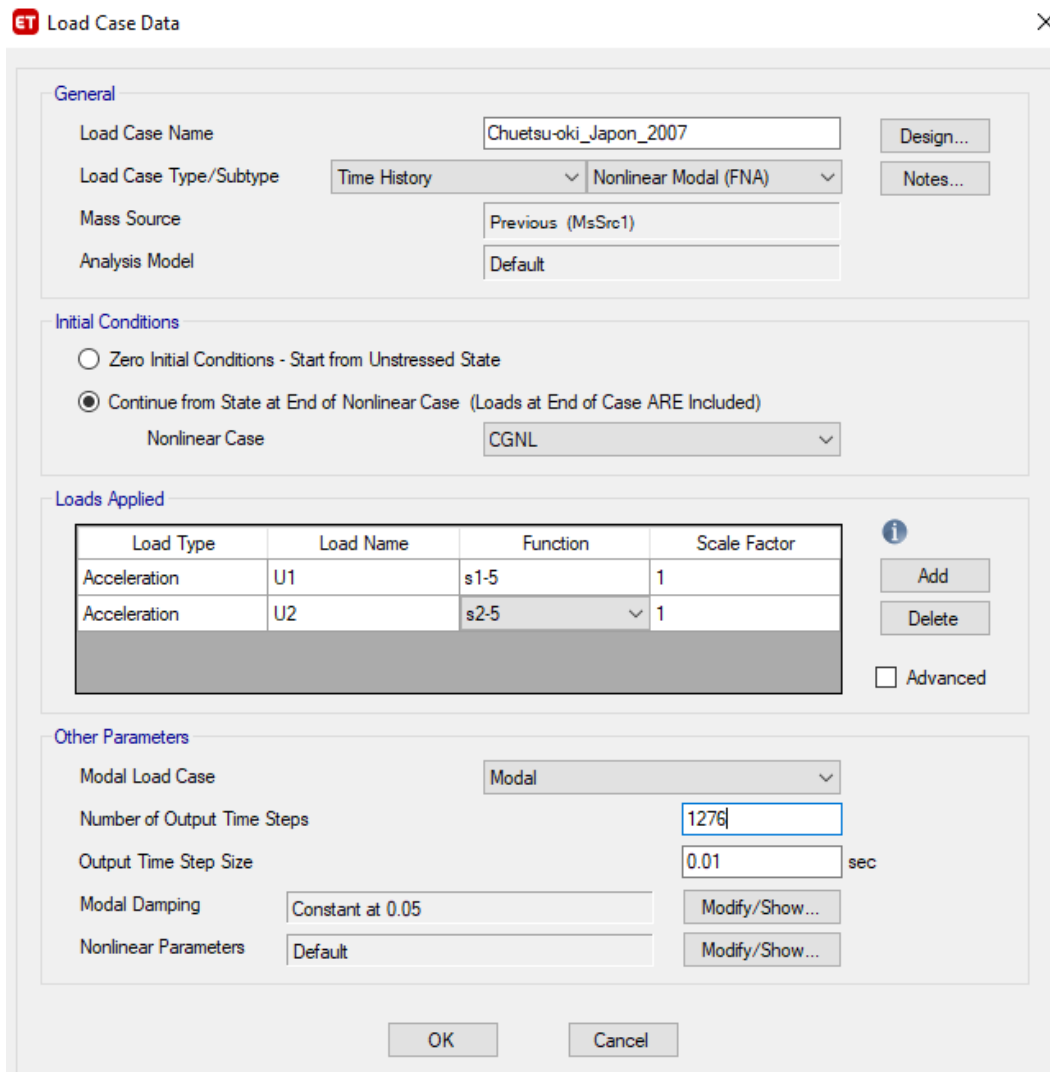


Figura 3.63. Carga por sismo Chuetsu-oki Japón 2007

Fuente: ETABS.

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: NORTHTRIDGE_LADAM_1994 Design...

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	s1-6	1
Acceleration	U2	s2-6	1

ⓘ
 Add
 Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 1299

Output Time Step Size: 0.005 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Figura 3.64. Carga por sismo
Northridge (LA DAM) 1994

Fuente: ETABS.

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: NORTHDRIDGE_SIMIVALLEY_1994 Design...

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	s1-7	1
Acceleration	U2	s2-7	1

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 587

Output Time Step Size: 0.01 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Figura 3.65. Carga por sismo Northridge (SIMI VALLEY) 1994

Fuente: ETABS.

CAPÍTULO 4

4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el programa de simulación Etabs no es posible modelar alturas negativas por lo cual se presenta a continuación la Tabla 4.1 en la cual se considera únicamente alturas positivas para la presentación de resultados. Además, se incluye la distribución arquitectónica mostrada en la Tabla 3.1 correspondiente a cada piso.

Tabla 4.1

Alturas definidas para presentación de resultados

Pisos	Altura Planos (m)	Altura Etabs (m)	Distribución arquitectónica según (Paredes, 2015)
PISO 10	27.72	30.6	PLANTA
PISO 9	24.84	27.72	PLANTA
PISO 8	23.04	24.84	
PISO 7	20.16	23.04	TERRAZA
PISO 6	17.28	20.16	SEXTO PISO
PISO 5	14.4	17.28	QUINTO PISO
PISO 4	11.52	14.4	CUARTO PISO
PISO 3	8.64	11.52	TERCER PISO
PISO 2	5.76	8.64	SEGUNDO PISO
PISO 1	2.88	5.76	PRIMER PISO
SUBSUELO	0	2.88	SUBSUELO 1
	-2.88	0	SUBSUELO 2

Realizado por: Silvia Sangucho.

4.1. RESPUESTAS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER (NSP)

4.1.1. CURVA DE CAPACIDAD NSP

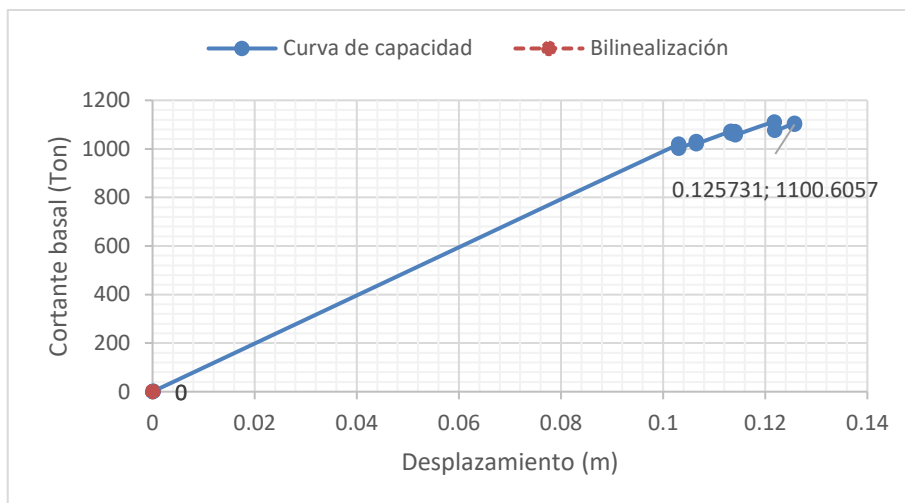


Figura 4.1. Curva de capacidad dirección X

Realizado por: Silvia Sangucho.

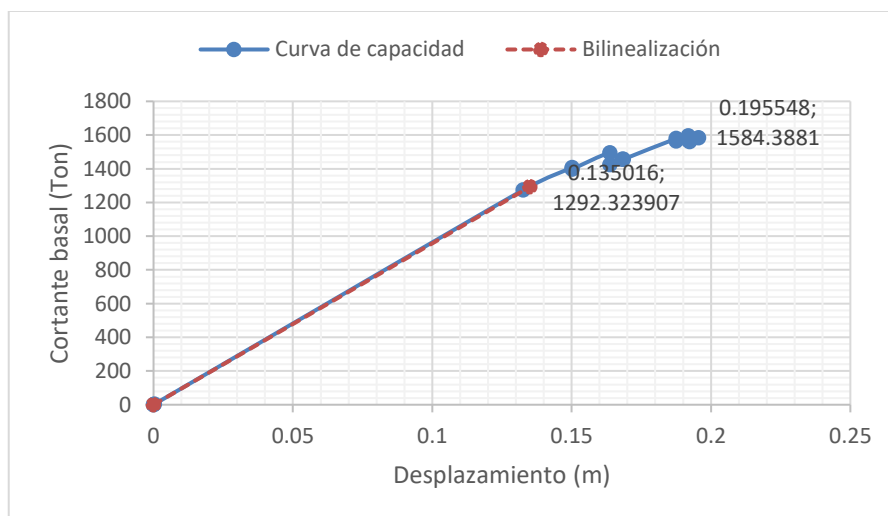


Figura 4.2. Curva de capacidad dirección Y

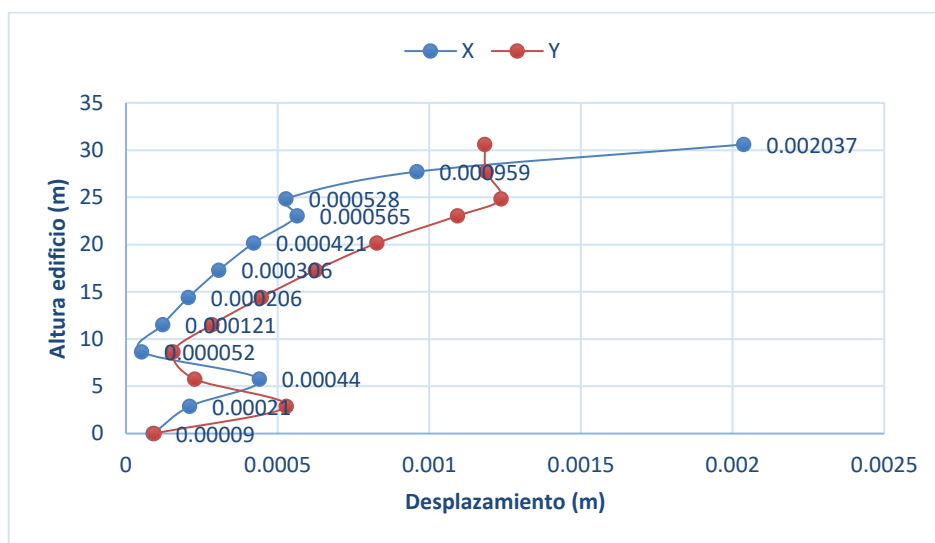
Realizado por: Silvia Sangucho.

La curva de capacidad al aplicar el pushover en el sentido X produce un desplazamiento de 0.13 m con un cortante basal de 1100.61 Ton. Además, el resultado obtenido por la aplicación del pushover en el sentido Y, genera un desplazamiento de 0.20 m con un cortante basal de 1584.39 Ton.

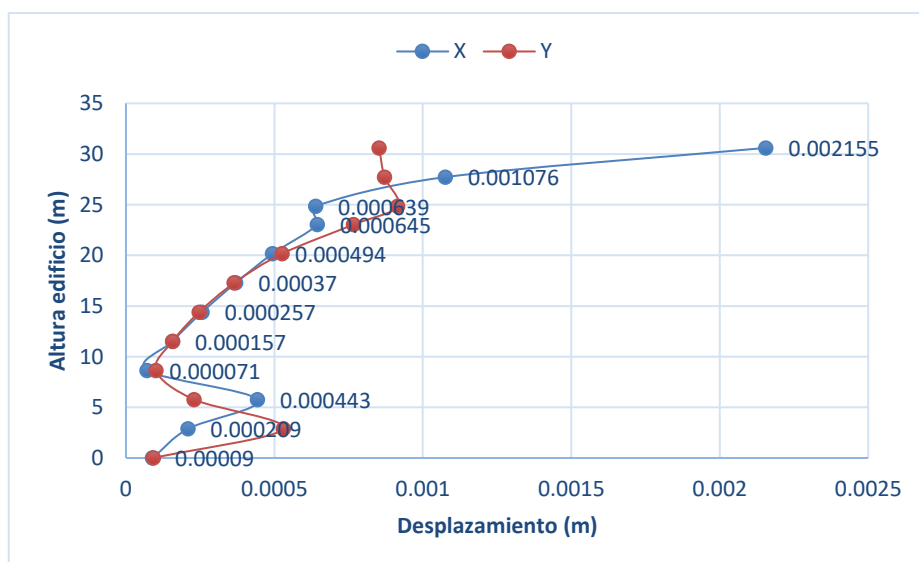
Al realizar el procedimiento de bilinealización en cada una de las curvas de capacidad se observa lo siguiente:

- Curva de capacidad Pushover X: no fue posible determinar la bilinealización.
- Curva de capacidad Pushover Y: se desplazó 0.20 m y no se ajusta con el desplazamiento esperado de 0.126 m.

4.1.2. DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Pushover (X)



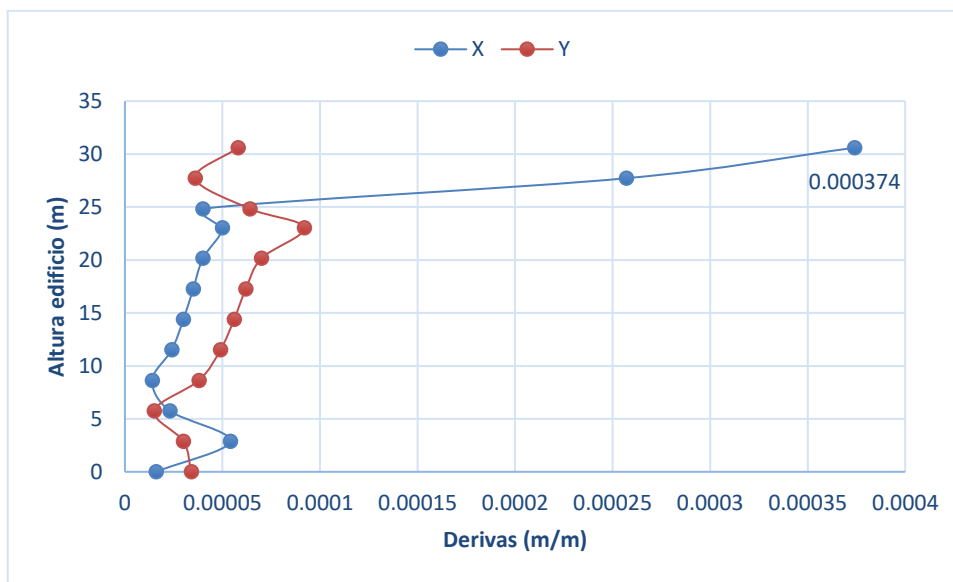
b) Pushover (Y)

Figura 4.3. Desplazamientos máximos por planta

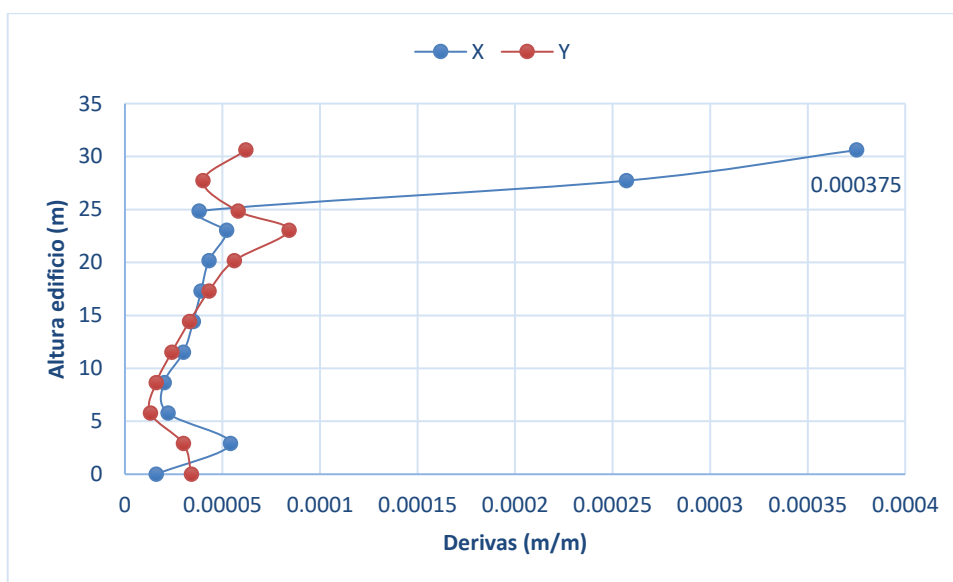
Realizado por: Silvia Sangucho.

Los desplazamientos máximos de piso en el sentido X alcanzan un valor de 0.0020 m mientras que en el sentido Y alcanzan un valor de 0.0022 m en el nivel N+30.6 m.

4.1.3. DERIVA LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Pushover (X)



b) Pushover (Y)

Figura 4.4. Derivas máximas de piso

Realizado por: Silvia Sangucho.

De acuerdo con (NEC-SE-DS, 2015) , para establecer la deriva máxima inelástica máxima en cada planta se debe utilizar la ecuación (29). El resultado obtenido no puede sobrepasar los límites permitidos establecidos en la Tabla 7 de la (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E < 0.02 \quad (29)$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de fuerzas laterales reducidas de diseño.

R= Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_{Mx} = 0.75 * 6 * 0.000374 = 0.001683 \text{ m} < 0.02 \text{ Si cumple}$$

$$\Delta_{My} = 0.75 * 6 * 0.000375 = 0.001688 \text{ m} < 0.02 \text{ Si cumple}$$

Las derivas máximas se producen en el nivel N+30.60 m. Además, los valores máximos obtenidos son menores al 0.02 exigido por la Norma Ecuatoriana de Construcción.

4.1.4. DERIVAS CALCULADAS A PARTIR DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 2D

En la Tabla 4.2 a la 4.5 se presentan los desplazamientos obtenidos por piso que corresponden al eje 2D de la edificación. En base a estos desplazamientos se ha calculado las derivas correspondientes. Este procedimiento se lo ha realizado para comparar las derivas obtenidas entre las derivas máximas de piso y las del eje 2D considerado el eje más crítico.

Tabla 4.2

Control de derivas en X Eje 2D

Control de derivas X-X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elástica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Sismo_X	LinStatic	0.033029	0.000112	0.000027	0.000013	0.000576	-0.00047	2.88	0.00060451	0.00272031	0.27203	OK	11
L10	45	698	Sismo_X	LinStatic	0.031288	0.000085	0.000028	0.000013	0.000633	0.000434	1.8	0.00056611	0.0025475	0.25475	OK	10
Losa9	45	668	Sismo_X	LinStatic	0.030269	0.000068	0.000028	0.000005	0.000389	0.000415	2.88	0.00048785	0.00219531	0.21953	OK	9
L8	45	584	Sismo_X	LinStatic	0.028864	0.000085	0.000031	0.000002	0.00047	0.000407	2.88	0.00069688	0.00313594	0.31359	OK	8
L7	45	559	Sismo_X	LinStatic	0.026857	0.000083	0.000036	0.000008	0.000767	0.000372	2.88	0.00114583	0.00515625	0.51563	OK	7
Losa6	45	407	Sismo_X	LinStatic	0.023557	0.000067	0.000041	0.000007	0.001131	0.000314	2.88	0.00158715	0.00714219	0.71422	OK	6

Tabla 4.3

Continuación Control de derivas en X Eje 2D

Control de derivas X-X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Sismo_X	LinStatic	0.018986	0.000032	0.000043	0.000007	0.001438	0.000233	2.88	0.00194688	0.00876094	0.87609	OK	5
Losa4	45	357	Sismo_X	LinStatic	0.013379	0.000017	0.000043	0.000007	0.001683	0.000134	2.88	0.00224375	0.01009688	1.00969	OK	4
Losa3	45	331	Sismo_X	LinStatic	0.006917	0.000057	0.000033	0.000033	0.001895	0.000027	2.88	0.00210938	0.00949219	0.94922	OK	3
L2	45	126	Sismo_X	LinStatic	0.000842	0.000009	0.000021	0.000009	0.000757	0.000038	2.88	0.00025625	0.00115313	0.11531	OK	2
L1	45	125	Sismo_X	LinStatic	0.000104	0.000002	0.000011	0.000011	0.000016	-3.862E-08	2.88	3.2986E-05	0.00014844	0.01484	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Sismo_X	LinStatic	0.000009	0.000001	0.000005	0.000004	0.00003	0.000001	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.4

Control de derivas en Y Eje 2D

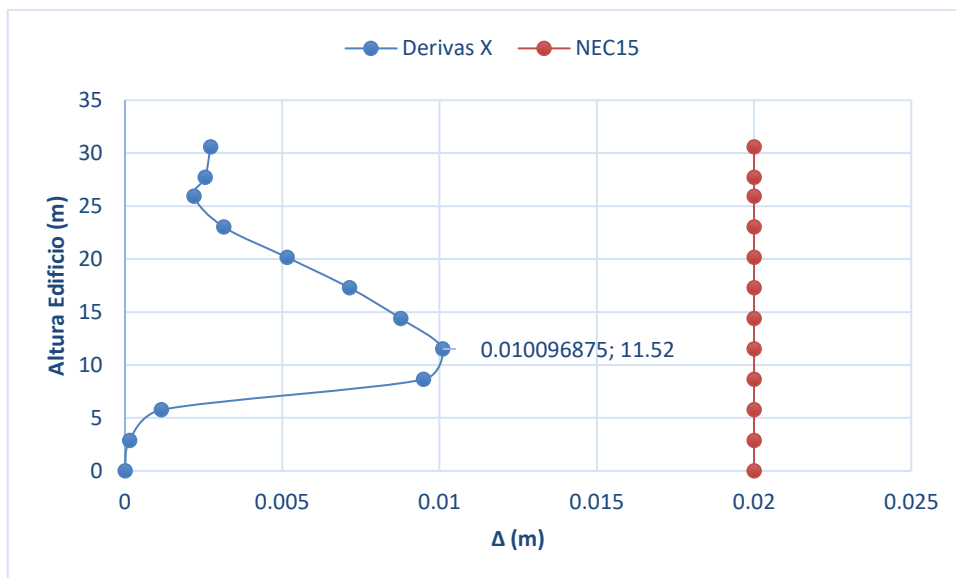
Control de derivas Y-Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elástica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Sismo-Y	LinStatic	0.001231	0.020371	0.000791	0.000309	0.000009	0.000361	2.88	3.8194E-06	-1.7188E-05	-0.00172	OK	11
L10	45	698	Sismo-Y	LinStatic	-0.00122	0.019301	0.000788	0.000382	0.000019	0.000317	1.8	2.8889E-05	-0.00013	-0.01300	OK	10
Losa9	45	668	Sismo-Y	LinStatic	0.001168	0.0186	0.000783	0.000301	0.000038	0.000288	2.88	4.7569E-05	0.00021406	-0.02141	OK	9
L8	45	584	Sismo-Y	LinStatic	0.001031	0.017444	0.000761	-0.00032	-0.00003	0.000227	2.88	1.7361E-05	-7.8125E-05	-0.00781	OK	8
L7	45	559	Sismo-Y	LinStatic	0.000981	0.016148	0.000733	0.000391	0.000032	0.000219	2.88	3.5417E-05	0.00015938	-0.01594	OK	7
Losa6	45	407	Sismo-Y	LinStatic	0.000879	0.014091	0.000698	0.000526	0.000046	0.000201	2.88	4.4097E-05	0.00019844	-0.01984	OK	6

Tabla 4.5

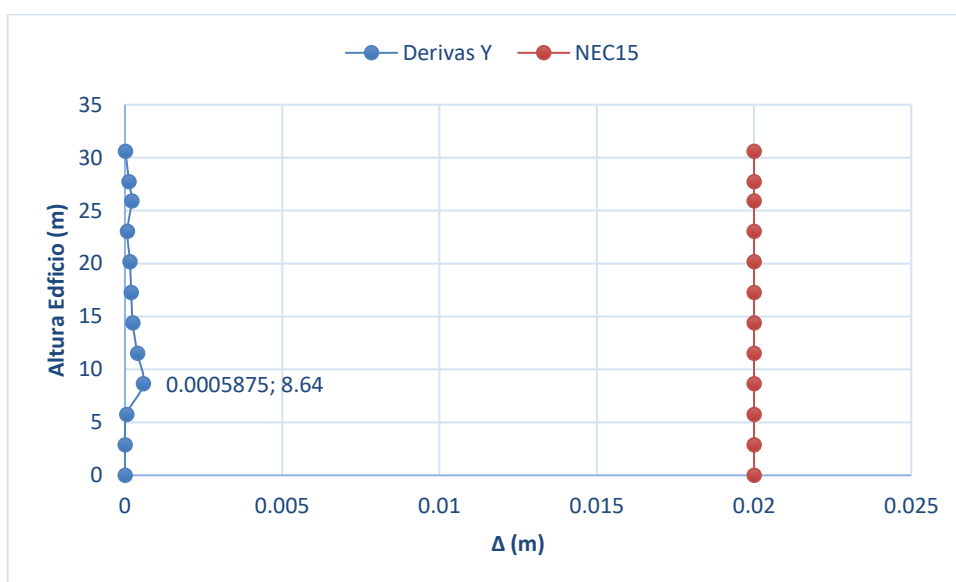
Continuación Control de derivas en Y Eje 2D

Control de derivas Y-Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Sismo-Y	LinStatic	0.000752	0.01143	-0.00065	0.000619	0.000054	0.000177	2.88	-5.5208E-05	0.00024844	-0.02484	OK	5
Losa4	45	357	Sismo-Y	LinStatic	0.000593	0.008274	0.000584	-0.0007	-0.00007	0.000146	2.88	-8.7847E-05	0.00039531	-0.03953	OK	4
Losa3	45	331	Sismo-Y	LinStatic	-0.00034	0.004627	0.000496	0.000819	0.000122	0.000094	2.88	0.00013056	-0.0005875	-0.05875	OK	3
L2	45	126	Sismo-Y	LinStatic	0.000036	0.000665	0.000383	0.000456	0.000041	0.000004	2.88	1.2539E-05	5.6424E-05	0.00564	OK	2
L1	45	125	Sismo-Y	LinStatic	-1.111E-07	0.000099	0.000252	-0.00003	0.000002	4.567E-08	2.88	-2.5694E-09	-1.1563E-08	0.00000	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Sismo-Y	LinStatic	-1.037E-07	0.000001	0.000114	-0.00002	0.000003	0.000001	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.



a) Pushover (X)



b) Pushover (Y)

Figura 4.5. Derivas eje 2D

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.6 se presenta los resultados de las derivas máximas obtenidas para el análisis pushover en (X) y pushover en (Y) del Eje 2D de la edificación.

Tabla 4.6*Derivas máximas inelásticas Eje 2D*

Δ_M	Deriva Max
	Inelástica (m)
(X1)	0.01009
(Y1)	0.00059

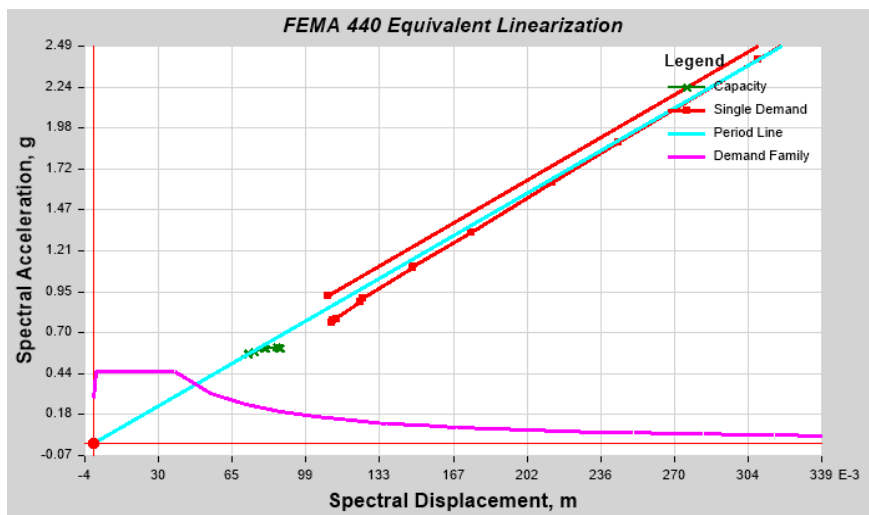
Realizado por: Silvia Sangucho.

La deriva máxima de piso ($\Delta_{Mx} = 0.001683 \text{ m}$) es menor a la deriva máxima calculada en el eje 2D ($\Delta_{Mx1} = 0.01009 \text{ m}$). Cabe destacar que en el eje 2D la deriva máxima se da en N +11.52 m mientras que la deriva máxima de piso se da en N+30.60 m. Por otra parte, la deriva máxima de piso $\Delta_{My} = 0.001688 \text{ m}$ es mayor a la deriva máxima calculada para el eje 2D ($\Delta_{My1} = 0.00059 \text{ m}$). Además, la deriva máxima del eje 2D se presenta en N +8.64 m a la vez que la deriva máxima de piso se aparece en N+ 30.60 m. A pesar de ello, los valores máximos obtenidos en el eje 2D también cumplen con la Norma Ecuatoriana de Construcción, que exige que el valor de las derivas máximas sea menor a 0.02 m.

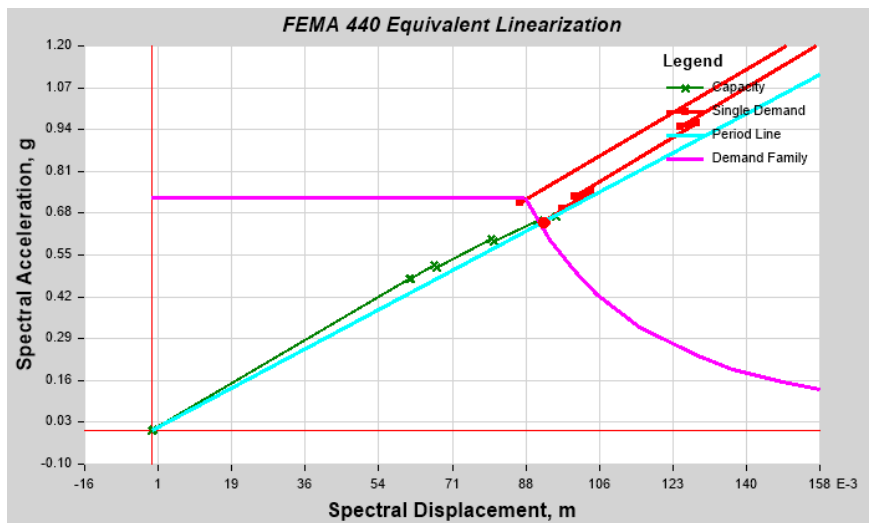
4.1.5. PUNTO DE DESEMPEÑO

Al realizar el análisis estático no lineal (NSP) en el sentido X no fue posible obtener un punto de desempeño de la edificación como se muestra en la Figura 4.6 a). Esto implica que la capacidad que tiene la edificación no es suficiente ante la demanda sísmica de la misma. Por esto se puede prever que la edificación no tenga el desempeño esperado ante un sismo.

No obstante, en la Figura 4.6 b) se muestra que la edificación si presenta un punto de desempeño con un cortante basal de 1159.30 Ton y un desplazamiento esperado de 0.126804 m como lo indica la Tabla 4.7.



a) Pushover (X)



b) Pushover (Y)

Figura 4.6. Punto de desempeño

Fuente: ETABS.

Tabla 4.7

Datos obtenidos del punto de desempeño

Point Found	Yes	T secant	0.758 sec
Shear	1159.3022 tonf	T effective	0.831 sec
Displacement	0.126804 m	Ductility Ratio	2.078039
Sa	0.648437	Effective Damping	0.0932
Sd	0.09243 m	Modification Factor	1.203512

Realizado por: Silvia Sangucho.

4.1.6. NIVELES DE DAÑO

La información proporcionada en las tablas de desarrollo de rótulas plásticas, toma en cuenta el paso en el cual aparece la primera rótula de prevención al colapso. Además, se incluirá el último paso que resumirá hasta que piso se forman las rótulas plásticas en sus diferentes niveles de daño.

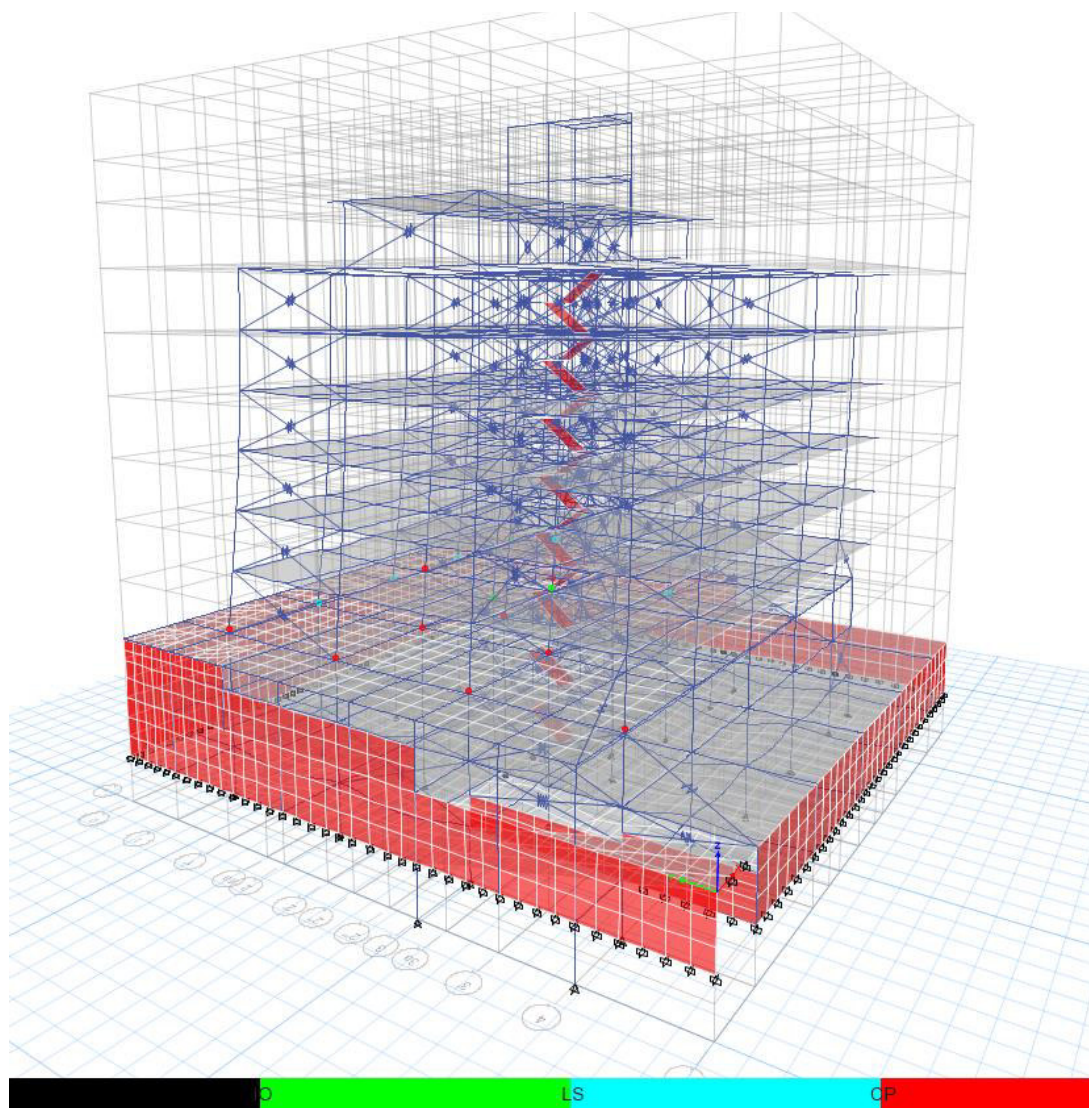


Figura 4.7. Desarrollo de rótulas plásticas al aplicar el pushover en sentido X paso (2/14)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.8 se describe el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el pushover en sentido (x) a fin de identificar las fallas en los diferentes elementos estructurales de la edificación.

En el paso 2 se observa que una columna externa ya presenta un nivel de daño de prevención al colapso en el piso 2. En el último paso (14), se presentan rótulas de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso en columnas desde el segundo piso hasta el tercer piso. Esto puede deberse a la irregularidad de la edificación y a los puntales colocados, ya que no están puestos de la misma manera en todos los pisos.

Tabla 4.8

Desarrollo de rótulas plásticas por piso pushover (x)

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
2	2	Prevención al colapso	Columna Externa
14	2	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Externa
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.9 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 2 de la Tabla 4.8.

Tabla 4.9

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.001438	-0.001184	-0.000585

Realizado por: Silvia Sangucho.

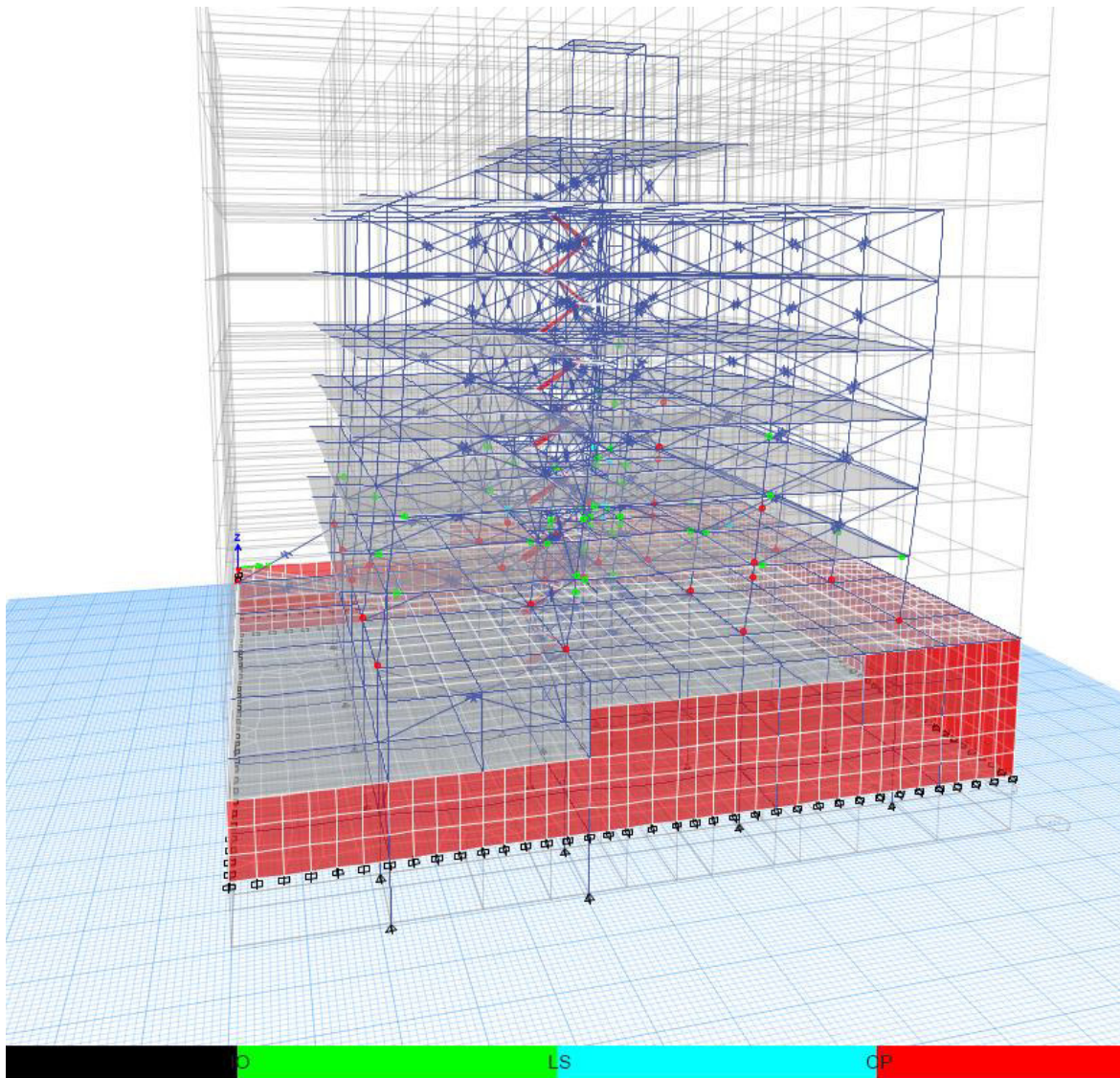


Figura 4.8. Desarrollo de rótulas plásticas al aplicar el pushover en sentido Y paso (2/92)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.10 se resume el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el pushover en sentido (y) con el propósito de reconocer como se produce el daño en los elementos estructurales de la estructura.

En el paso 2 se observa que dos columnas externa e interna ya presenta un nivel de daño de prevención al colapso. No obstante, también existen rótulas de ocupación inmediata en la columna externa del segundo piso. En el último paso (92), se presentan rótulas en columnas internas y externas con niveles de daño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso desde el segundo

piso hasta el cuarto piso. También se observa que las primeras vigas del tercer y cuarto piso presentan niveles de desempeño de ocupación inmediata. Finalmente aparecen rótulas de ocupación inmediata en columnas internas del quinto piso.

Tabla 4.10

Desarrollo de rótulas plásticas por piso pushover (y)

Detalle de la formación de rótulas plásticas				
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento	
2	2	Ocupación inmediata	Columna Externa	
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa	
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna	
	4	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa	
		Prevención al colapso	Columna Interna	
	92	2	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
Seguridad de vida			Columna Externa	
Prevención al colapso			Columna Interna-Externa	
3			Ocupación inmediata	Vigas
				Columna Interna-Externa
		Seguridad de vida	Columna Interna	
		Prevención al colapso	Columna Interna	
4			Ocupación inmediata	Columna Interna
				Vigas
		Seguridad de vida	Columna Interna	
		Prevención al colapso	Columna Interna	
5		Ocupación inmediata	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.11 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 2 de la Tabla 4.10.

Tabla 4.11

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.000083	0.002456	-0.005586

Realizado por: Silvia Sangucho.

Se observa que existen rótulas de prevención al colapso muy pronto en el conteo de pasos. Esto podría ser un efecto de la irregularidad de la edificación, así como también a la colocación entre los pisos de los puntales pues la distribución arquitectónica no es la misma para todos los pisos.

4.2. RESPUESTAS ANÁLISIS PUSHOVER MULTIMODAL (MPA)

4.2.1. MODOS DE VIBRACIÓN Y SUS RESPECTIVOS PERÍODOS

En la Tabla 4.12 se indica los modos de vibración utilizados para la realización del análisis pushover multimodal. Se tomarán únicamente los nueve primeros modos de vibración dado que para este tipo de análisis se debe incluir únicamente los modos de vibración más significativos. Este proceso se lo realiza para estimar demandas sísmicas con mayor precisión a comparación de los análisis tradicionales (Chopra & Goel, 2001).

Pese a que una de las condiciones para poder realizar un análisis multimodal es que los dos primeros modos de vibración sean predominantemente traslacionales se decidió realizar el análisis (Galarza Altamirano, 2019). Dado que, en un inicio, el modelo uno presentaba traslación en sus dos primeros modos de vibración por lo que se incluyó en el presente estudio el análisis multimodal. Sin embargo, debido a la colocación únicamente de puntales embebidos en los diferentes niveles de piso disminuyó el período como se esperaba, pero también cambió el modo de vibración. Por este motivo en la Tabla 4.12 y para el análisis del presente estudio únicamente se considerará los modos traslacionales en X y Y hasta el modo 9.

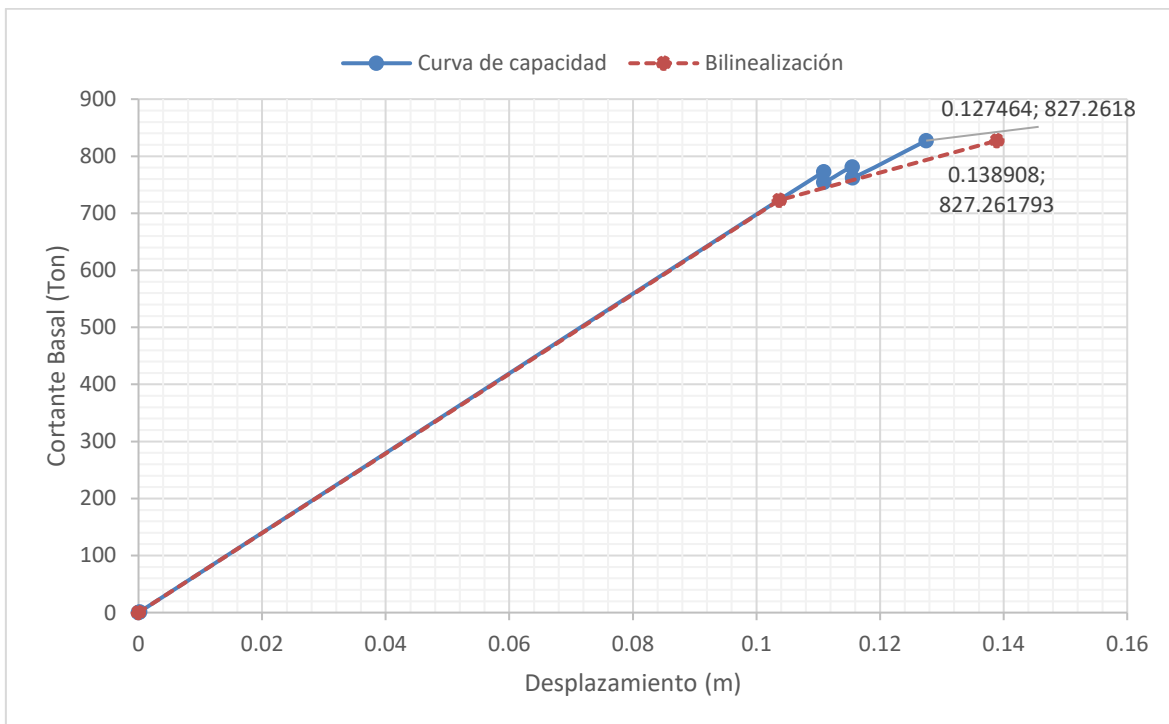
Tabla 4.12

Resumen de los diferentes modos de vibración seleccionados para el análisis.

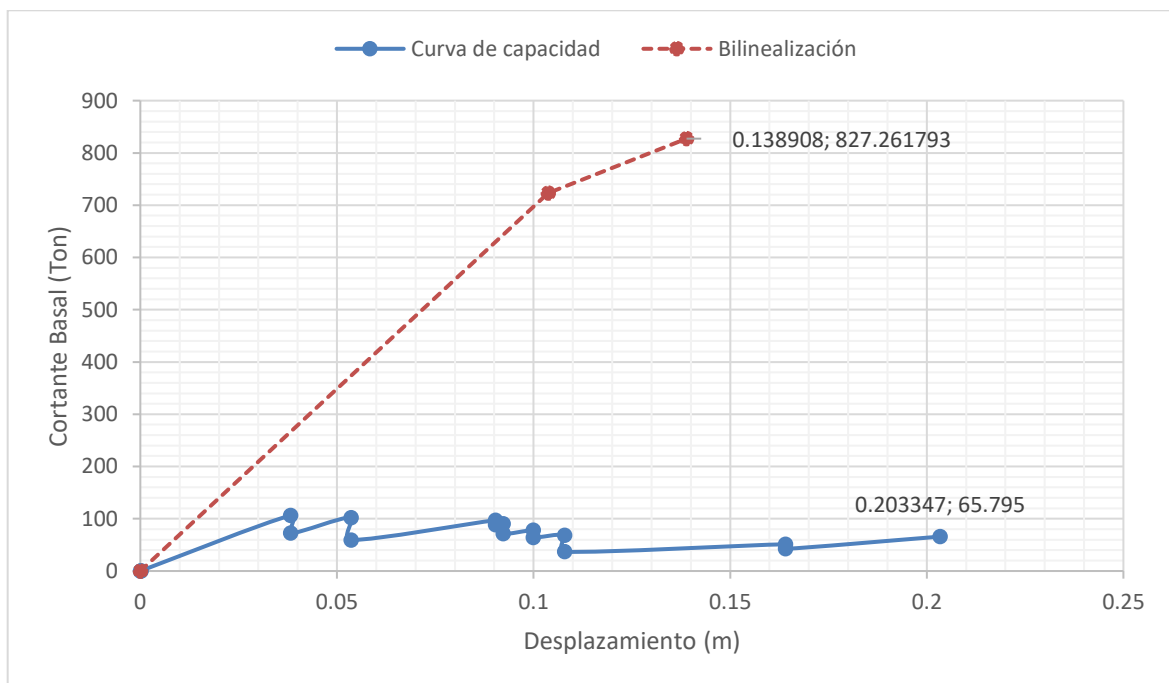
Modo	Período	Ux	Uy	Rz		Tipo de Modo
1	0.645	0.4795	0.0002	0.019	4%	TRASLACIONAL EN X
2	0.584	0.0393	0.0022	0.3931	1000%	ROTACIONAL
3	0.514	2.834E-06	0.5179	0.0021	0%	TRASLACIONAL EN Y
4	0.233	0.0314	0.00001766	0.0001	0%	TRASLACIONAL EN X
5	0.194	0.0286	0.00001259	0.0069	24%	TRASLACIONAL EN X
6	0.188	0.0084	0.0011	0.0402	479%	ROTACIONAL
7	0.178	0.0006	0.0481	0.0028	6%	TRASLACIONAL EN Y
8	0.15	0.00002867	0.0232	0.0004	2%	TRASLACIONAL EN Y
9	0.132	0.0003	0.0043	0.0001	2%	TRASLACIONAL EN Y

Realizado por: Silvia Sangucho.

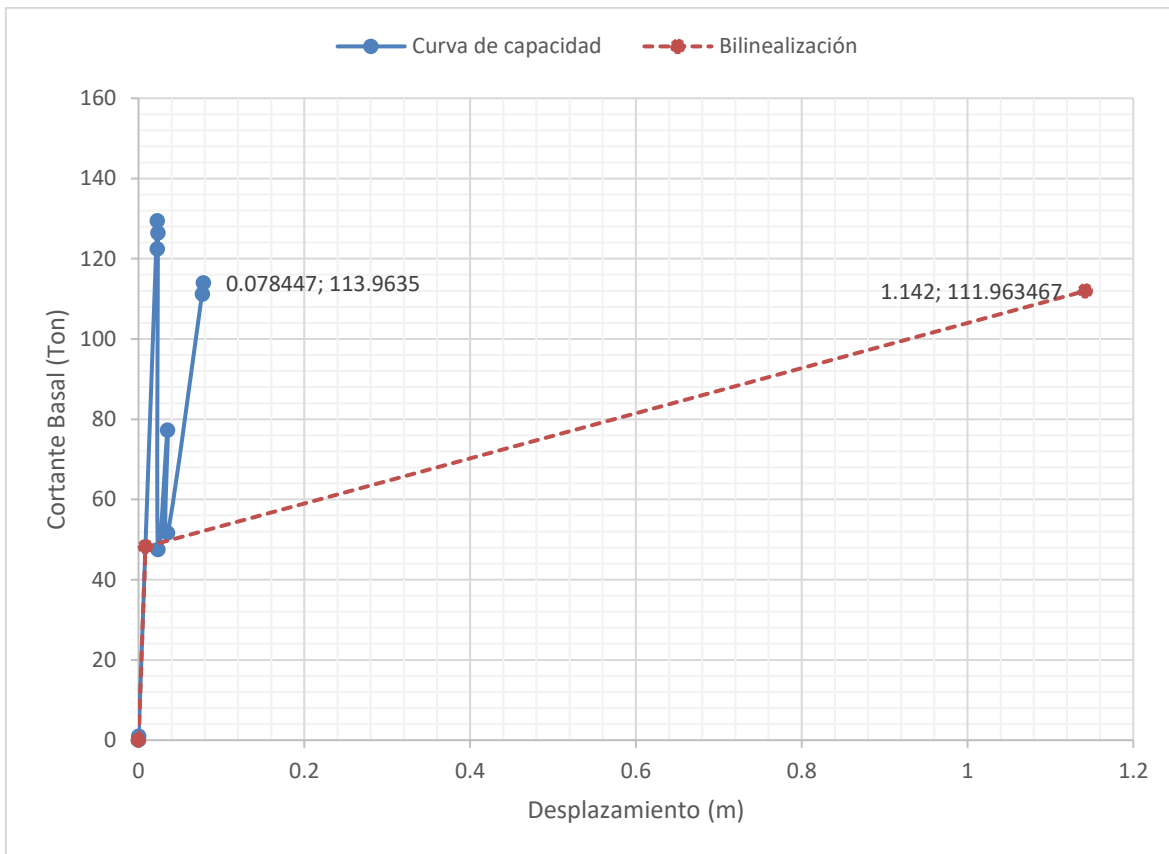
4.2.2. CURVA DE CAPACIDAD MPA



a) Modo (1X)



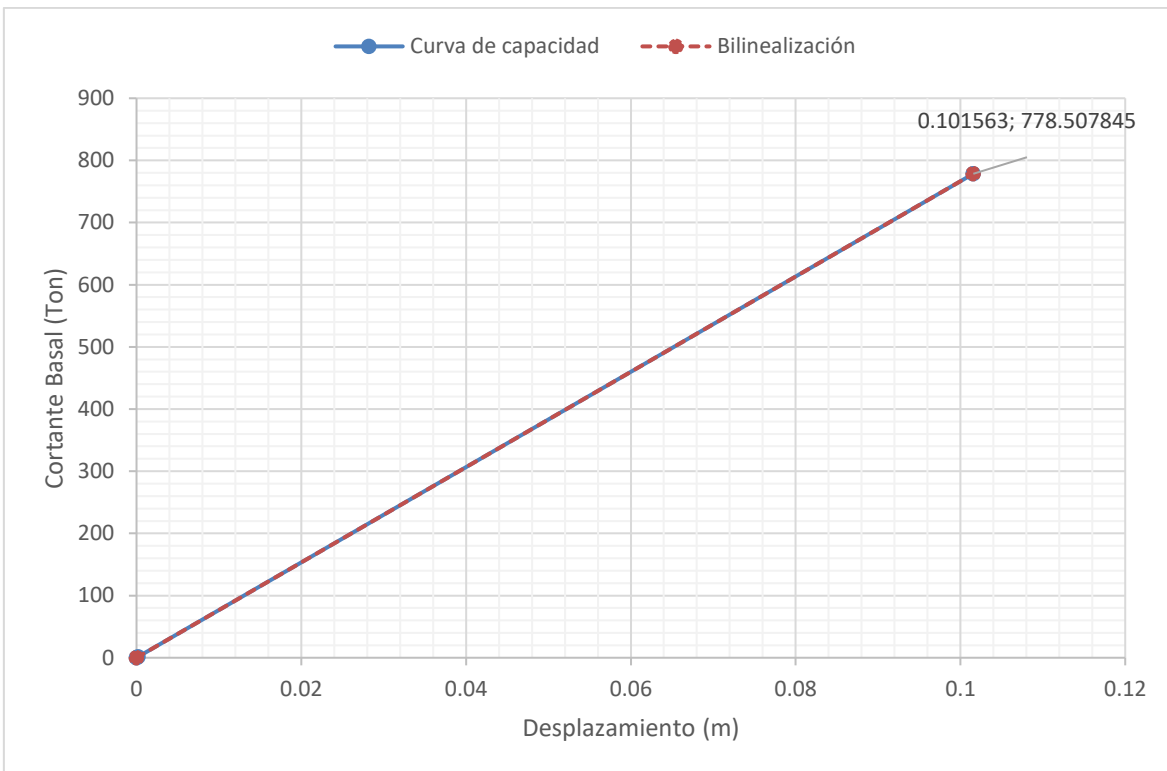
b) Modo (4X)



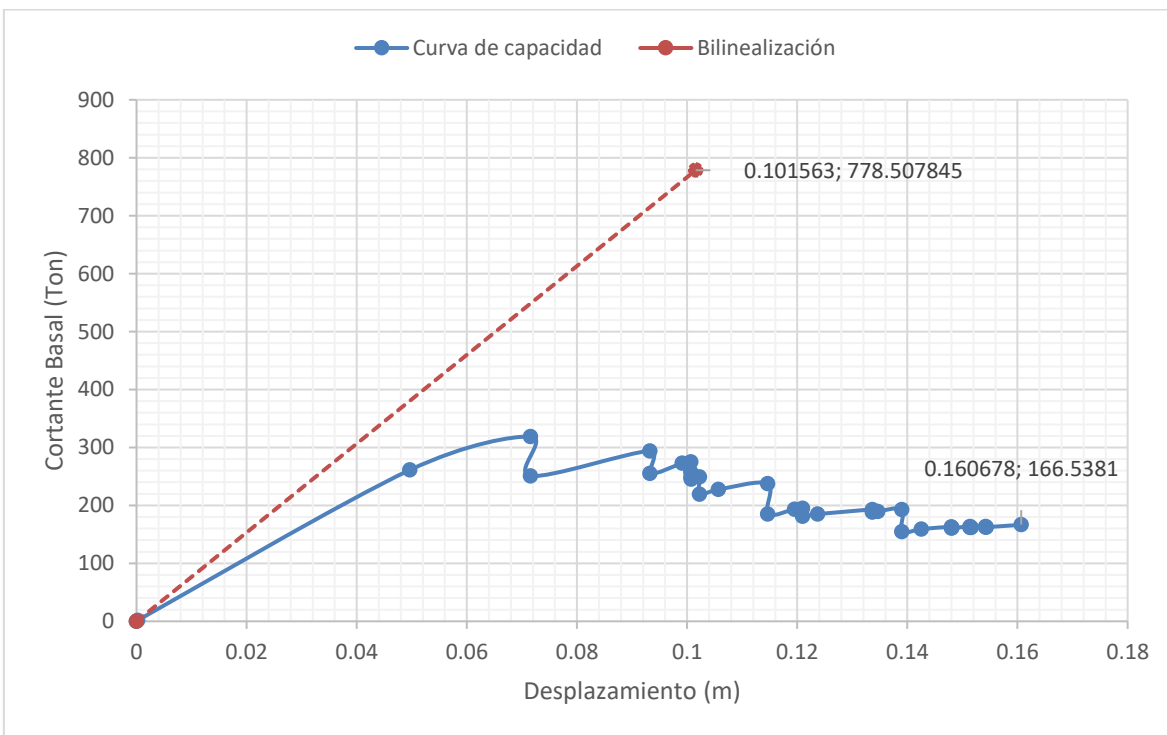
c) Modo (5X)

Figura 4.8. Curva de capacidad de los modos traslacionales en dirección (X)

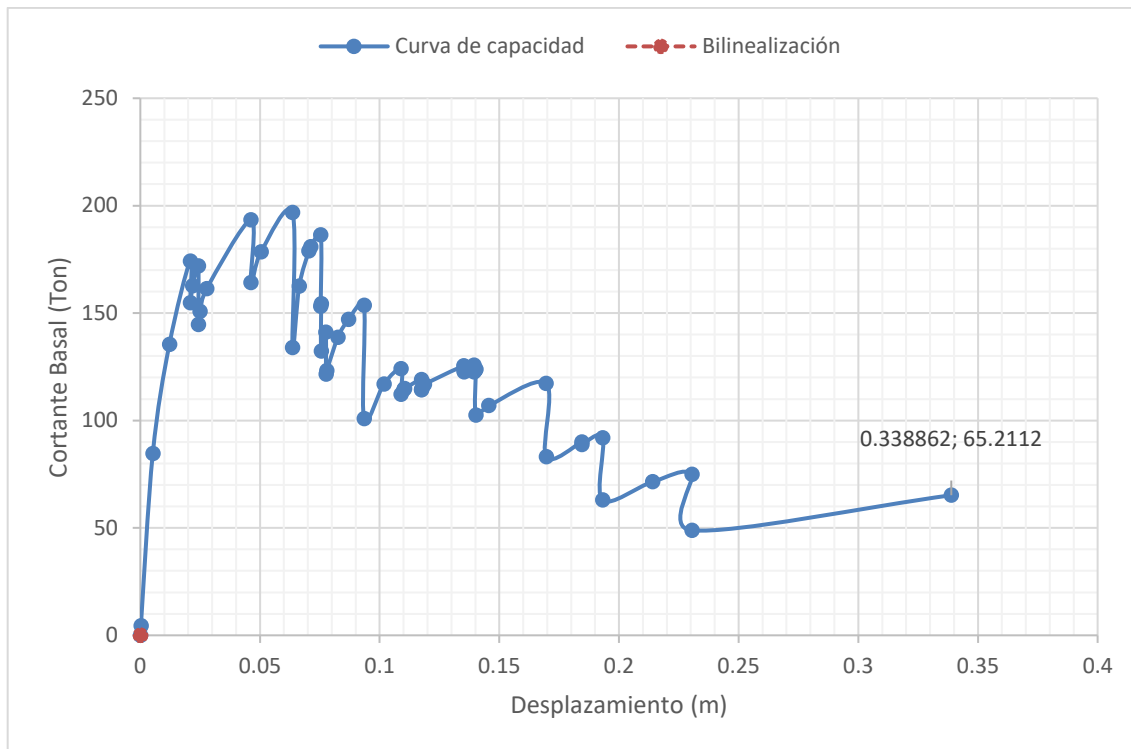
Realizado por: Silvia Sangucho.



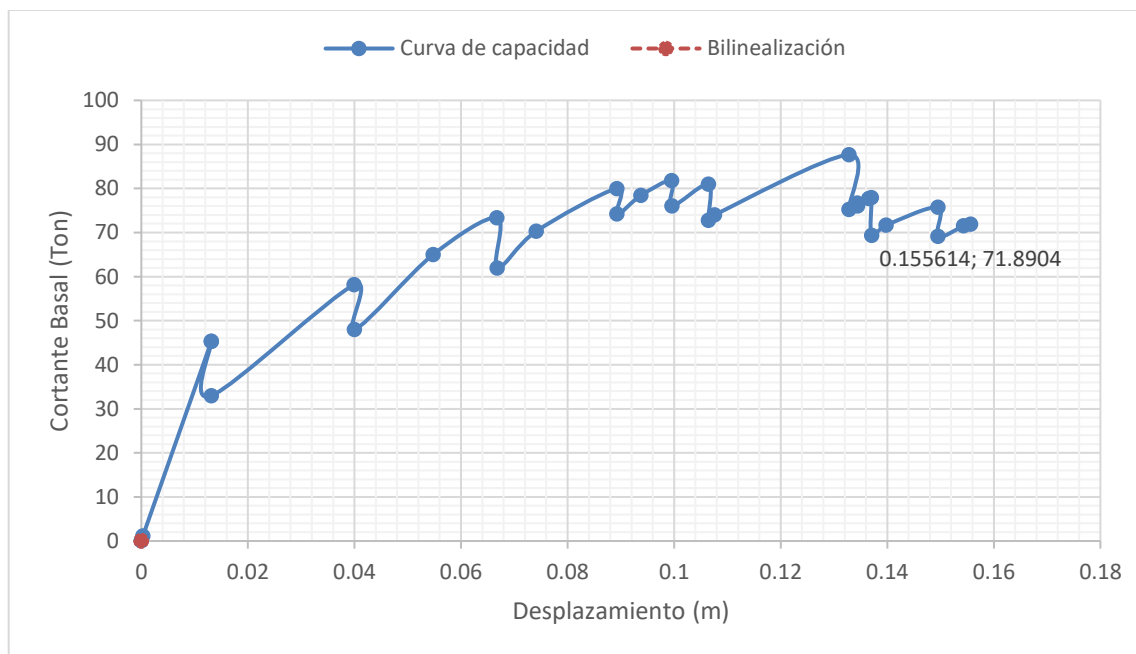
a) Modo (3Y)



b) Modo (7Y)



c) Modo (8Y)



d) Modo (9Y)

Figura 4.9. Curva de capacidad de los modos traslacionales en dirección (Y)

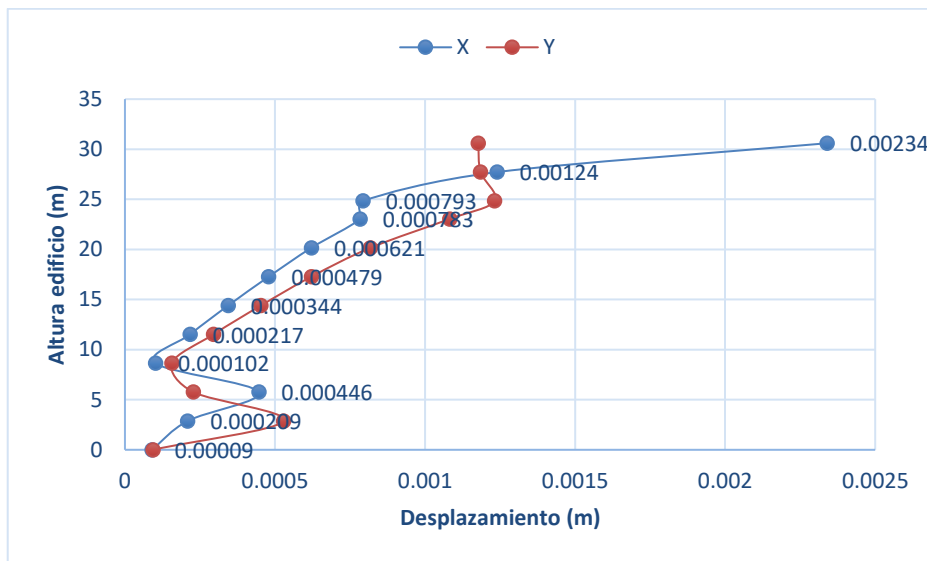
Realizado por: Silvia Sangucho.

La curva de capacidad en el modo (1x) se desplazó 0.13 m con un cortante basal de 827.26 Ton. El modo (4X) se desplazó 0.20 m con un cortante basal de 65.80 Ton. El modo (5X) se desplazó de 0.08 m con un cortante basal de 113.96 Ton. Además, el resultado obtenido por el modo (3Y) se desplazó 0.10 m con un cortante basal de 778.51 Ton. El modo (7Y) se desplazó 0.16 m con un cortante basal de 166.54 Ton. El modo (8Y) se desplazó 0.34 m con un cortante basal de 65.21 Ton. Finalmente, el modo (9Y) se desplazó 0.16 m con un cortante basal de 71.89 Ton.

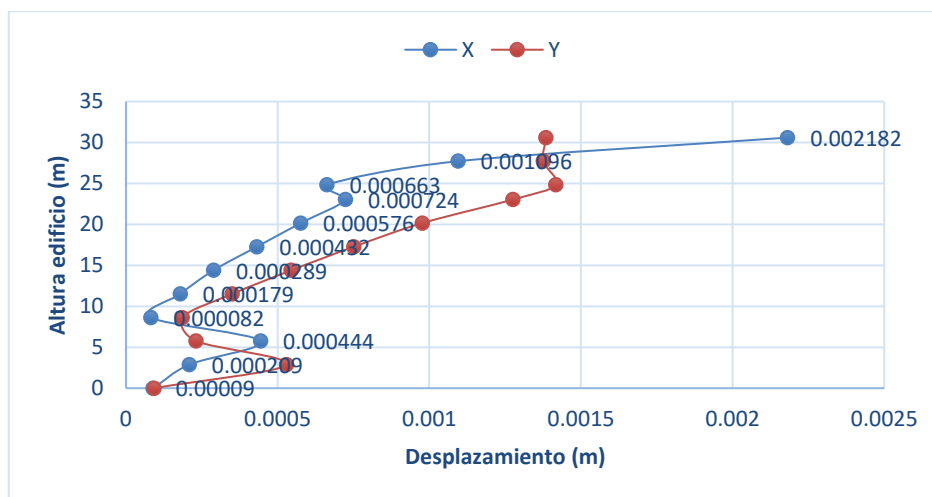
Al realizar el procedimiento de bilinealización en cada una de las curvas de capacidad se observa lo siguiente:

- Curva de capacidad modo (1X): se desplazó 0.127 m no cumple con el desplazamiento esperado de 0.14 m.
- Curva de capacidad modo (4X): se desplazó 0.20 m no cumple con el desplazamiento esperado de 0.14 m.
- Curva de capacidad modo (5X): se desplazó 0.08 m no cumple con el desplazamiento esperado de 1.14 m.
- Curva de capacidad modo (3Y): se desplazó 0.10 m cumple con el desplazamiento esperado de 0.10 m.
- Curva de capacidad modo (7Y): se desplazó 0.16 m no cumple con el desplazamiento esperado de 0.10 m.
- Curva de capacidad modo (8Y): no fue posible determinar la bilinealización no hay convergencia.
- Curva de capacidad modo (9Y): no fue posible determinar la bilinealización no hay convergencia.

4.2.3. DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Sentido (X)



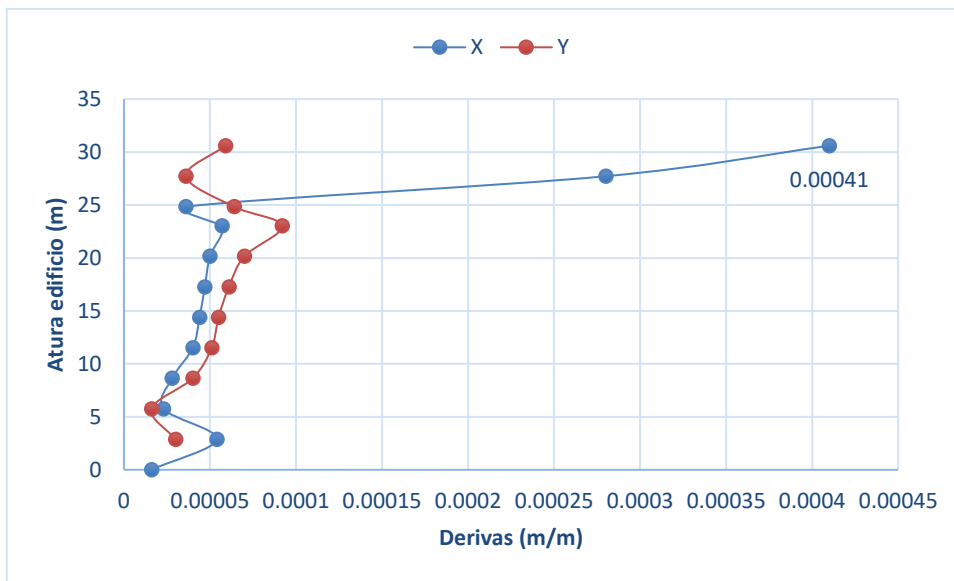
b) Sentido (Y)

Figura 4.10. Conjunto multimodal del desplazamiento máximo por planta

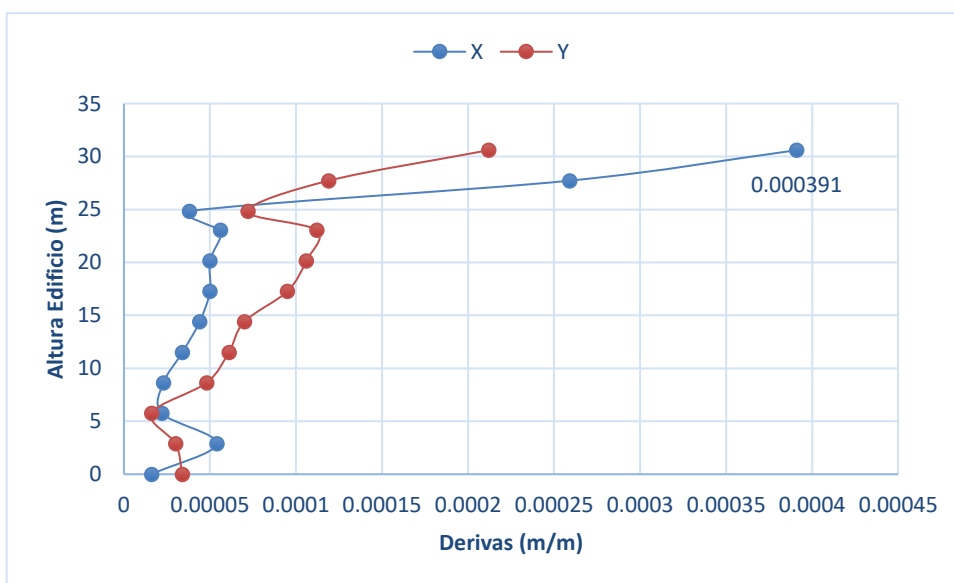
Realizado por: Silvia Sangucho.

Los desplazamientos máximos de piso en el sentido X alcanzan un valor de 0.00234 m mientras que en el sentido Y alcanzan un valor de 0.002182 m en el nivel N+30.6 m.

4.2.4. DERIVA LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Sentido (X)



b) Sentido (Y)

Figura 4.11. Conjunto multimodal de derivas por planta

Realizado por: Silvia Sangucho.

De igual manera que en el capítulo 4.1.3. se determinó la deriva máxima inelástica de piso acorde a la ecuación (29) y se obtuvo lo siguiente:

$$\Delta_{Mx} = 0.001845 \text{ m} < 0.02 \text{ Si cumple}$$

$$\Delta_{My} = 0.001755 \text{ m} < 0.02 \text{ Si cumple}$$

Las derivas máximas se producen en el nivel N+30.60 m. Además, los valores máximos obtenidos son menores al 0.02 exigido por la Norma Ecuatoriana de Construcción.

4.2.5. DERIVAS CALCULADAS A PARTIR DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 2D

En la Tabla 4.13 a 4.26 se presentan los desplazamientos obtenidos y derivas calculadas por piso del eje 2D correspondientes a los diferentes modos de vibración considerados en la Tabla 4.12. Este criterio se ha realizado para comparar las derivas obtenidas entre las derivas máximas de piso y las del eje 2D considerado como el eje más crítico.

Tabla 4.13

Control de derivas Modo de vibración (1x)

Modo 1X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_1x	NonStatic	0.001232	-0.00088	0.005329	0.000072	0.000226	0.003084	2.88	0.00019931	0.00089688	-0.08969	OK	11
L10	45	698	Modo_1x	NonStatic	0.000658	0.001047	0.005324	0.000003	0.000147	0.002949	1.8	0.00010389	-0.0004675	-0.04675	OK	10
Losa9	45	668	Modo_1x	NonStatic	0.000471	0.001112	0.005316	0.000071	0.000026	0.002848	2.88	3.7847E-05	0.00017031	0.01703	OK	9
L8	45	584	Modo_1x	NonStatic	-0.00058	0.001012	0.005256	0.000233	0.000025	0.002754	2.88	-4.5486E-05	0.00020469	-0.02047	OK	8
L7	45	559	Modo_1x	NonStatic	0.000449	0.000763	0.005068	0.000107	0.000058	0.002527	2.88	-4.0625E-05	0.00018281	-0.01828	OK	7
Losa6	45	407	Modo_1x	NonStatic	0.000332	0.000569	-0.00478	0.000146	-0.00005	0.002173	2.88	-3.6458E-05	0.00016406	-0.01641	OK	6

Tabla 4.14

Continuación Control de derivas Modo de vibración (1x)

Modo 1X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_1x	NonStatic	0.000227	0.000401	0.004396	0.000139	0.000049	0.001698	2.88	3.2292E-05	0.00014531	-0.01453	OK	5
Losa4	45	357	Modo_1x	NonStatic	0.000134	0.000252	0.003918	0.000149	0.000046	0.001101	2.88	2.7083E-05	0.00012188	-0.01219	OK	4
Losa3	45	331	Modo_1x	NonStatic	0.000056	0.000126	0.003354	0.000248	0.000048	0.000457	2.88	1.7708E-05	-7.9688E-05	-0.00797	OK	3
L2	45	126	Modo_1x	NonStatic	0.000005	0.000029	0.002687	0.000248	0.000026	0.000001	2.88	2.0833E-06	-9.375E-06	-0.00094	OK	2
L1	45	125	Modo_1x	NonStatic	0.000001	0.000003	0.001898	0.000361	0.000061	2.75E-07	2.88	6.9444E-07	3.125E-06	0.00031	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_1x	NonStatic	0.000001	0.000012	0.000917	0.000588	0.000013	0.000003	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.15

Control de derivas Modo de vibración (4x)

Modo 4X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_4x	NonStatic	0.001232	0.000151	0.005859	0.000093	0.000226	0.005726	2.88	0.00019931	0.00089688	-0.08969	OK	11
L10	45	698	Modo_4x	NonStatic	0.000658	0.000675	0.005853	0.000203	0.000147	0.002923	1.8	0.00010389	-0.0004675	-0.04675	OK	10
Losa9	45	668	Modo_4x	NonStatic	0.000471	0.001112	0.005844	0.000087	0.000026	0.000021	2.88	3.7847E-05	0.00017031	0.01703	OK	9
L8	45	584	Modo_4x	NonStatic	-0.00058	0.000977	0.005785	0.000264	0.000025	0.000006	2.88	-0.0001059	0.00047656	-0.04766	OK	8
L7	45	559	Modo_4x	NonStatic	0.000275	0.000665	0.005595	0.000171	0.000058	0.000005	2.88	0.00072222	-0.00325	-0.32500	OK	7
Losa6	45	407	Modo_4x	NonStatic	0.001805	0.000422	0.005293	0.000226	-0.00005	0.000004	2.88	0.00040451	0.00182031	-0.18203	OK	6

Tabla 4.16*Continuación Control de derivas Modo de vibración (4x)*

Modo 4X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_4x	NonStatic	0.00297	0.000251	0.004876	0.000239	0.000049	-0.000003	2.88	3.0903E-05	0.00013906	0.01391	OK	5
Losa4	45	357	Modo_4x	NonStatic	0.002881	0.000142	0.004345	0.000254	0.000192	-0.000002	2.88	0.00042361	0.00190625	0.19063	OK	4
Losa3	45	331	Modo_4x	NonStatic	0.001661	0.000077	0.003701	-0.00026	0.000394	-0.000001	2.88	0.00050347	0.00226563	0.22656	OK	3
L2	45	126	Modo_4x	NonStatic	0.000211	0.000027	-0.00294	0.000246	0.000159	0.000009	2.88	6.3542E-05	0.00028594	0.02859	OK	2
L1	45	125	Modo_4x	NonStatic	0.000028	0.000003	0.002062	0.000367	0.000026	-2.083E-07	2.88	9.0278E-06	4.0625E-05	0.00406	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_4x	NonStatic	0.000002	0.000012	0.000991	0.000589	0.000022	0.00000024	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.17

Control de derivas Modo de vibración (5x)

Modo 5X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_5x	NonStatic	0.001232	0.000151	0.005859	0.000093	0.000226	0.005726	2.88	0.00019931	0.00089688	-0.08969	OK	11
L10	45	698	Modo_5x	NonStatic	0.000658	0.000675	0.005853	0.000203	0.000147	0.002923	1.8	0.00010389	-0.0004675	-0.04675	OK	10
Losa9	45	668	Modo_5x	NonStatic	0.000471	0.000706	0.005655	0.000053	0.000362	0.000268	2.88	3.7847E-05	0.00017031	0.01703	OK	9
L8	45	584	Modo_5x	NonStatic	-0.00058	0.000678	0.005606	0.000316	0.000025	0.00017	2.88	-4.5486E-05	0.00020469	-0.02047	OK	8
L7	45	559	Modo_5x	NonStatic	0.000449	0.000394	0.005431	0.000208	0.000058	0.000049	2.88	0.00032361	0.00145625	-0.14563	OK	7
Losa6	45	407	Modo_5x	NonStatic	0.000483	0.000216	0.005149	0.000247	-0.00005	0.000004	2.88	0.00085972	0.00386875	-0.38688	OK	6

Tabla 4.18

Continuación Control de derivas Modo de vibración (5x)

Modo 5X																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_5x	NonStatic	0.002959	0.000118	0.004757	0.000248	0.000049	-0.000003	2.88	0.00021458	0.00096563	-0.09656	OK	5
Losa4	45	357	Modo_5x	NonStatic	0.003577	0.000081	0.004251	0.000256	0.000149	-0.000002	2.88	0.00047917	0.00215625	0.21563	OK	4
Losa3	45	331	Modo_5x	NonStatic	0.002197	0.000062	0.003628	0.000262	0.000537	-0.000001	2.88	0.00069063	0.00310781	0.31078	OK	3
L2	45	126	Modo_5x	NonStatic	0.000208	0.000026	0.002887	0.000248	0.000219	0.000007	2.88	6.0069E-05	0.00027031	0.02703	OK	2
L1	45	125	Modo_5x	NonStatic	0.000035	0.000004	0.002028	-0.00037	0.000026	-2.083E-07	2.88	1.0764E-05	4.8438E-05	0.00484	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_5x	NonStatic	0.000004	0.000012	0.000976	0.000589	0.000027	0.00000024	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.19

Control de derivas Modo de vibración (3y)

Modo 3Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_3y	NonStatic	0.001349	-0.00088	0.000076	0.001936	0.000006	0.000126	2.88	5.5556E-06	2.5E-05	0.00250	OK	11
L10	45	698	Modo_3y	NonStatic	0.001333	0.001047	0.000065	0.002116	0.000039	0.000058	1.8	6.6667E-06	3E-05	0.00300	OK	10
Losa9	45	668	Modo_3y	NonStatic	0.001321	0.001112	0.000044	0.001762	0.000014	0.000021	2.88	8.5764E-05	0.00038594	0.03859	OK	9
L8	45	584	Modo_3y	NonStatic	0.001074	0.001012	0.000046	0.001378	0.000025	0.000006	2.88	1.1806E-05	-5.3125E-05	-0.00531	OK	8
L7	45	559	Modo_3y	NonStatic	0.001108	0.000763	0.000193	0.001819	0.000015	0.000005	2.88	3.0903E-05	0.00013906	0.01391	OK	7
Losa6	45	407	Modo_3y	NonStatic	0.001019	0.000569	0.000431	0.002419	0.000058	0.000004	2.88	6.5625E-05	0.00029531	0.02953	OK	6

Tabla 4.20

Continuación Control de derivas Modo de vibración (3y)

Modo 3Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_3y	NonStatic	0.00083	0.000401	0.000724	0.002997	0.000085	-0.000003	2.88	9.6181E-05	0.00043281	0.04328	OK	5
Losa4	45	357	Modo_3y	NonStatic	0.000553	0.000252	0.00105	0.003538	0.000113	-0.000002	2.88	0.00011944	0.0005375	0.05375	OK	4
Losa3	45	331	Modo_3y	NonStatic	0.000209	0.000126	0.001397	0.003237	0.000103	-0.000001	2.88	7.4306E-05	0.00033438	0.03344	OK	3
L2	45	126	Modo_3y	NonStatic	0.000005	0.000029	0.000937	0.001194	0.000006	-0.000001	2.88	-2.4306E-06	-1.0938E-05	-0.00109	OK	2
L1	45	125	Modo_3y	NonStatic	0.000002	0.000003	0.000777	0.000215	0.000017	-9.863E-08	2.88	1.0417E-06	4.6875E-06	0.00047	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_3y	NonStatic	0.000001	0.000012	0.000413	0.000525	0.000013	0.00000024	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.21

Control de derivas Modo de vibración (7y)

Modo 7Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_7y	NonStatic	0.015482	0.159798	0.005859	0.000072	0.003239	0.00261	2.88	0.00355174	0.01598281	1.59828	OK	11
L10	45	698	Modo_7y	NonStatic	0.005253	0.072534	0.005853	0.000034	0.00356	0.000907	1.8	0.00318	0.01431	1.43100	OK	10
Losa9	45	668	Modo_7y	NonStatic	0.000471	0.015778	0.005844	0.000053	0.000057	0.000007	2.88	3.7847E-05	0.00017031	0.01703	OK	9
L8	45	584	Modo_7y	NonStatic	-0.00058	0.006218	0.005785	0.000316	0.000025	0.000006	2.88	-4.5486E-05	0.00020469	-0.02047	OK	8
L7	45	559	Modo_7y	NonStatic	0.000449	-0.00021	0.005595	0.000208	0.000039	0.000005	2.88	-4.0625E-05	0.00018281	-0.01828	OK	7
Losa6	45	407	Modo_7y	NonStatic	0.000332	0.000569	0.005293	0.000247	-0.00005	0.000097	2.88	-3.6458E-05	0.00016406	-0.01641	OK	6

Tabla 4.22

Continuación Control de derivas Modo de vibración (7y)

Modo 7Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_7y	NonStatic	-0.000227	-0.000401	-0.004876	-0.000248	-0.000049	-0.000203	2.88	3.2292E-05	-0.00014531	-0.01453	OK	5
Losa4	45	357	Modo_7y	NonStatic	-0.000134	-0.000252	-0.004345	-0.000124	-0.000046	-0.00021	2.88	4.5139E-05	-0.00020313	-0.02031	OK	4
Losa3	45	331	Modo_7y	NonStatic	-0.000004	-0.000126	-0.003701	-0.000584	-0.000048	-0.00012	2.88	4.5139E-05	-0.00020313	-0.02031	OK	3
L2	45	126	Modo_7y	NonStatic	-0.000126	-0.000029	-0.00294	-0.000195	-0.000005	-0.000009	2.88	4.0278E-05	-0.00018125	-0.01813	OK	2
L1	45	125	Modo_7y	NonStatic	-0.00001	-0.000003	-0.002062	-0.00037	-0.000005	-4.132E-07	2.88	3.8194E-06	-1.7188E-05	-0.00172	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_7y	NonStatic	-0.000001	-0.000012	-0.000991	-0.000559	-0.000013	-3.561E-07	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.23

Control de derivas Modo de vibración (8y)

Modo 8Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_8y	NonStatic	0.000873	0.337983	0.005772	0.000072	0.000226	0.016747	2.88	0.00015903	0.00071563	-0.07156	OK	11
L10	45	698	Modo_8y	NonStatic	0.000415	0.127617	0.005779	0.000034	0.000256	0.007109	1.8	3.1111E-05	0.00014	0.01400	OK	10
Losa9	45	668	Modo_8y	NonStatic	0.000471	0.001112	0.005774	0.000032	0.000017	0.000164	2.88	-1.7708E-05	-7.9688E-05	-0.00797	OK	9
L8	45	584	Modo_8y	NonStatic	-0.00042	0.001012	0.005703	0.000038	0.000025	0.000006	2.88	-5.5208E-05	0.00024844	-0.02484	OK	8
L7	45	559	Modo_8y	NonStatic	0.000261	0.000763	0.005501	0.000483	0.000016	0.000005	2.88	-1.6667E-05	-0.000075	-0.00750	OK	7
Losa6	45	407	Modo_8y	NonStatic	0.000213	0.000569	0.005203	0.000473	0.000015	0.000004	2.88	3.4722E-07	1.5625E-06	0.00016	OK	6

Tabla 4.24

Continuación Control de derivas Modo de vibración (8y)

Modo 8Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_8y	NonStatic	-0.000214	0.002742	-0.004807	0.000175	-0.000018	-0.000003	2.88	-2.7778E-05	-0.000125	-0.01250	OK	5
Losa4	45	357	Modo_8y	NonStatic	-0.000134	0.004134	-0.004306	0.000256	-0.000045	-0.000029	2.88	-2.7083E-05	0.00012188	-0.01219	OK	4
Losa3	45	331	Modo_8y	NonStatic	-0.000056	0.002808	-0.003685	0.000262	-0.000048	-0.000032	2.88	-2.9861E-05	0.00013438	-0.01344	OK	3
L2	45	126	Modo_8y	NonStatic	0.00003	0.00029	-0.002935	0.000248	-0.000024	0.000002	2.88	9.375E-06	4.2188E-05	0.00422	OK	2
L1	45	125	Modo_8y	NonStatic	0.000003	0.000046	-0.002059	0.000361	-0.00002	-1.587E-07	2.88	1.3889E-06	0.00000625	0.00063	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_8y	NonStatic	-0.000001	-0.000006	-0.000099	0.000589	0.000013	3.965E-07	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Tabla 4.25

Control de derivas Modo de vibración (9y)

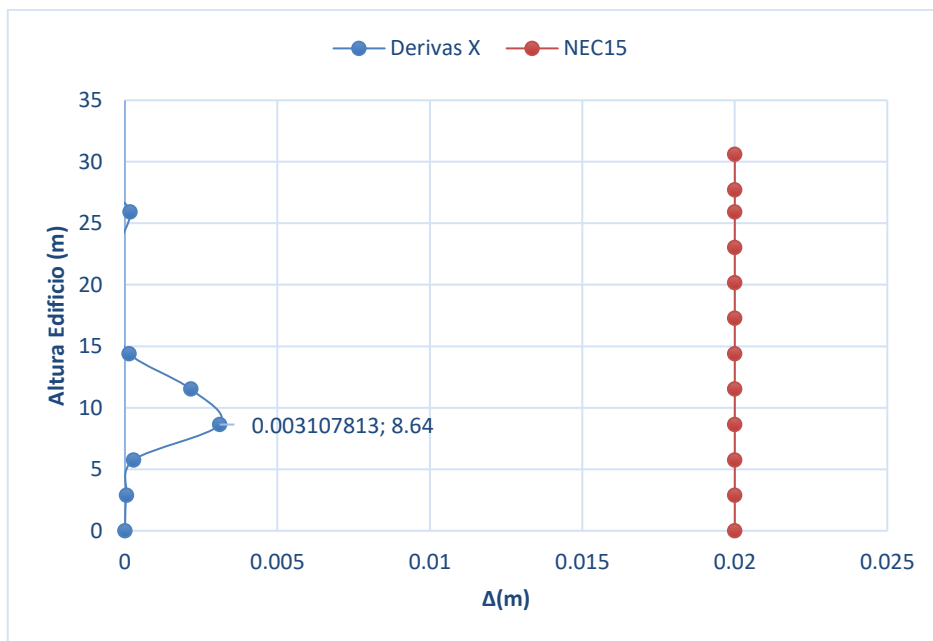
Modo 9Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
L11	45	707	Modo_9y	NonStatic	0.001232	-0.00088	0.01209	0.030445	0.000226	0.031252	2.88	0.00019931	0.00089688	-0.08969	OK	11
L10	45	698	Modo_9y	NonStatic	0.000658	0.001047	0.012029	0.02553	0.000147	0.015944	1.8	0.00010389	-0.0004675	-0.04675	OK	10
Losa9	45	668	Modo_9y	NonStatic	0.000471	0.000221	0.005236	0.000529	0.000026	0.000002	2.88	-0.0000125	0.00005625	-0.00563	OK	9
L8	45	584	Modo_9y	NonStatic	0.000435	0.001635	-0.00531	0.000136	0.000025	0.000009	2.88	0.00015313	0.00068906	-0.06891	OK	8
L7	45	559	Modo_9y	NonStatic	0.000006	0.001537	-0.00524	0.000208	0.000058	0.000004	2.88	-4.5139E-06	-2.0313E-05	-0.00203	OK	7
Losa6	45	407	Modo_9y	NonStatic	0.000019	0.000297	-0.00503	0.000247	0.000026	0.000013	2.88	8.5417E-05	0.00038438	0.03844	OK	6

Tabla 4.26

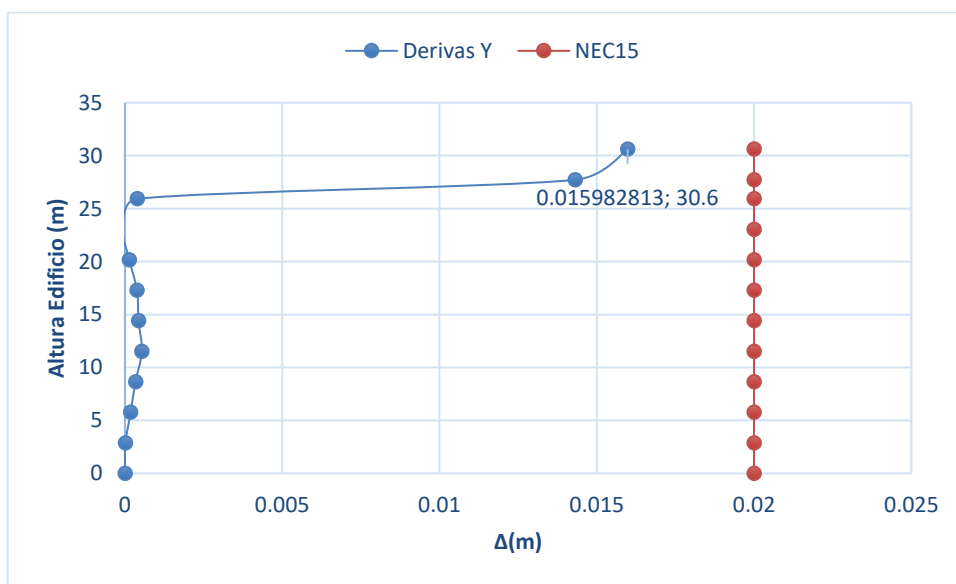
Continuación Control de derivas Modo de vibración (9y)

Modo 9Y																
TABLE: Joint Displacements																
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	H	Deriva	Deriva	Deriva	Chequeo	Pisos
					m	m	m	rad	rad	rad	m	Elastica	Inelástica (m)	Inelástica (%)		
Losa5	45	378	Modo_9y	NonStatic	-0.000227	-0.000401	-0.004675	-0.000248	0.000053	0.000027	2.88	3.2292E-05	-0.00014531	-0.01453	OK	5
Losa4	45	357	Modo_9y	NonStatic	-0.000134	-0.000252	-0.004181	-0.000254	-0.000002	0.000003	2.88	2.7083E-05	-0.00012188	-0.01219	OK	4
Losa3	45	331	Modo_9y	NonStatic	-0.000056	-0.000126	-0.003566	-0.000078	0.000048	0.000016	2.88	1.7708E-05	-7.9688E-05	-0.00797	OK	3
L2	45	126	Modo_9y	NonStatic	-0.000005	-0.000029	-0.00284	0.000129	0.000026	0.000001	2.88	2.0833E-06	-9.375E-06	-0.00094	OK	2
L1	45	125	Modo_9y	NonStatic	0.000001	0.000003	0.001998	0.000367	0.000025	-1.082E-07	2.88	6.9444E-07	3.125E-06	0.00031	OK	1
CONTRAPISO	45	45	Modo_9y	NonStatic	-0.000001	-0.000012	-0.000963	-0.000584	0.000013	2.685E-07	0	0	0	0.00000	OK	0

Realizado por: Silvia Sangucho.



a) Sentido (X)



b) Sentido (Y)

Figura 4.12. Combinación modal de derivas

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.27 se presenta los resultados de las derivas máximas obtenidas para el análisis multimodal en el sentido (X) y multimodal en el sentido (Y) del Eje 2D de la edificación.

Tabla 4.27*Derivas máximas inelásticas Eje 2D*

Δ_M	Deriva Max
	Inelástica (m)
(X1)	0.00311
(Y1)	0.01598

Realizado por: Silvia Sangucho.

La deriva máxima de piso ($\Delta_{Mx} = 0.001845 \text{ m}$) es menor a la deriva máxima calculada en el eje 2D ($\Delta_{Mx1} = 0.00311 \text{ m}$). Cabe destacar que en el eje 2D la deriva máxima Δ_{Mx1} se da en N +8.64 m mientras que la deriva máxima de piso se da en N+30.60 m. Por otra parte, la deriva máxima de piso $\Delta_{My} = 0.001755 \text{ m}$ es menor a la deriva máxima calculada para el eje 2D ($\Delta_{My1} = 0.01598 \text{ m}$). Además, la deriva máxima Δ_{My1} del eje 2D se presenta en el mismo nivel que la deriva máxima de piso N +30.60 m. No obstante, los valores máximos obtenidos en el eje 2D también cumplen con la Norma Ecuatoriana de Construcción, que exige que el valor de las derivas máximas sea menor a 0.02 m.

4.2.6. NIVELES DE DAÑO

Como se indicó anteriormente en el capítulo 4.1.6. la información contenida en las tablas de desarrollo de rótulas plásticas, toma en cuenta el paso en el cual aparece la primera rótula de prevención al colapso. También, contiene el último paso que presenta hasta que piso se forman las rótulas plásticas en sus diferentes niveles de daño.

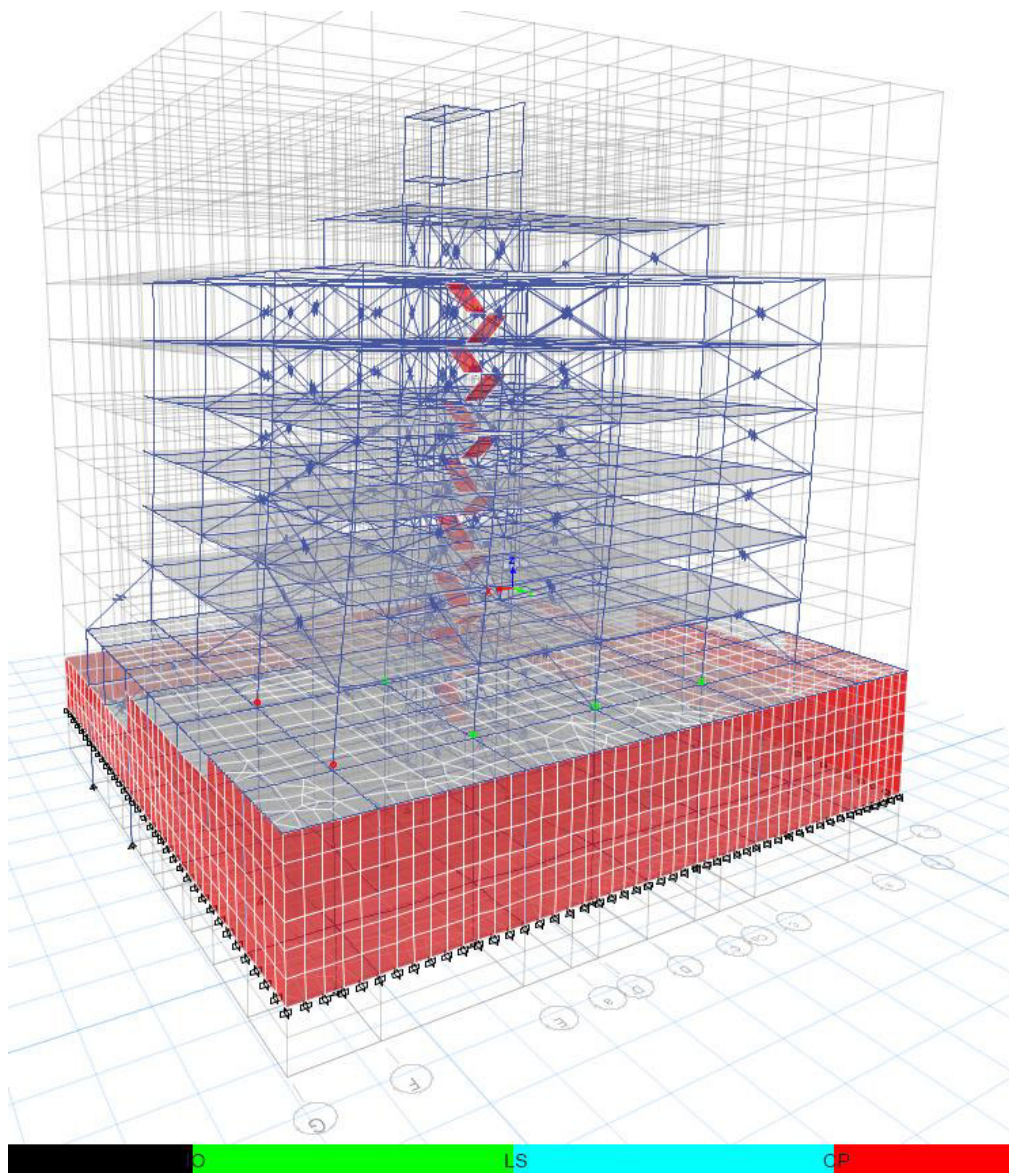


Figura 4.13. Desarrollo de rótulas plásticas
modo traslacional (1X) paso (3/6)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.28 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (1X).

En el paso 3 se observa que una columna externa ya presenta un nivel de daño de prevención al colapso en el piso 2. No obstante también se presentan rótulas de ocupación inmediata tanto en columnas internas como externas además de vigas entre los pisos 2, 3 y 4. En el último paso (6), se presentan rótulas de ocupación inmediata y prevención al colapso en columnas desde el segundo piso hasta el

séptimo piso. También la presencia de rótulas de ocupación inmediata se evidencia en las vigas de los pisos 2, 3, 4, 5, 6 y 7.

Tabla 4.28

Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (1X)

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
3	2	Ocupación inmediata	Columna Externa
		Prevenición al colapso	Vigas
	3	Ocupación inmediata	Columna Externa
		Ocupación inmediata	Columna Interna
	4	Ocupación inmediata	Vigas
		Ocupación inmediata	Vigas
6	2	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevenición al colapso	Vigas
		Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Ocupación inmediata	Vigas
	4	Ocupación inmediata	Vigas
	5	Ocupación inmediata	Vigas
	6	Ocupación inmediata	Vigas
7	Ocupación inmediata	Vigas	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.29 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 3 de la Tabla 4.28 para determinar si el desplazamiento es mayor al desplazamiento obtenido en el punto de desempeño.

Tabla 4.29

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.001016	-0.000807	-0.001223

Realizado por: Silvia Sangucho.

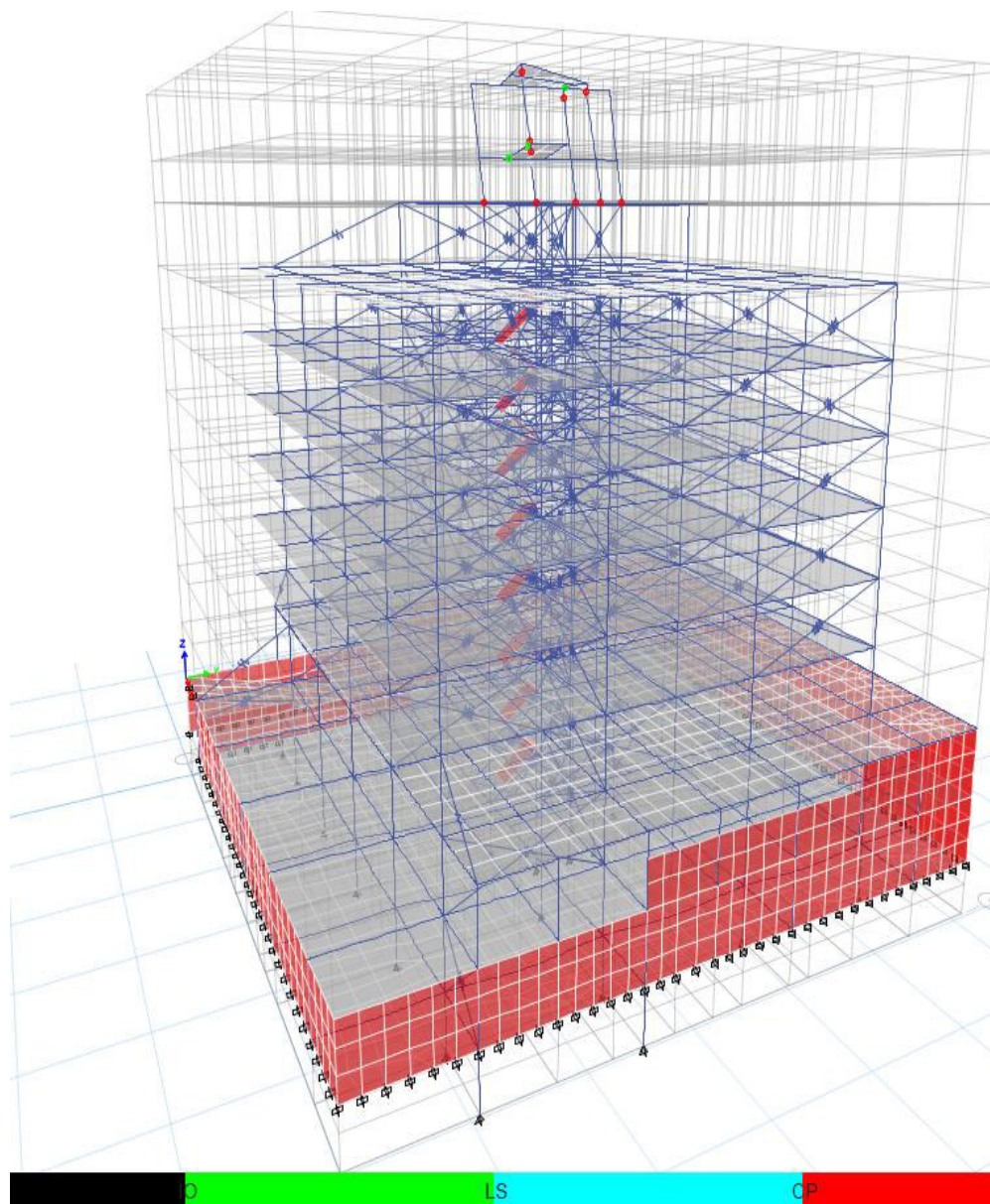


Figura 4.14. Desarrollo de rótulas plásticas
modo traslacional (4X) paso (2/17)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.30 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (4X).

En el paso 2 se observa que una columna externa ya presenta un nivel de daño de prevención al colapso en el piso 9. En el último paso (17), se presentan rótulas de ocupación inmediata y prevención al colapso en columnas desde el noveno piso hasta el décimo piso. También la presencia de rótulas de ocupación inmediata se evidencia en las vigas de los pisos 9 y 10. Es preciso mencionar que las rótulas se

forman únicamente en los pisos dispuestos para el cuarto de máquinas y ductos y la cubierta inaccesible.

Tabla 4.30

Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (4X)

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
2	9	Prevención al colapso	Columna Externa
17	9	Ocupación inmediata	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	10	Ocupación inmediata	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.31 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 2 de la Tabla 4.30.

Tabla 4.31

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.006168	-0.001216	-0.005939

Realizado por: Silvia Sangucho.

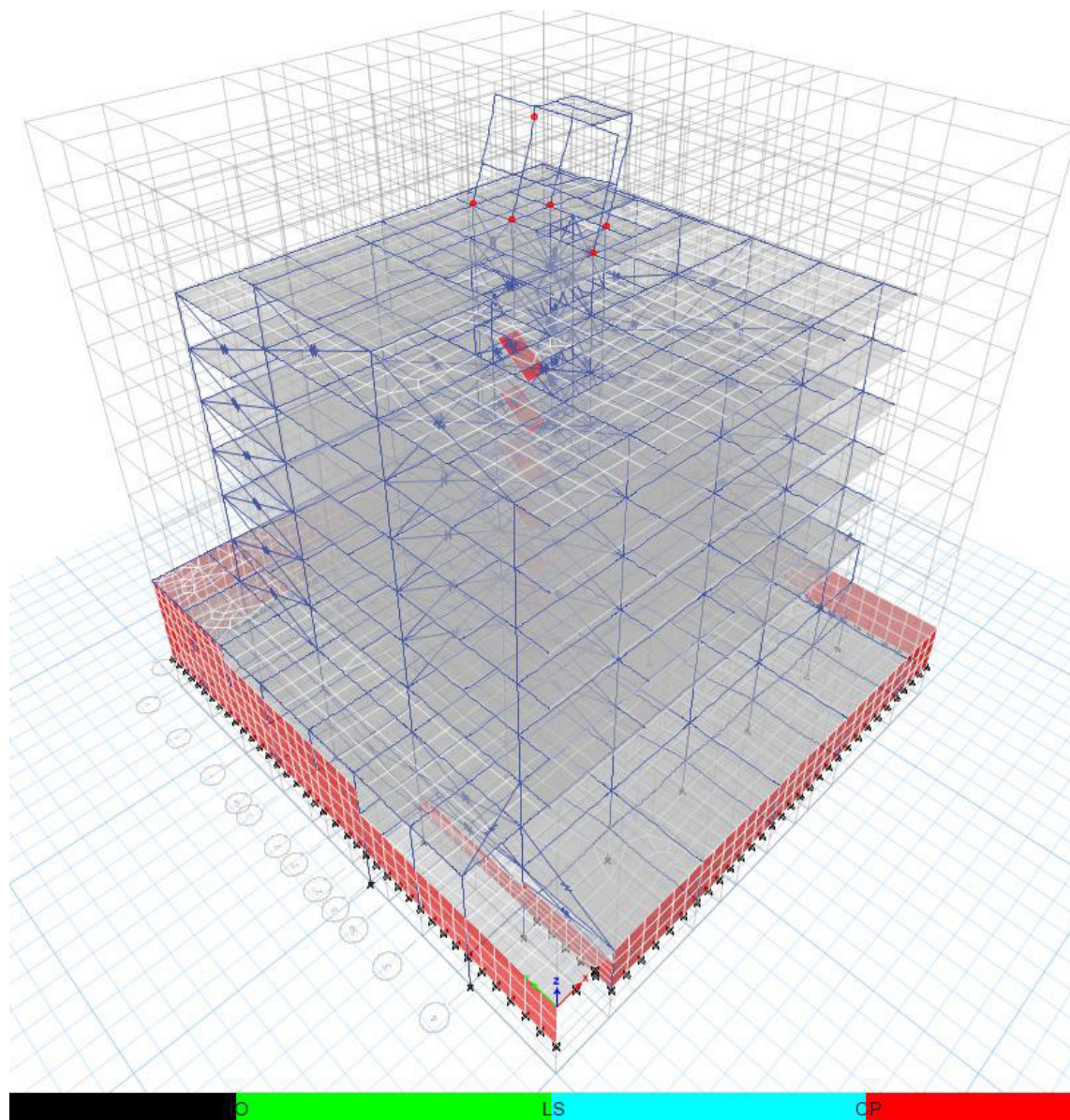


Figura 4.15. Desarrollo de rótulas plásticas

modo traslacional (5X) paso (2/9)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.32 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (5X).

En el paso 2 se observa que una columna externa ya presenta un nivel de daño de prevención al colapso en el piso 9. En el último paso (9), se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas en el noveno piso.

De igual manera que en el modo de vibración (4X) las rótulas se forman únicamente en los pisos dispuestos para el cuarto de máquinas y ductos y la cubierta inaccesible.

Tabla 4.32

Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (5X)

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
2	9	Prevenición al colapso	Columna Externa
9	9	Prevenición al colapso	Columna Interna-Externa
	10	Prevenición al colapso	Columna Interna-Externa

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.33 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 2 de la Tabla 4.32.

Tabla 4.33

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.003942	-0.00074	-0.005823

Realizado por: Silvia Sangucho.

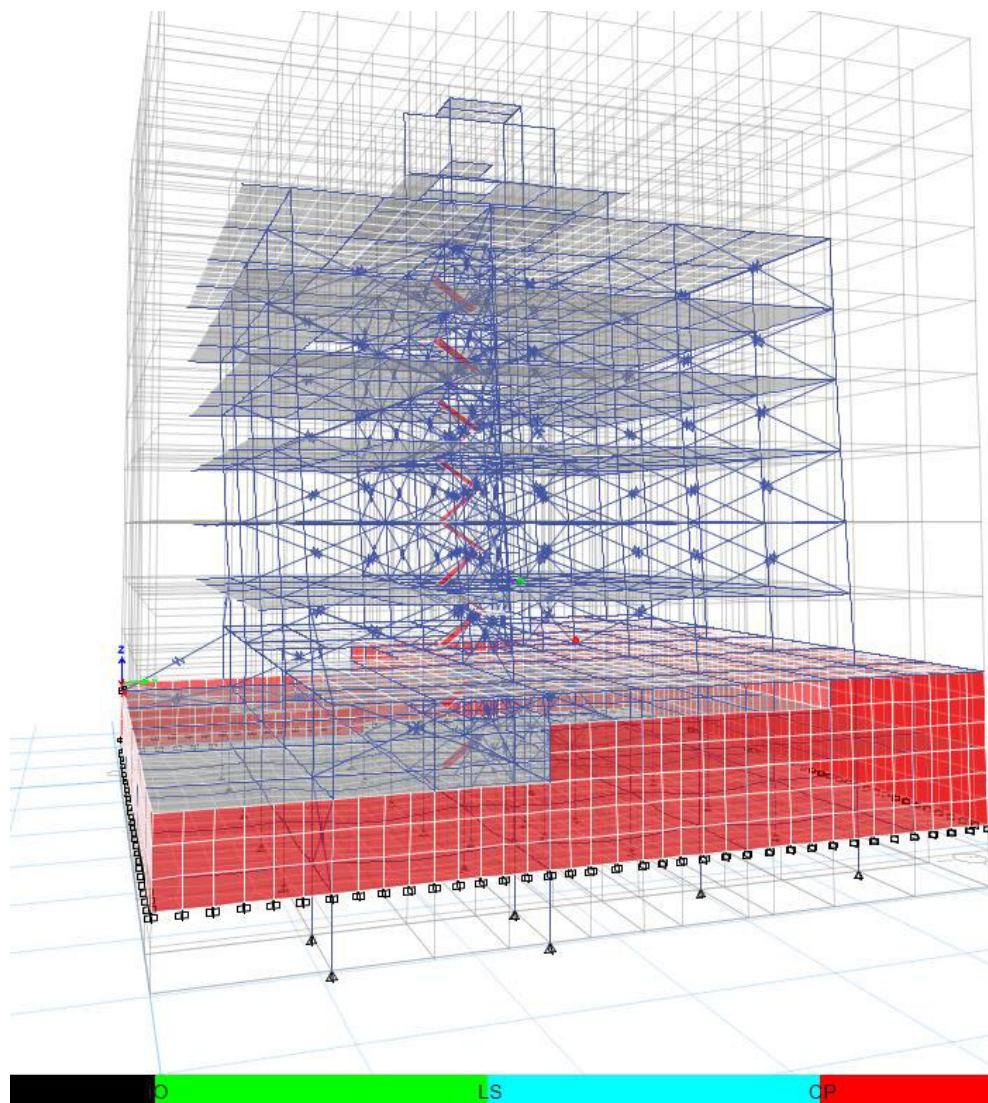


Figura 4.16. Desarrollo de rótulas plásticas
modo traslacional (3Y) paso (3/3)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.34 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (3Y).

El paso 3 es el último y único paso donde se presentan rótulas plásticas de ocupación inmediata en columnas internas en los pisos 2, 3, 4 y 5. Mientras que en el piso 9 aparecen rótulas plásticas de ocupación inmediata en las vigas. Por otro lado, en el piso 2 se presenta una rótula de prevención al colapso en una columna interna.

Tabla 4.34*Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (3Y)*

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
3	2	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna
	4	Ocupación inmediata	Columna Interna
	5	Ocupación inmediata	Columna Interna
	9	Ocupación inmediata	Vigas

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.35 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 3 de la Tabla 4.34.

Tabla 4.35*Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso*

Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.000047	-0.001462	-0.001841

Realizado por: Silvia Sangucho.

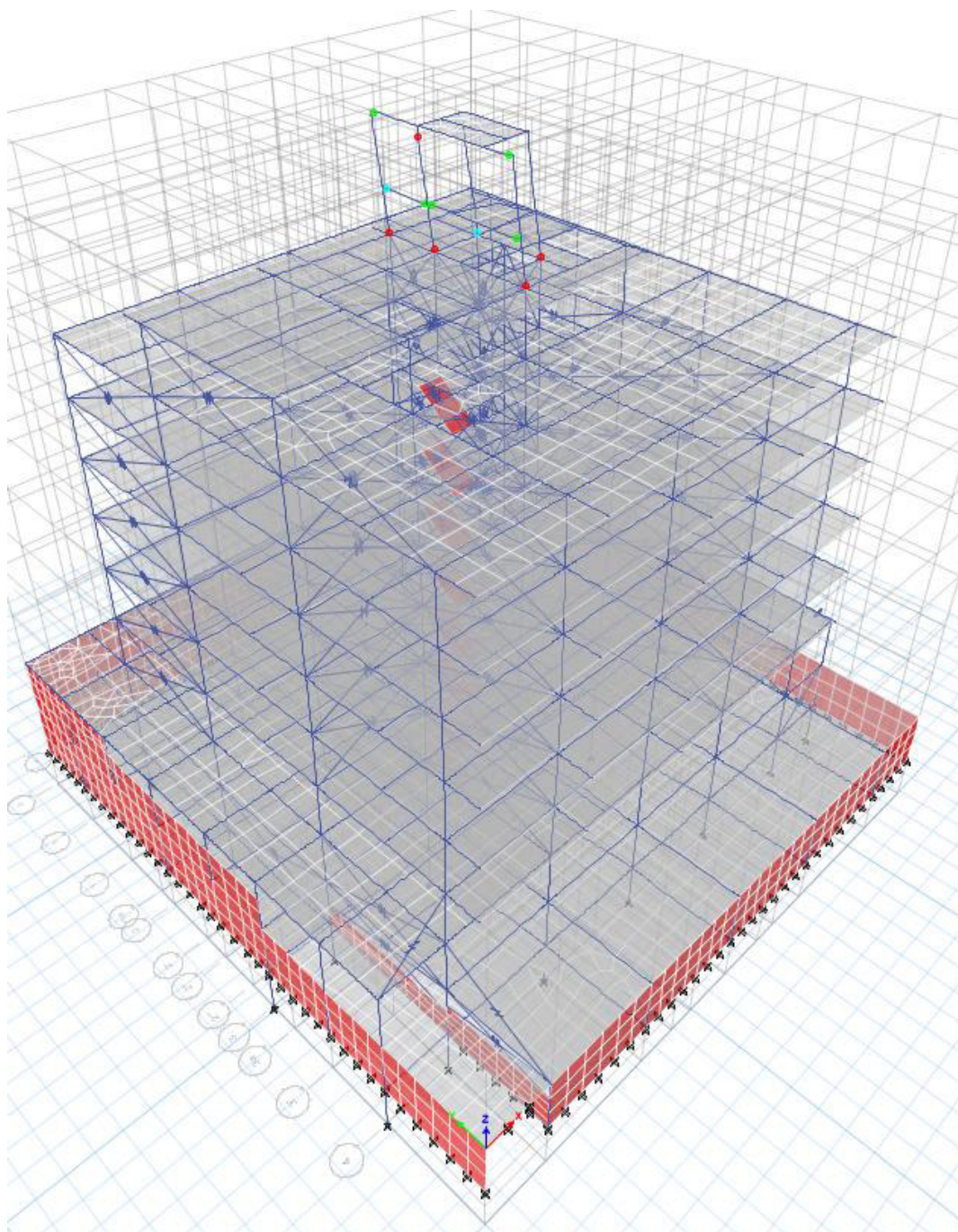


Figura 4.17. Desarrollo de rótulas plásticas
modo traslacional (7Y) paso (4/38)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.36 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (7Y).

En el paso 4 se observa que columnas externas e internas se presentan rótulas con niveles de daño de ocupación inmediata y prevención al colapso en el piso 9.

Además, en el piso 10 aparecen rótulas de ocupación inmediata en los mismos elementos que en el piso 9. En el último paso (38), se presentan rótulas de ocupación inmediata en vigas y prevención al colapso en vigas y columnas (internas-externas) en el noveno piso. También la presencia de rótulas de ocupación inmediata se evidencia en las vigas y columna externa del piso 10. Es preciso mencionar que existen rótulas plásticas de seguridad de vida en vigas y prevención al colapso en columnas externas en el piso 10. Las rótulas únicamente se presentan en los pisos dispuestos para el cuarto de máquinas y ductos y la cubierta inaccesible.

Tabla 4.36

Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (7Y)

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
4	9	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	10	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
38	9	Ocupación inmediata	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
			Vigas
	10	Columna Externa	
		Ocupación inmediata	Vigas
		Seguridad de vida	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Interna

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.37 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 4 de la Tabla 4.36.

Tabla 4.37

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.001163	0.011931	-0.007539

Realizado por: Silvia Sangucho.

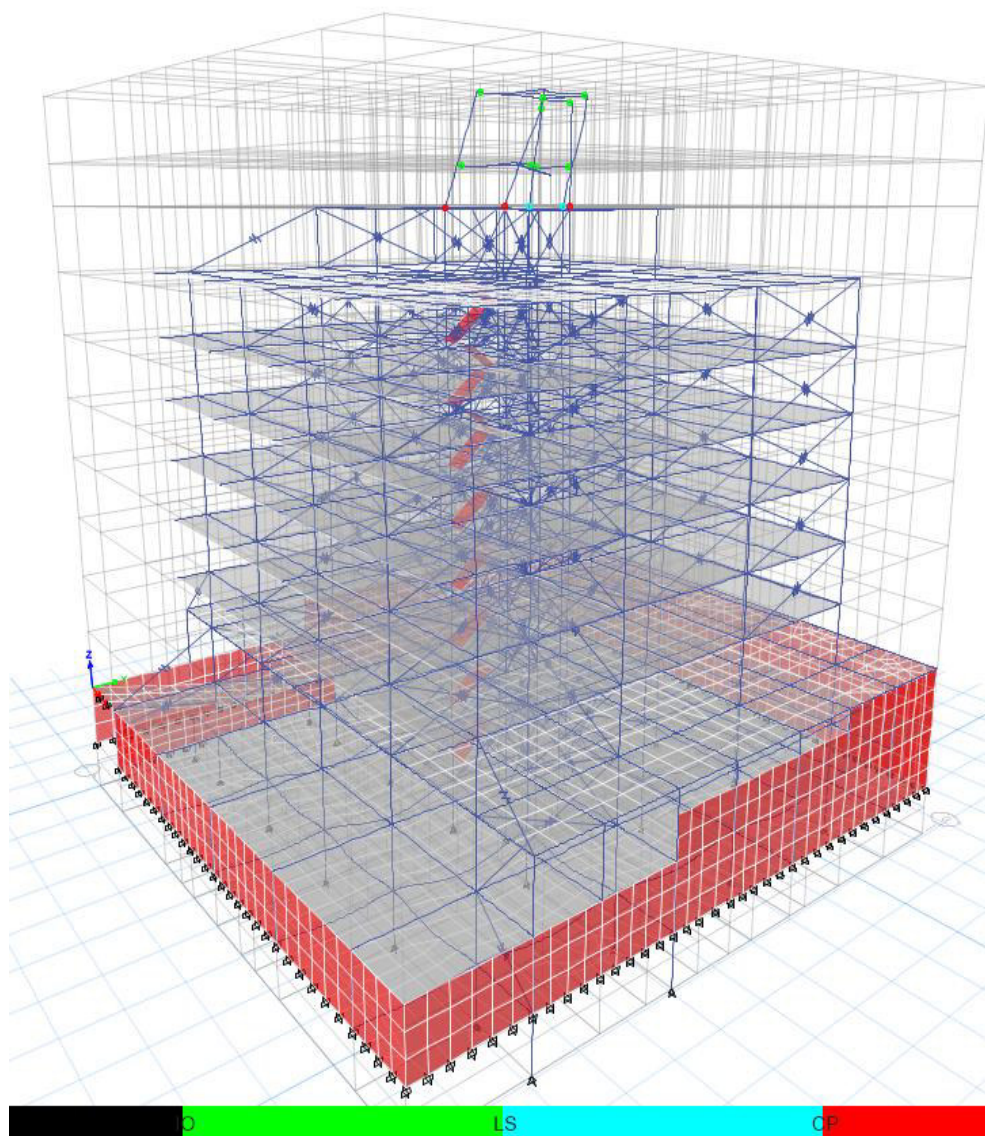


Figura 4.18. Desarrollo de rótulas plásticas
modo traslacional (8Y) paso (4/64)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.38 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (8Y).

En el paso 4 en el piso 9 se observa que una columna externa presenta rótulas con niveles de daño de prevención al colapso. Además, aparecen rótulas de ocupación inmediata y seguridad de vida en las vigas del noveno piso. En el piso 10 las rótulas por ocupación inmediata aparecen en las vigas. En el último paso (64), se

presentan rótulas de ocupación inmediata y seguridad de vida en vigas y prevención al colapso en vigas y columnas (internas-externas) en el noveno piso. También se evidencia en el piso 10 así como también rótulas de prevención al colapso en columnas. Las rótulas se presentan en los pisos dispuestos para el cuarto de máquinas y ductos y la cubierta inaccesible.

Tabla 4.38

Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (8Y)

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
4	9	Ocupación inmediata	Vigas
		Seguridad de vida	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Externa
64	9	Ocupación inmediata	Vigas
		Seguridad de vida	Vigas
		Prevención al colapso	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	10	Ocupación inmediata	Vigas
		Seguridad de vida	Vigas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.39 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 4 de la Tabla 4.38.

Tabla 4.39

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.001129	-0.006803	-0.006004

Realizado por: Silvia Sangucho.

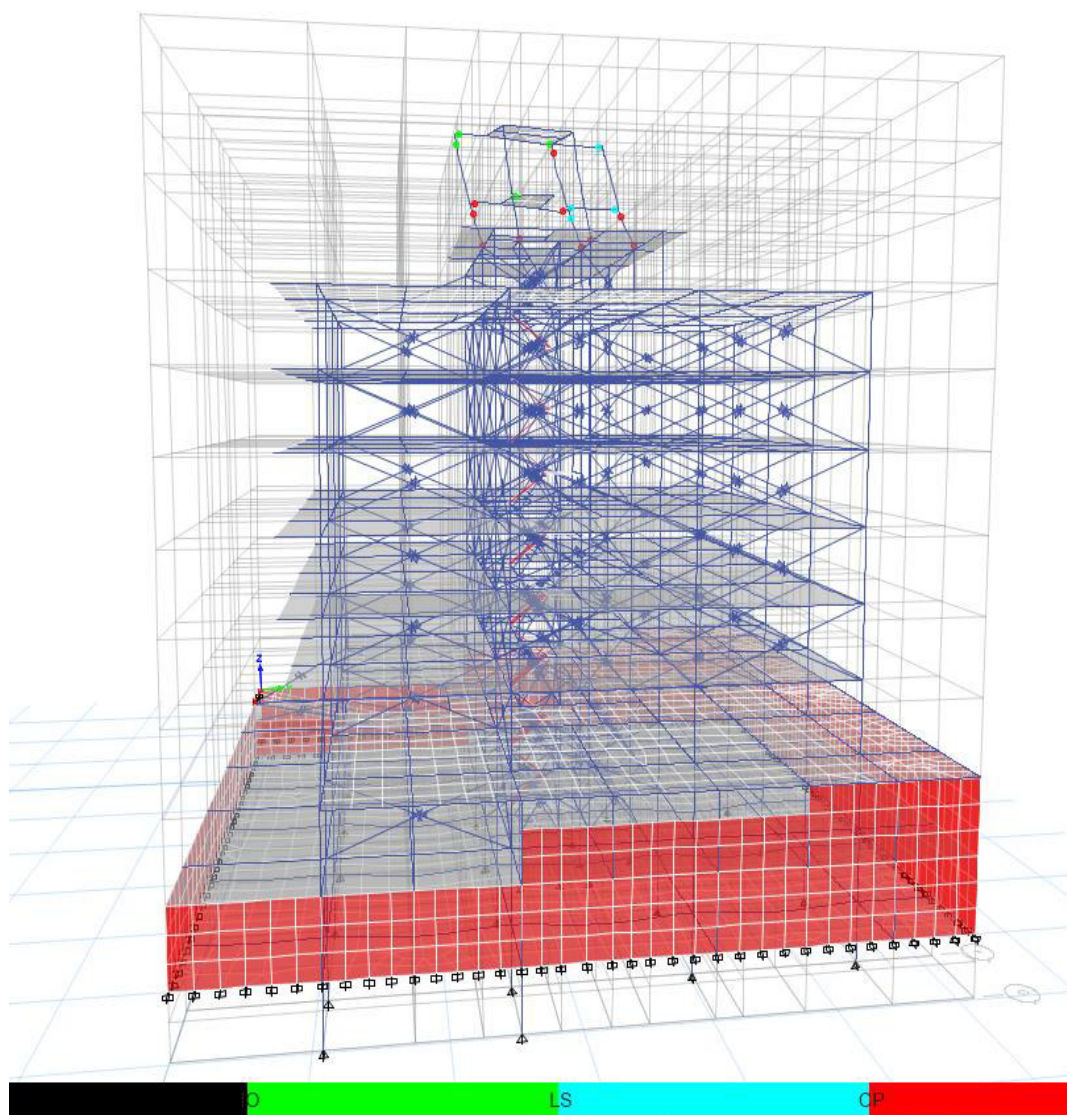


Figura 4.19. Desarrollo de rótulas plásticas
modo traslacional (9Y) paso (3/31)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.40 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis multimodal en el modo de vibración (8Y).

En el paso 3 aparece una rótula de prevención al colapso en una columna externa en el piso 9. En el último paso (31) aparecen rótulas de seguridad de vida en vigas y columnas internas noveno piso. En el mismo piso 9 aparecen rótulas por prevención al colapso de vigas y columnas externas. En el piso 10 aparecen rótulas por ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso en vigas, columnas internas y columnas externas respectivamente.

Tabla 4.40*Desarrollo de rótulas plásticas por piso modo (9Y)*

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
3	9	Prevención al colapso	Columna Externa
31	9	Seguridad de vida	Vigas
			Columna Interna
		Prevención al colapso	Vigas
	10		Columna Externa
		Ocupación inmediata	Vigas
			Columna Interna-Externa
		Seguridad de vida	Columna Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.41 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 3 de la Tabla 4.40.

Tabla 4.41*Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso*

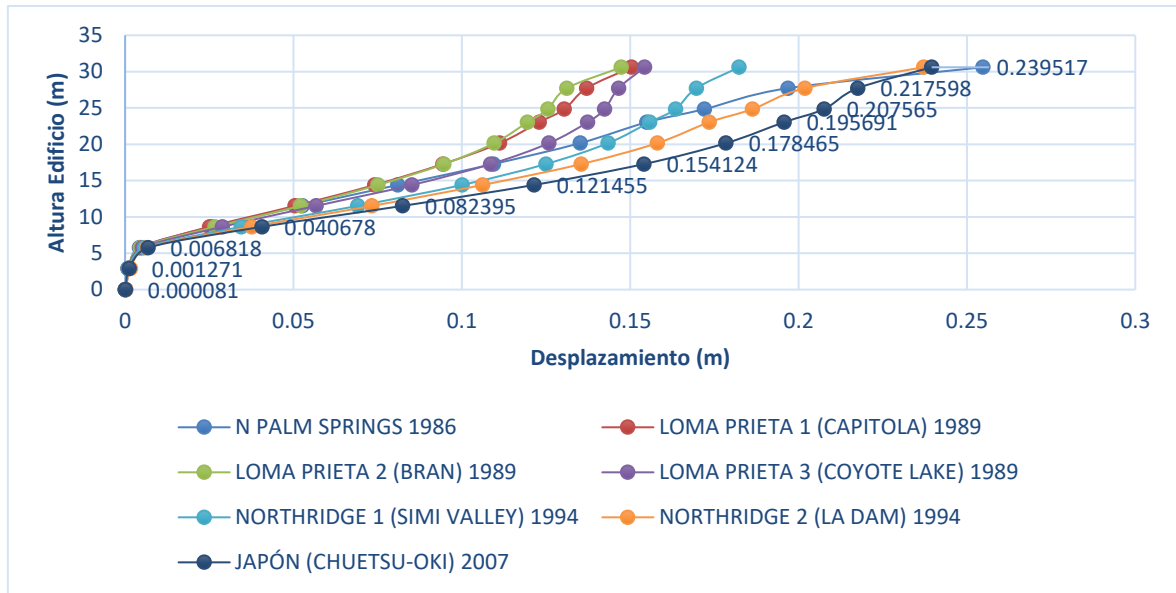
Desplazamiento (m)		
x	y	z
-0.000944	-0.000819	-0.005481

Realizado por: Silvia Sangucho.

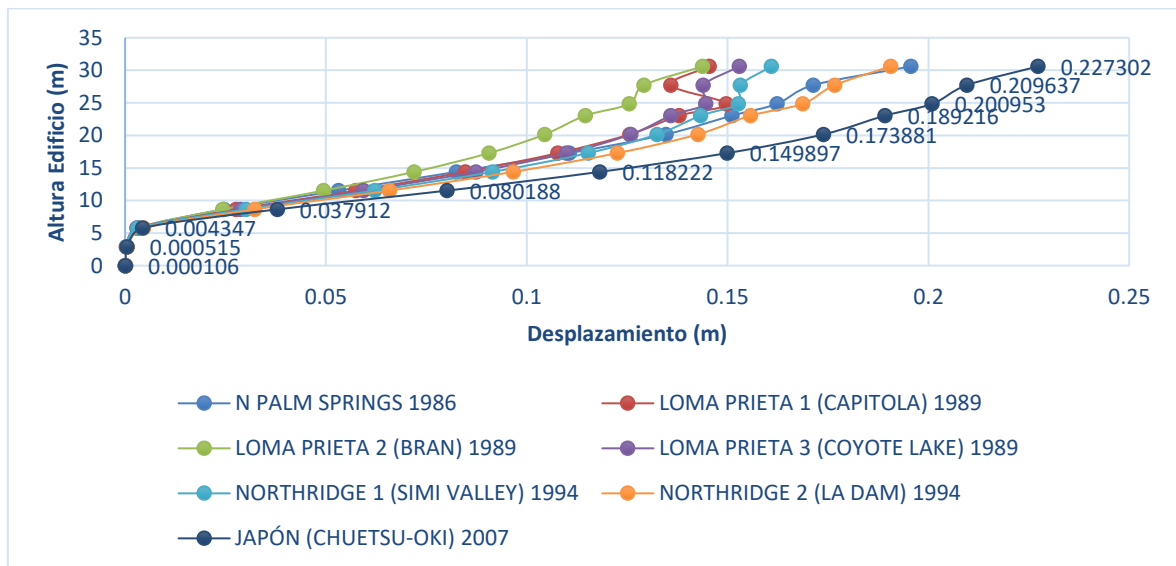
La presencia de rótulas plásticas de prevención al colapso tan tempranamente podría deberse a la irregularidad de la edificación, la colocación de puntales de diferente manera en los pisos ya que no todos tienen la misma distribución de paredes y a que no se está cumpliendo con la condición necesaria del MPA, es decir que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales (Galarza Altamirano, 2019).

4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE HISTORIA EN EL TIEMPO (NL-RHA)

4.3.1. DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Sentido (X)



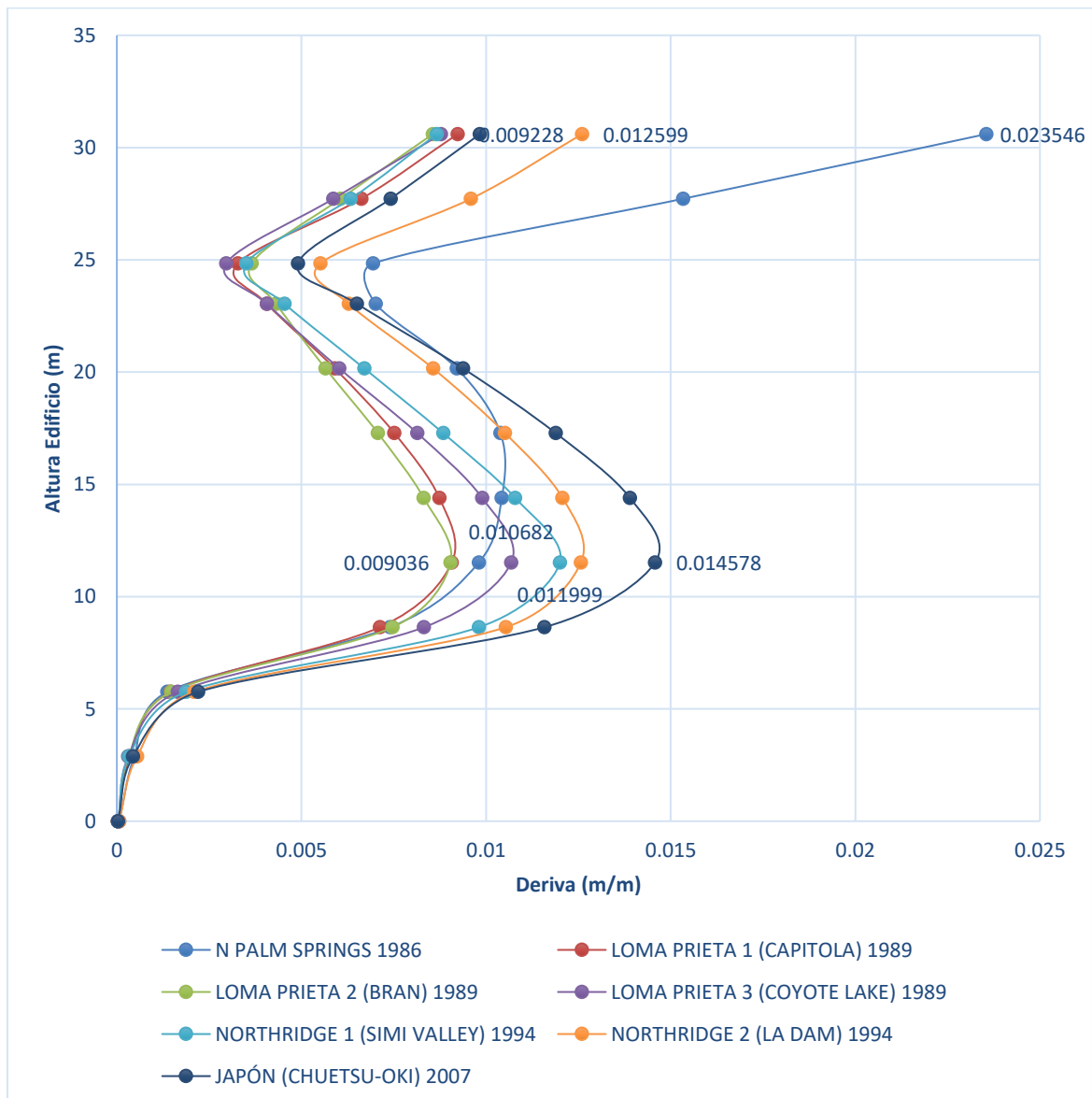
b) Sentido (Y)

Figura 4.20. Desplazamiento máximo de piso

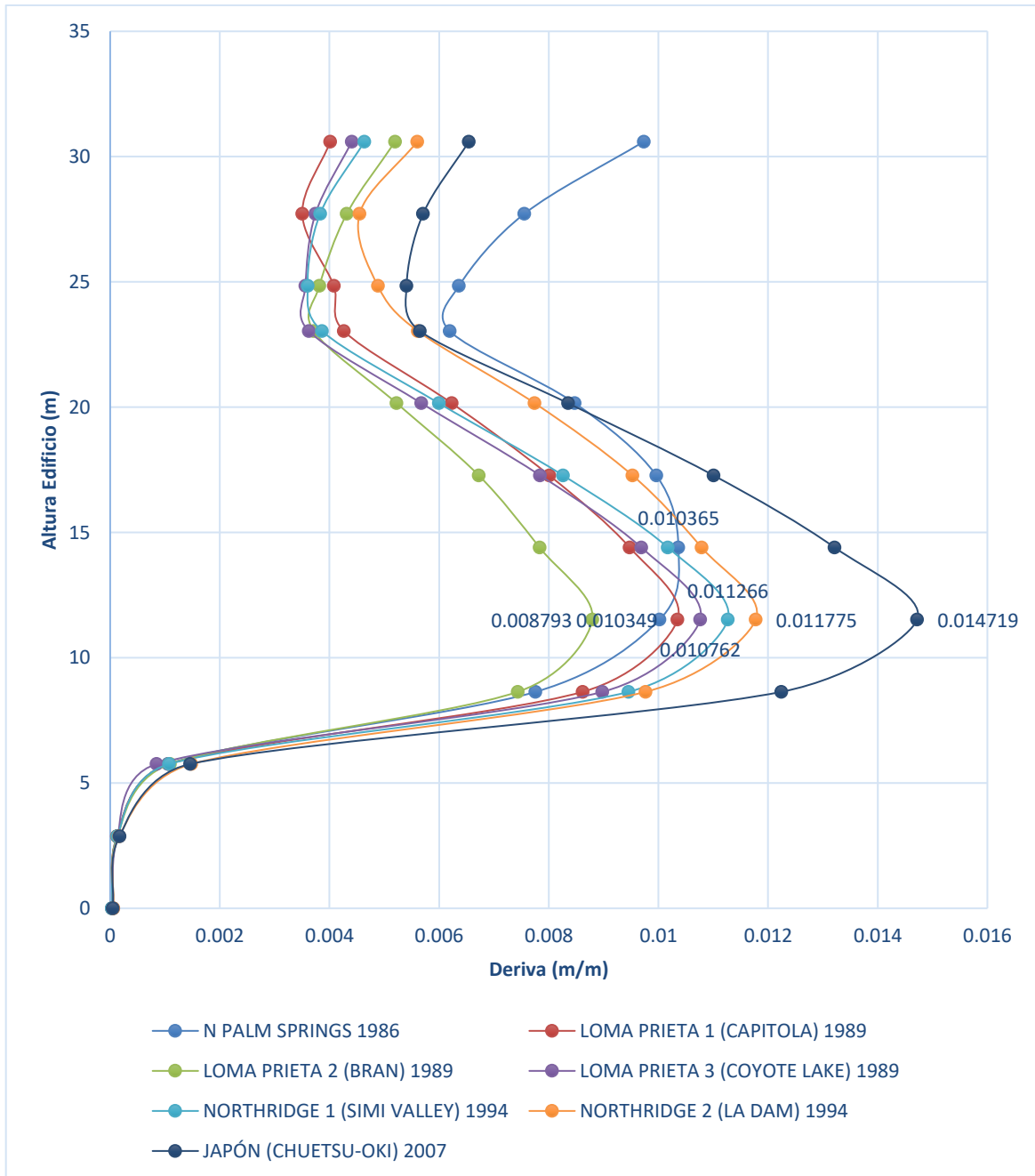
Realizado por: Silvia Sangucho.

Los desplazamientos máximos de piso en el sentido X se generan por el registro sísmico de N Palm Springs que ocurrió en el año 1986. El valor del desplazamiento alcanzado es de 0.239517 m. Por otra parte, el desplazamiento máximo en el sentido Y es producido por el registro sísmico de Chuetsu-Okí Japón que sucedió en el año 2007. El desplazamiento alcanzado fue de 0.227302 m en el nivel N+30.6 m.

4.3.2. DERIVA LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Sentido (X)



b) Sentido (Y)

Figura 4.21. Derivas máximas de piso

Realizado por: Silvia Sangucho.

De acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015) se determinó la deriva máxima inelástica de piso acorde a la ecuación (29) y se obtuvo lo siguiente:

La deriva máxima en el sentido (x) es del registro sísmico de N Palm Springs y se producen en el nivel N+30.60 m.

$$\Delta_{Mx} = 0.105957 \text{ m} < 0.02 \text{ Si cumple}$$

La deriva máxima en el sentido (y) es del registro sísmico de Chuetsu-Oki Japón y se producen en el nivel N+11.52 m.

$$\Delta_{My} = 0.066236 \text{ m} < 0.02 \text{ Si cumple}$$

No obstante, los valores máximos obtenidos son menores al 0.02 exigido por la Norma Ecuatoriana de Construcción.

4.3.3. NIVELES DE DAÑO

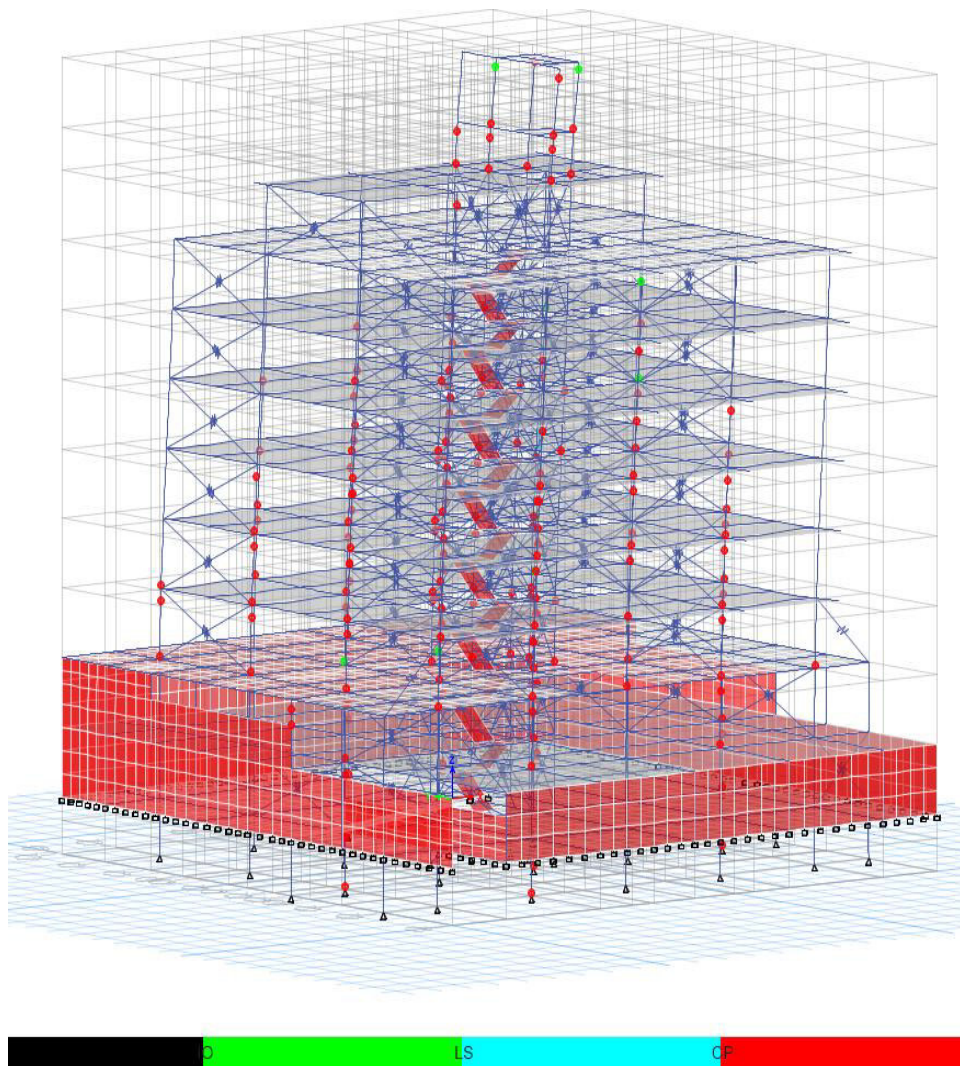


Figura 4.22. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico
N Palm Springs paso (37/675)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.42 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de N Palm Springs.

En el paso 37 se observa que una columna interna ya presenta un nivel de daño de prevención al colapso en el piso 2. En el último paso (675), se presentan rótulas de ocupación inmediata en columnas internas y prevención al colapso en columnas internas y externas en el piso 2 y 3. En el piso 4 las rótulas plásticas por seguridad de vida aparecen en columnas internas, mientras que las rótulas de prevención al colapso aparecen en columnas externas e internas. En el piso 5, aparecen rótulas plásticas por ocupación inmediata, seguridad de vida en columnas internas y rótulas de prevención al colapso tanto en columnas internas como externas. En el piso 6 se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 7 existen rótulas de ocupación inmediata y prevención al colapso en las columnas internas y externas. En el piso 8 y 9 aparecen rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 10 aparecen rótulas de ocupación inmediata y prevención al colapso en columnas internas y externas.

Tabla 4.42

Desarrollo de rótulas plásticas por piso N Palm Springs 1986

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
37	2	Prevención al colapso	Columna Interna
675	2	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Ocupación inmediata	Columnas Internas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	5	Ocupación inmediata	Columnas Internas
		Seguridad de vida	Columnas Internas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	6	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	7	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	8	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	9	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
10	Ocupación inmediata	Columna Externa	
	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.43 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 37 de la Tabla 4.42.

Tabla 4.43

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.002636	0.002316	0.000882

Realizado por: Silvia Sangucho.

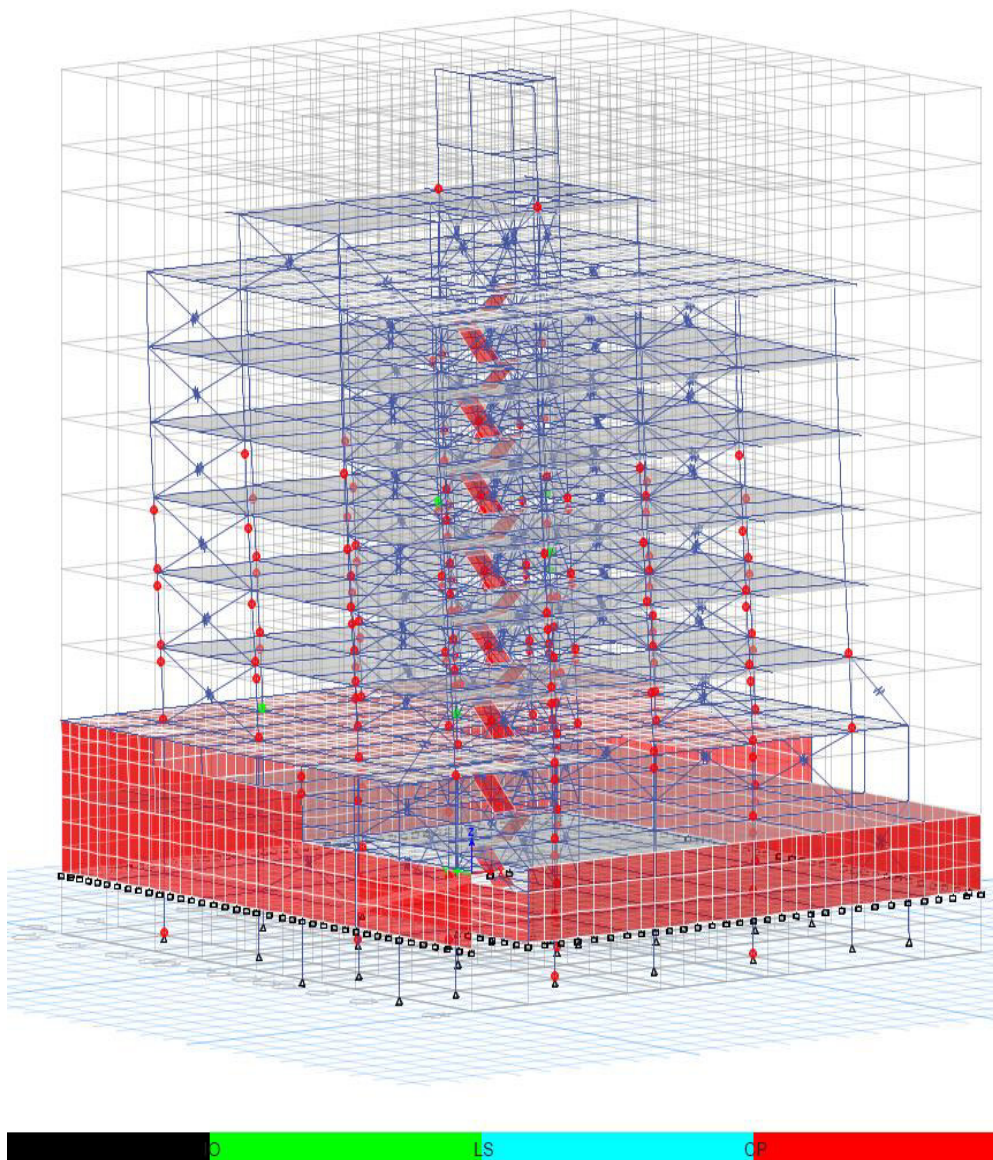


Figura 4.23. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico

Loma Prieta Capitola paso (182/2438)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.44 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de Loma Prieta Capitola.

En el paso 182 aparece la primera rótula de prevención al colapso en una columna interna en el piso 9. En el último paso (2438), se presentan rótulas de ocupación inmediata en columnas internas y prevención al colapso en columnas internas y externas desde los cimientos de la edificación hasta el piso 1. En el piso 2, 3 y 4 las rótulas plásticas por ocupación inmediata y prevención al colapso aparecen en columnas externas e internas. En el piso 5 y 6 aparecen rótulas plásticas por prevención al colapso en columnas internas como externas. Las rótulas plásticas se han formado únicamente hasta el piso 6 y apenas 2 rótulas en el piso 9.

Tabla 4.44

Desarrollo de rótulas plásticas por piso Loma Prieta Capitola 1989

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
182	9	Prevención al colapso	Columna Externa
2438	1	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	2	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Ocupación inmediata	Columnas Externas
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
5	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa	
6	Prevención al colapso	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.45 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 37 de la Tabla 4.44.

Tabla 4.45

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.025581	-0.0012	0.000078

Realizado por: Silvia Sangucho.

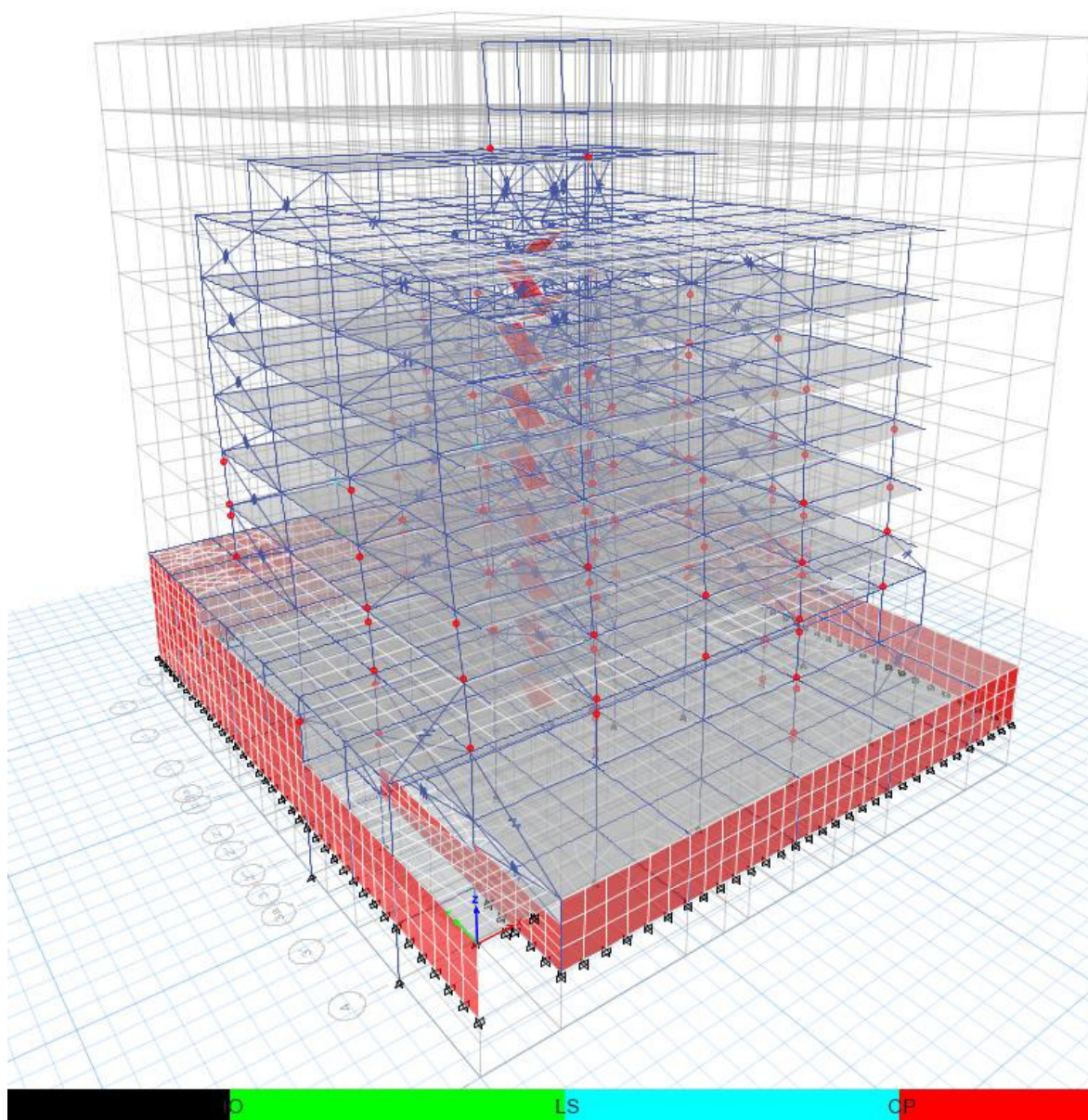


Figura 4.24. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico

Loma Prieta Bran paso (210/1793)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.46 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de Loma Prieta Bran.

En el paso 210 aparece la primera rótula de prevención al colapso en una columna externa en el piso 2. En el último paso (1793), se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas en el piso 1 y 2. Además en el piso 2

también aparecen rótulas plásticas de ocupación inmediata en columnas internas y externas. En el piso 3 y 5 existen rótulas de seguridad de vida y prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 4 y 6 aparecen rótulas plásticas por prevención al colapso en columnas internas y externas. Las rótulas plásticas se han formado únicamente hasta el piso 6 y apenas 2 rótulas en el piso 9.

Tabla 4.46

Desarrollo de rótulas plásticas por piso Loma Prieta Bran 1989

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
210	2	Prevención al colapso	Columna externa
1793	1	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	2	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Seguridad de vida	Columna Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	5	Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
6	Prevención al colapso	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.47 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 210 de la Tabla 4.46.

Tabla 4.47

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.002148	-0.001214	0.001987

Realizado por: Silvia Sangucho.

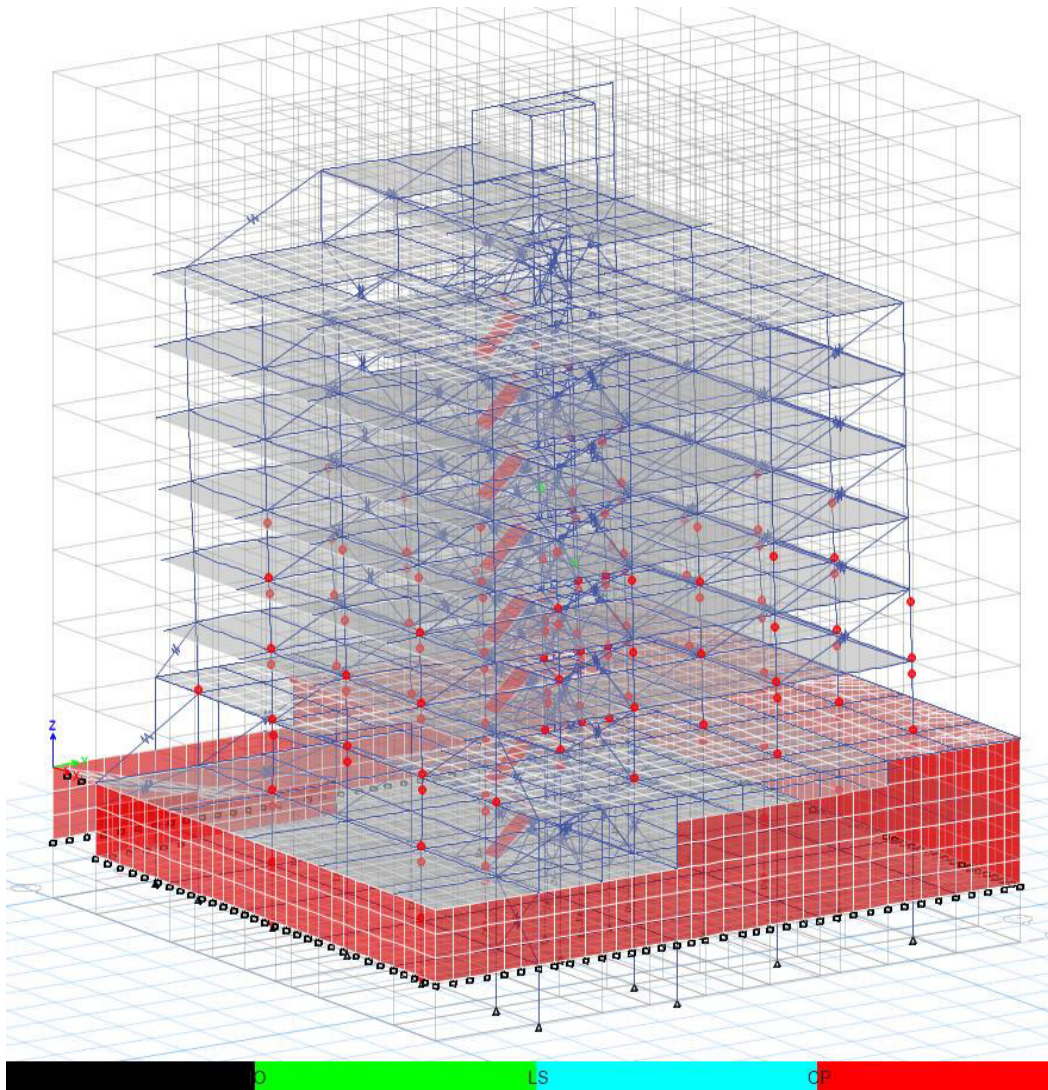


Figura 4.25. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico
Loma Prieta Coyote Lake paso (251/2447)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.48 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de Loma Prieta Coyote Lake.

En el paso 251 aparece la primera rótula de prevención al colapso en una columna externa en el piso 2. En el último paso (2447), se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas en el piso 1 y 2. En el piso 3 existen rótulas de seguridad de vida y prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 4 aparecen rótulas plásticas de ocupación inmediata y

prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 5 y 6 aparecen rótulas plásticas de prevención al colapso en columnas internas y externas.

Tabla 4.48

Desarrollo de rótulas plásticas por piso Loma Prieta Coyote Lake 1989

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
251	2	Prevención al colapso	Columna externa
2447	1	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	2	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	5	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
6	Prevención al colapso	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.49 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 251 de la Tabla 4.48.

Tabla 4.49

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.000368	-0.001226	0.002889

Realizado por: Silvia Sangucho.

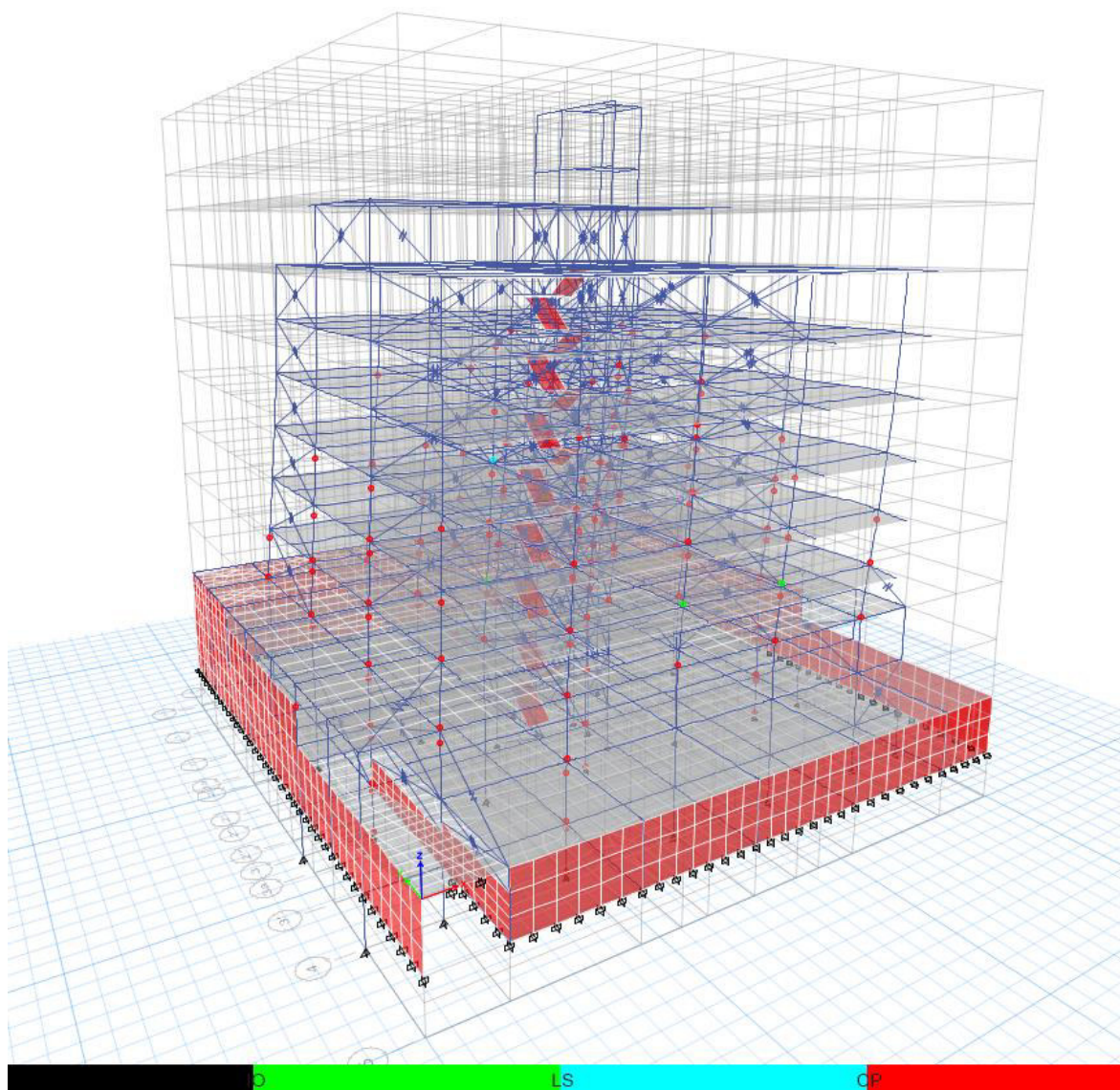


Figura 4.26. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico

Northridge Simi Valley paso (97/587)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.50 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de Northridge Simi Valley 1994.

En el paso 97 aparece la primera rótula de prevención al colapso en una columna interna en el piso 2. En el último paso (587), se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas en el piso 1 y 2. En el piso 3 existen rótulas de ocupación inmediata y prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 4, 6 y 9 aparecen rótulas plásticas de prevención al colapso en columnas

internas y externas. En el piso 5 aparecen rótulas plásticas de seguridad de vida y prevención al colapso en columnas internas y externas.

Tabla 4.50

Desarrollo de rótulas plásticas por piso Northridge Simi Valley 1994

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
97	2	Prevención al colapso	Columna Interna
587	1	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	2	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	5	Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	6	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
9	Prevención al colapso	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.51 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 97 de la Tabla 4.50.

Tabla 4.51

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.001	-0.000823	0.002514

Realizado por: Silvia Sangucho.

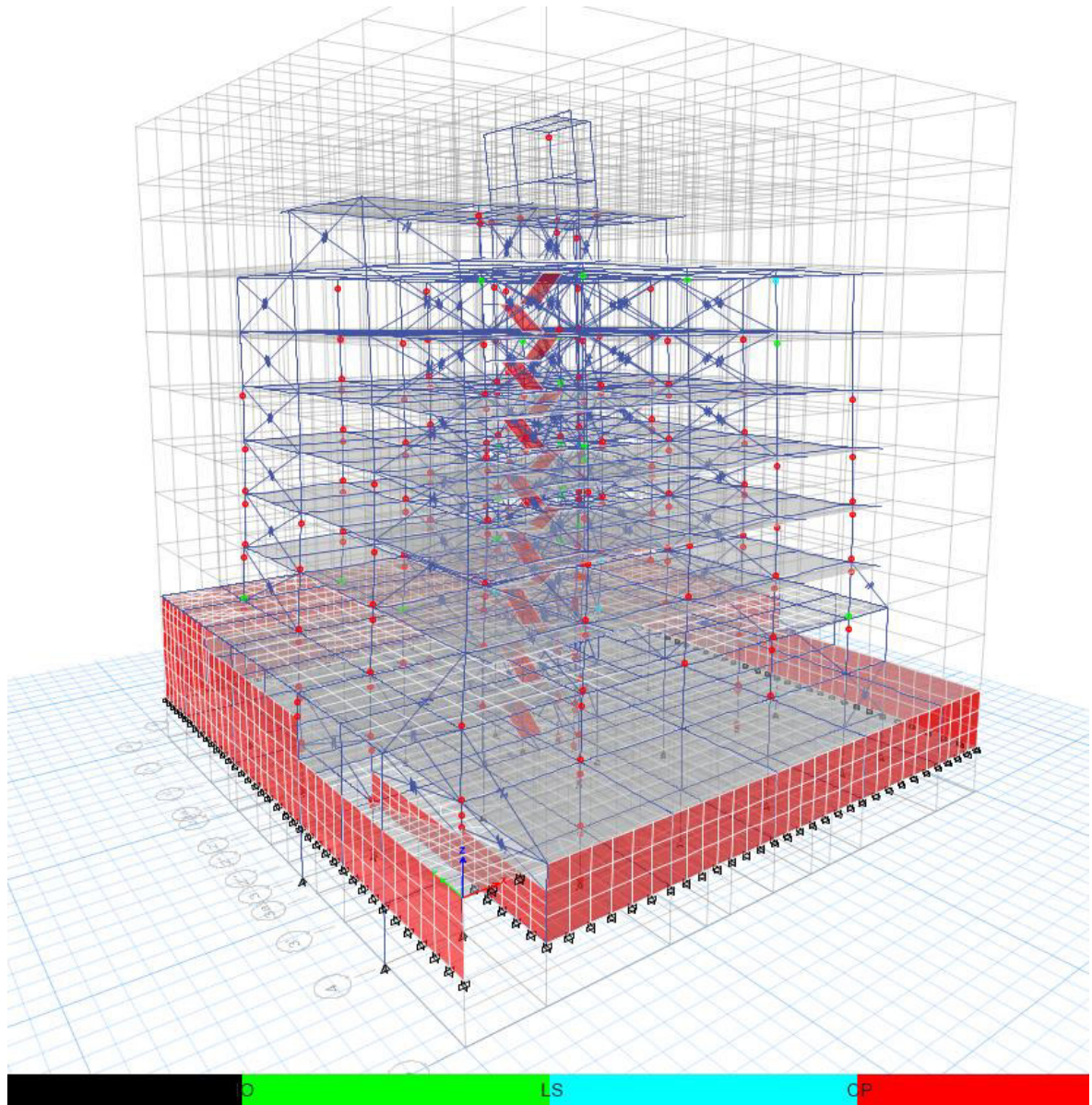


Figura 4.27. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico

Northridge La Dam paso (30/1299)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.52 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de Northridge La Dam 1994.

En el paso 30 aparece la primera rótula de prevención al colapso en una columna interna en el piso 2. En el último paso (1299), se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas en el piso 1. En el piso 2, 3 y 4 existen rótulas de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso en

columnas internas y externas. En el piso 5, 6 y 7 aparecen rótulas plásticas de ocupación inmediata y prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 8, 9 y 10 aparecen rótulas plásticas de prevención al colapso en columnas internas.

Tabla 4.52

Desarrollo de rótulas plásticas por piso Northridge La Dam 1994

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
30	2	Prevención al colapso	Columna Interna
1299	1	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	2	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Seguridad de vida	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	5	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	6	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	7	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna
	8	Prevención al colapso	Columna Interna
	9	Prevención al colapso	Columna Interna
10	Prevención al colapso	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.53 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 30 de la Tabla 4.52.

Tabla 4.53

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.002057	0.000674	0.001012

Realizado por: Silvia Sangucho.

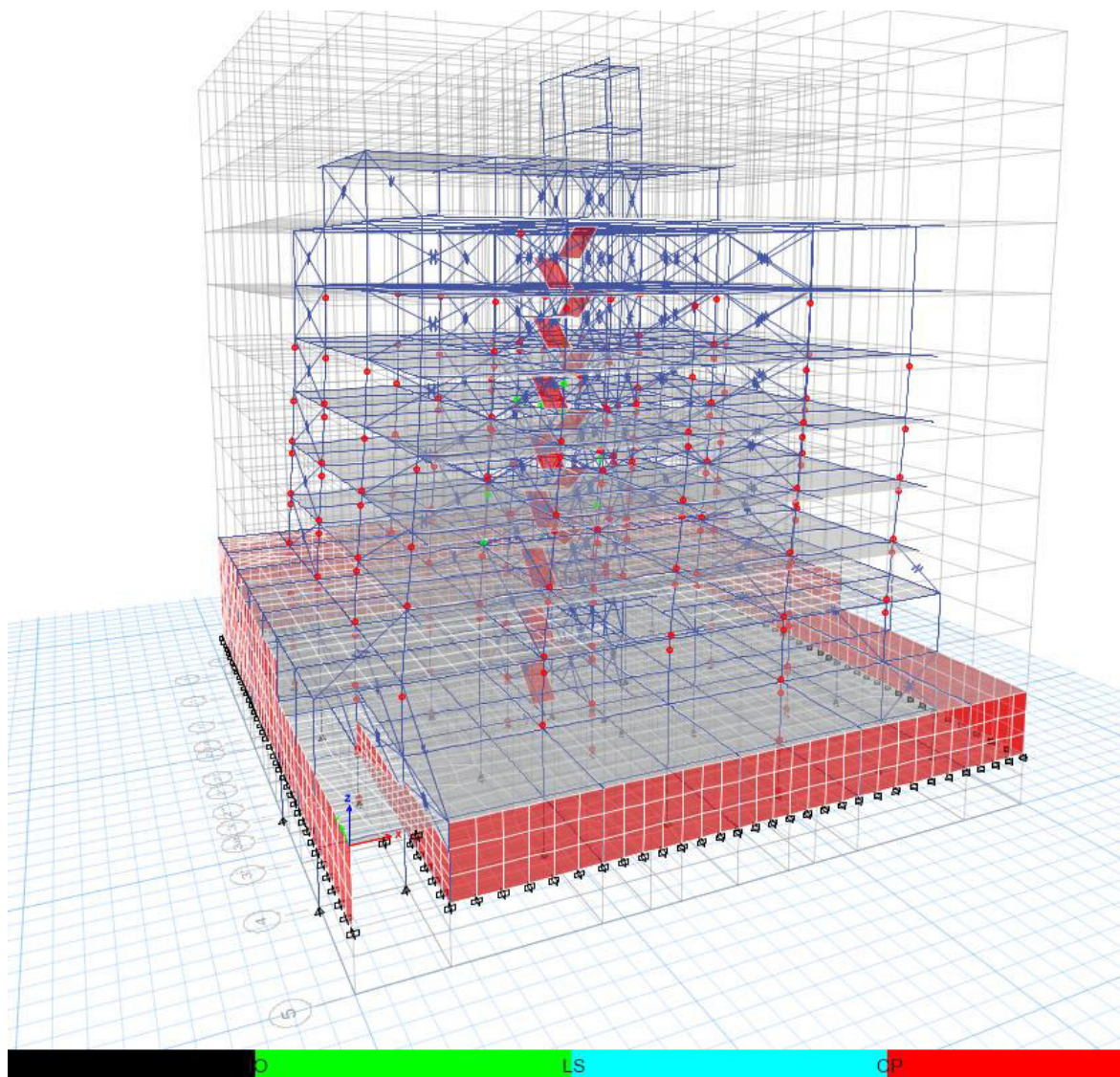


Figura 4.28. Desarrollo de rótulas plásticas registro sísmico

Chuetsu-Oki Japón paso (126/1276)

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.54 se detalla el proceso de formación de rótulas plásticas encontradas al aplicar el análisis historia en el tiempo con el registro sísmico de Chuetsu-Oki Japón.

En el paso 126 aparece la primera rótula de prevención al colapso en una columna externa en el piso 2. En el último paso (1276), se presentan rótulas de prevención al colapso en columnas internas y externas en el piso 1. En el piso 2 existen rótulas de seguridad de vida y prevención al colapso en columnas internas y externas. En el piso 3, 4, 5 y 6 aparecen rótulas plásticas de ocupación inmediata y prevención

al colapso en columnas internas y externas. En el piso 7 aparecen rótulas plásticas de prevención al colapso en columnas internas.

Tabla 4.54

Desarrollo de rótulas plásticas por piso Chuetsu-Oki Japón 2007

Detalle de la formación de rótulas plásticas			
Paso	Piso	Tipo de rótula	Elemento
126	2	Prevención al colapso	Columna Externa
1276	1	Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	2	Seguridad de vida	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	3	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	4	Ocupación inmediata	Columna Interna
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	5	Ocupación inmediata	Columna Interna-Externa
		Prevención al colapso	Columna Interna-Externa
	6	Ocupación inmediata	Columna Interna
Prevención al colapso		Columna Interna-Externa	
7	Prevención al colapso	Columna Interna	

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.55 se indica cuanto se ha desplazado la primera rótula en prevención al colapso que apareció en el paso 126 de la Tabla 4.54.

Tabla 4.55

Traslación de la rótula plástica de prevención al colapso

Desplazamiento (m)		
x	y	z
0.000211	-0.000873	0.003246

Realizado por: Silvia Sangucho.

4.4. PERÍODO DE VIBRACIÓN

Al comparar las propiedades dinámicas de la edificación uno de los objetivos principales del presente estudio es identificar la variación del período de vibración obtenido en el trabajo de titulación del Ing. Raúl Paredes con el modelo dos. Como se definió anteriormente en el capítulo 3.5.2. el modelo dos representa a la edificación con los puntales embebidos en los pórticos del mismo.

Para la estimación del período natural de vibración de una edificación la masa y la rigidez de los elementos que componen la estructura constituyen parámetros muy importantes. Principalmente en relación al parámetro de la rigidez dado que, se ha demostrado que no solo los elementos estructurales influyen en la disminución del valor del período de vibración sino también los elementos no estructurales como la mampostería.

El parámetro correspondiente a las masas depende de las cargas vivas y cargas muertas asignadas a la edificación. Las cargas muertas dependen del peso propio de los elementos de la edificación más las cargas adicionales definidas en el capítulo 3.4.1. Las cargas vivas definidas en la sección 3.4.2. no son de gran importancia. Sin embargo, es conocido que el valor del período también depende de la asignación de la carga viva, pero esta es variable a lo largo del tiempo.

De acuerdo con (Paredes, 2015) los valores del período de vibración obtenidos en su análisis estático lineal sin incluir los elementos no estructurales es el siguiente:

$$T=0.944 \text{ s (Este-Oeste); } T=0.886 \text{ s (Norte-Sur)}$$

Ahora bien, para el modelo uno realizado en el actual estudio los resultados obtenidos para el período de vibración sin incluir los elementos no estructurales es el siguiente:

$$T=0.928 \text{ s (Este-Oeste); } T=0.886 \text{ s (Norte-Sur)}$$

Según (Paredes, 2015) los valores del período de vibración obtenidos en su análisis estático lineal considerando la mampostería a través del método de puntal equivalente descrito en el capítulo 3.3.5. es el siguiente:

$$T=0.39 \text{ s (Norte-Sur); } T=0.353 \text{ s (Este-Oeste)}$$

Por el contrario, los valores del período de vibración obtenidos en el modelo dos del presente estudio empleando los métodos de análisis no lineal son los siguientes:

$$T=0.645 \text{ s (Norte-Sur); } T=0.584 \text{ s (Este-Oeste)}$$

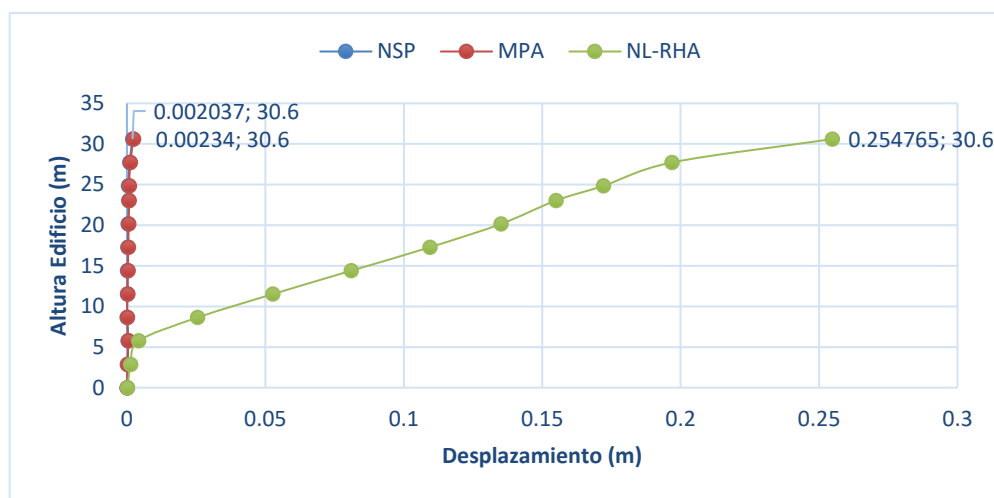
Si bien el período de vibración disminuyó en el modelo dos, no alcanza el valor propuesto por (Paredes, 2015) de $T=0.39$ s. Esto se debe a que en el modelo del Ing. Raúl Paredes está incluida toda la mampostería, e incluso se crearon

elementos verticales de mampostería. En el modelo dos tomado como modelo patrón para efectuar cada uno de los análisis no lineales únicamente se ha tomado la mampostería embebida en los pórticos por cuestiones de aportación de rigidez.

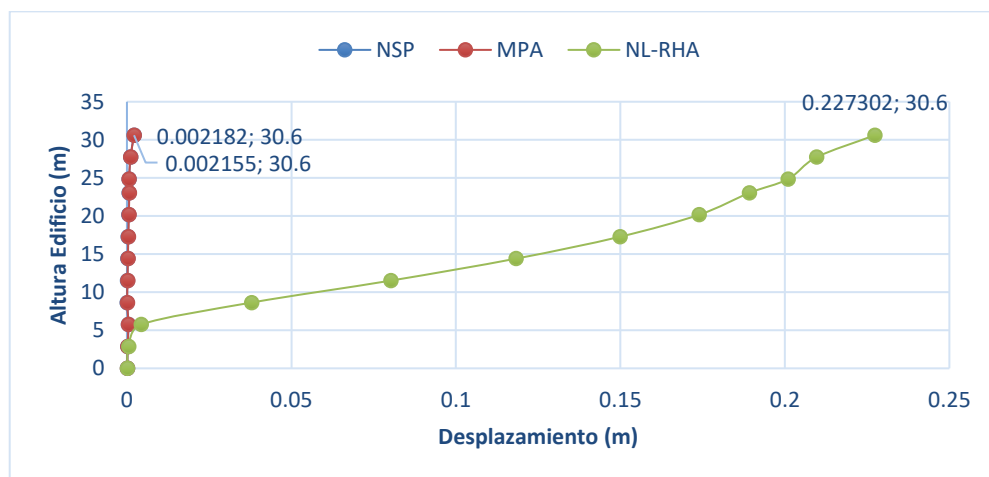
4.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Seguidamente, se presentan un resumen de comparaciones entre los tres análisis efectuados a la edificación.

4.5.1. DESPLAZAMIENTOS LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Sentido X



b) Sentido Y

Figura 4.29. Comparación entre los desplazamientos límite de cada planta

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.56 se observa que los mayores desplazamientos de la edificación se producen en el análisis de historia en el tiempo (NL-RHA) en ambos sentidos. Los análisis pushover (NSP) y multimodal (MPA) tienen desplazamientos muy cercanos y relativamente pequeños. Esto se debe a que a pesar de que en el análisis multimodal (MPA) no cumpla con la condición de que sus dos primeros modos sean traslacionales, la colocación de puntales está rigidizando a la estructura y por lo tanto los desplazamientos no son muy grandes para los dos primeros análisis (NSP, MPA). No obstante, el análisis de historia en el tiempo (NL-RHA) da indicios un poco más reales de cómo se está comportando la estructura frente a un sismo con característica parecidas.

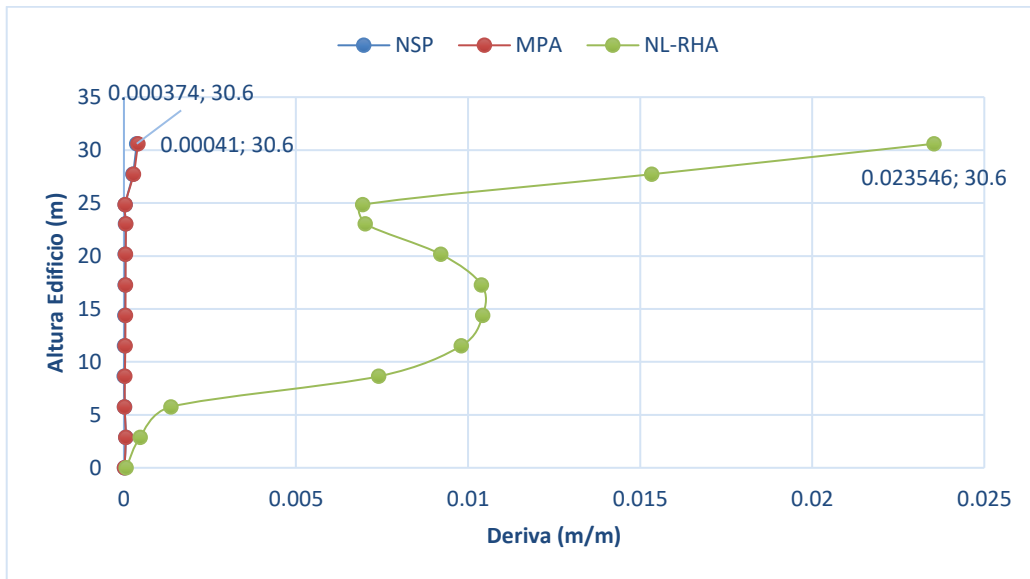
Tabla 4.56

Desplazamientos límite en cada planta

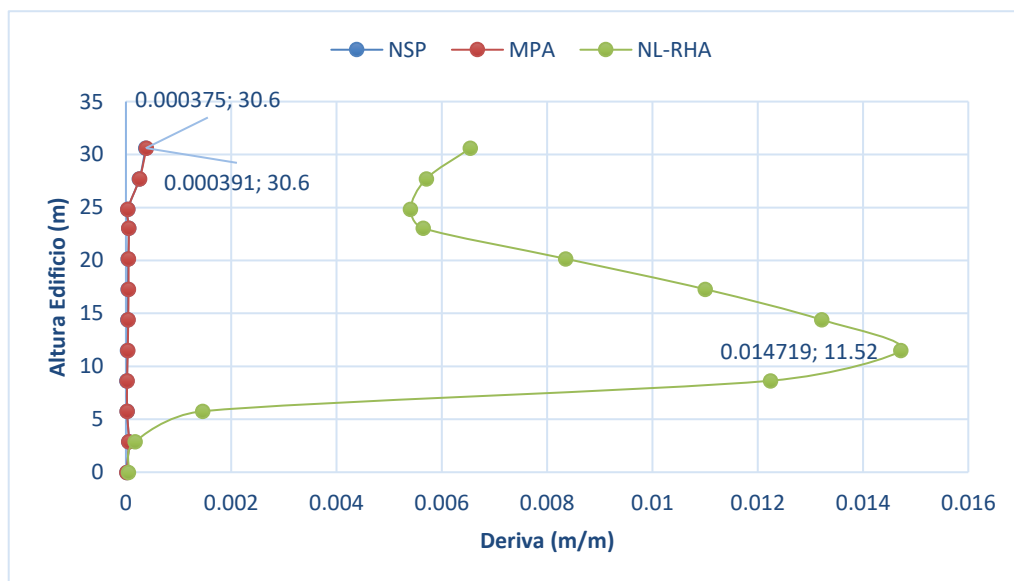
Sentido	Tipo de Análisis	Desplazamiento (m)	Altura Edificio (m)
X	NSP	0.002037	30.6
	MPA	0.00234	
	NL-RHA	0.254765	
Y	NSP	0.002155	30.6
	MPA	0.002182	
	NL-RHA	0.227302	

Realizado por: Silvia Sangucho.

4.5.2. DERIVAS LÍMITE EN CADA PLANTA



a) Sentido X



b) Sentido X

Figura 4.30. Comparación entre las derivas máximas de cada planta

Realizado por: Silvia Sangucho.

En la Tabla 4.57 se observa que las derivas inelásticas en el análisis estático no lineal (NSP) y en el análisis multimodal (MPA) son menores al 2% que exige la norma ecuatoriana de construcción. Sin embargo, al utilizar el análisis de historia en el tiempo (NL-RHA) las derivas exceden el máximo permitido. Esto se debe a

que a pesar de que en el análisis multimodal (MPA) no cumpla con la condición de que sus dos primeros modos sean traslacionales, la colocación de puntales está rigidizando a la estructura y por lo tanto las derivas cumplen con ser menores al 2%.

Tabla 4.57

Desplazamientos límite en cada planta

Sentido	Tipo de Análisis	Desplazamiento obtenido (m/m)	Altura Edificio (m)	Deriva máxima inelástica (%)
X	NSP	0.000374	30.6	0.17%
	MPA	0.00041		0.18%
	NL-RHA	0.023546		10.60%
Y	NSP	0.000375	30.6	0.17%
	MPA	0.000391		0.18%
	NL-RHA	0.014719	11.52	6.62%

Realizado por: Silvia Sangucho.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

En el actual estudio se ha comparado las filosofías de diseño y el desempeño del edificio Alicante frente a eventos sísmicos. A través del análisis estático lineal, análisis estático no lineal pushover (NSP), análisis pushover multimodal (MPA) y análisis de historia en el tiempo (NL-RHA). Los diferentes análisis mencionados dieron lugar a las siguientes conclusiones:

- De acuerdo con (Paredes, 2015) el período de vibración sin incluir mampostería fue de 0.944 (s) en dirección Este-Oeste y 0.886 (s) en dirección Norte-Sur. Sin embargo, el período de vibración obtenido en el modelo uno del actual estudio, en el cual no se contempló los elementos no estructurales fue de 0.928 (s) en dirección Este-Oeste y de 0.886 (s) en dirección Norte-Sur. Puesto que los períodos son muy cercanos entre sí, se aceptó al modelo uno como patrón para realizar los análisis efectuados en el presente documento.
- El período fundamental de vibración de la edificación, al emplear métodos de análisis no lineal dio como resultado un período de vibración en sentido Norte-Sur de 0.645 (s) y en dirección Este-Oeste de 0.584 (s). No obstante, en el análisis estático lineal realizado por (Paredes, 2015) en su trabajo de titulación “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental” presentó valores de 0.39 (s) en dirección Norte-Sur, mientras que para la dirección Este-Oeste fue de 0.353 (s). Se observó claramente que los valores del período fundamental de vibración no llegaron a ser los mismos períodos de vibración obtenidos en el análisis estático lineal. Esta variación significativa en el período de vibración se debe a que no se ha tomado en cuenta toda la mampostería del edificio sino únicamente la mampostería embebida en los pórticos.
- En el análisis estático no lineal (NSP), el punto de desempeño de la edificación se obtuvo únicamente con la aplicación del pushover en el

sentido (y). El valor de desplazamiento objetivo fue de 0.126804 (m) y un cortante basal de 1159.30 (Ton). Esto indicó cual es la capacidad de la edificación en el sentido (y) ante sismos. Por lo cual se prevé que la edificación tenga el desempeño esperado ante un sismo. No obstante, en la aplicación del pushover en sentido (x) al no existir un punto de desempeño se podría asumir que la capacidad que tiene la edificación no es suficiente ante la demanda sísmica de la misma. Y se podría pronosticar que la estructura no tenga el desempeño esperado ante cualquier sismo.

- El desplazamiento máximo de piso en el análisis estático no lineal (NSP) y en el análisis multimodal (MPA), proporcionan resultados muy cercanos en ambos sentidos (X y Y). Mientras que en el análisis de historia en el tiempo (NL-RHA) los valores de desplazamiento máximo de piso indicaron valores bastante grandes. Como se observó en la Tabla 4.56. Esto implica que a pesar de que la edificación presente un período menor a 1 segundo, la mampostería modelada a través de puntales está sobre rigidizando a la estructura, lo cual genera un desplazamiento menor al del análisis de historia en el tiempo, considerado el método más cercano a la realidad del comportamiento de la estructura.
- Las derivas máximas de piso establecidas en los análisis: estático no lineal (NSP) y multimodal (MPA) presentaron cifras muy cercanas tanto en el sentido (X) como en el sentido (Y) menores al 2% que exige la Norma Ecuatoriana de Construcción vigente en el país. Por otro lado, las derivas máximas de pisos determinadas en el análisis de historia en el tiempo (NL-RHA) superaron el 2% en ambos sentidos (X y Y). La deriva inelástica en el sentido (Y), no alcanzo su máximo valor a la misma altura que en el sentido (X), como se indicó en la Tabla 4.57. Estos resultados indican que la edificación, al no tener la misma ubicación de paredes en todos los pisos genera cambios importantes en su comportamiento frente a un sismo. Pese a que el período de vibración del Edificio Alicante es menor a 1 segundo gracias a la aportación de rigidez a través de los puntales, las derivas son mayores a las permitidas.
- La formación de rótulas plásticas en el análisis estático no lineal (NSP) en el sentido (X y Y) presenta una rótula de prevención al colapso en una columna,

en el paso 2. A pesar del apareamiento de estas rótulas no supera el desplazamiento esperado de 0.126804 (m). En el último paso (14) para el sentido (x), las rótulas plásticas no pasan del tercer piso de la edificación, y aparecen rótulas únicamente en las columnas. Mientras que en el sentido (y) en el paso (92) las rótulas también aparecieron en las vigas del piso 3 y 4. que las rótulas de prevención al colapso tempranamente en columnas son un indicativo que el desempeño de la estructura no es el esperado. Se prevé que en la edificación las rótulas plásticas aparezcan primero en las vigas y no directamente en las columnas con niveles de daño de prevención al colapso, sino que vayan aumentando paulatinamente desde el nivel de ocupación inmediata, seguridad de vida a prevención al colapso.

- En el análisis multimodal (MPA), se debía mantener los dos primeros modos de vibración predominantemente traslacionales. Se aceptó realizar el análisis multimodal dado que, en la tesis del Ing. Raúl Paredes, al colocar todos los puntales e incluso colocando elementos verticales los dos primeros modos de vibración se mantenían traslacionales. Sin embargo, al colocar únicamente la mampostería embebida en la edificación, se generó torsión en el segundo modo de vibración por lo cual no cumplió con la condición de mantener los dos primeros modos de vibración traslacionales como se mostró en la Tabla 4.12. No obstante, se decidió realizar el análisis MPA y ver qué resultados se obtenían.
- El desarrollo de rótulas plásticas en el análisis multimodal (MPA) para la combinación modal (1x, 4x, 5x, 3y, 7y, 8y y 9y) generó rótulas plásticas de prevención al colapso en los pasos iniciales del análisis. Estas rótulas de prevención al colapso se desarrollaron sin superar el desplazamiento esperado encontrado en el punto de desempeño (0.126804 m). Por otra parte, en el último paso de cada uno de los modos de vibración se observó que la mayor parte de rótulas se presentaron en los últimos pisos (9 y 10). Esto muestra que para modos de orden superior el método podría no haber generado resultados acertados ya que la edificación con la mampostería no cumplió la condición necesaria para realizar el análisis (MPA).

En la actualidad, el análisis de historia en el tiempo se destaca por ser el análisis más completo para evaluar el desempeño estructural de las edificaciones ya que, la información proporcionada se acerca más a la realidad de la respuesta de una estructura en función del tiempo. Por tal motivo, por medio de este análisis se determinó desplazamientos máximos, derivas máximas y niveles de daño a través de siete registros sísmicos ajustados al espectro de respuesta NEC15 de acuerdo a la Tabla 3.14 descrita anteriormente.

- El registro sísmico de N Palm Springs en el paso 37 presenta rótulas plásticas de prevención al colapso en columnas internas en el piso 2. No obstante, en el último paso se formaron rótulas plásticas desde el piso 2 al 10 únicamente en columnas internas y externas. Los niveles de daño que se observaron fueron de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso como se detalló en la Tabla 4.42.
- En el sismo de Loma Prieta Estación Capitola en el paso 182 presentó rótulas en columnas externas de prevención al colapso solo en el piso 9. Sin embargo, en el último paso (2438) las rótulas se produjeron desde el piso 1 al 6. Los niveles de daño en su mayoría fueron por prevención al colapso y muy pocas rótulas por ocupación inmediata únicamente en las columnas como se describió en la Tabla 4.44.
- En el sismo de Loma Prieta Estación Bran en el paso 210 apareció una rótula de prevención al colapso en el piso 2, en una columna externa. En el último paso (1793) al igual que en el sismo de Loma Prieta Estación Capitola las rótulas se produjeron desde el piso 1 al 6. Los niveles de daño en su mayoría fueron por prevención al colapso y muy pocas rótulas por ocupación inmediata y seguridad de vida únicamente en las columnas como se describió en la Tabla 4.46.
- En el sismo de Loma Prieta Estación Coyote Lake en el paso 251 en el segundo piso se presentó una rótula de prevención al colapso en una columna externa. Mientras que en el último paso (2447) también se presentaron rótulas plásticas únicamente en columnas tanto internas como externas desde el piso 1 al 6, cuyos niveles de daño en su mayoría fueron

- por prevención al colapso y muy pocas rótulas por ocupación inmediata y seguridad de vida como se observó en la Tabla 4.48.
- En el sismo de Northridge estación Simi Valley en el paso 97 aparece la primera rótula de prevención al colapso en la columna interna del piso 2. Por otra parte, en el último paso (587) las rótulas plásticas aparecen desde el piso 1 al 6 y también en el piso 9. Los niveles de daño en su mayoría fueron por prevención al colapso y muy pocas rótulas por ocupación inmediata y seguridad de vida como se observó en la Tabla 4.50.
 - En el sismo de Northridge estación La Dam en el paso 30 aparece una rótula de prevención al colapso en la columna interna en el piso 2. Además, en el último paso (1299) las rótulas plásticas se presentan desde el piso 1 al 10 únicamente en las columnas internas y externas. La mayor parte de rótulas son de prevención al colapso y desde el piso 2 al 7, rótulas de ocupación inmediata como se indicó en la Tabla 4.52.
 - En el sismo de Chuetsu-Oki Japón la primera rótula por prevención al colapso apareció en el paso 126 en una columna externa del piso 2. En el paso 1276 las rótulas plásticas se generaron desde el piso 1 al 7. Estas rótulas son en su mayoría de prevención al colapso. Desde el piso 3 al 6 se observó rótulas de ocupación inmediata, únicamente en columnas como se describió anteriormente en la Tabla 4.54.
 - Se evidenció que la mayor parte de rótulas plásticas son por prevención al colapso lo que indica que la edificación no tendrá un correcto desempeño e indica una gran vulnerabilidad frente a un sismo de las magnitudes descritas en la Tabla 3.26. A pesar de que, el desplazamiento de las rótulas plásticas formadas en el nivel de prevención al colapso no superó el desplazamiento objetivo (0.126804 m).
 - Finalmente se concluye que el análisis estático lineal con el que la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC15) diseña las estructuras no es suficiente ya que al emplear análisis no lineales es posible identificar qué tipo de elementos deberían modificarse antes de ser construidos o reforzados.
 - Los análisis no lineales varían entre sí en su aplicación y claridad en los resultados, esto se debe a que al incluir mampostería no estructural se sobre

rigidizó a la edificación en estudio. No obstante, es preciso aclarar que si bien se sobre rigidizó la estructura también presentó torsión. Esta torsión da un indicativo de que, aunque se modele sin mampostería la estructura y cumpla con la normativa de construcción, la edificación cambiará en su desempeño de forma abrupta al construir las paredes y no tener en cuenta a las mismas durante el diseño.

5.2. RECOMENDACIONES

- Debido a que no se pudo contar directamente con la información de Fuerza-Desplazamiento de la mampostería utilizada en la edificación para definir los puntales tipo link. Se recomienda realizar un análisis de la edificación con puntales que utilicen las propiedades reales de la mampostería utilizada en el proyecto.
- Es aconsejable realizar el análisis MPA en una estructura regular para determinar los modos de vibración traslacionales y así verificar que la estructura cumpla con la condición de tener los dos primeros modos de vibración traslacionales.
- Se sugiere realizar un reforzamiento de la edificación en estudio. No obstante, es preciso utilizar en modelos posteriores de análisis no lineal previo al reforzamiento, las cargas vivas que indica la Norma Ecuatoriana de Construcción vigente. Puesto que en el presente estudio hay pisos a los cuales no se asignó carga viva como se indicó en la Tabla 3.13. Este reforzamiento se sugiere a fin de precautelar las vidas humanas y no enfrentar pérdidas económicas.

BIBLIOGRAFÍA

- Abdelkareem, K. H., Abdel Sayed, F. K., Ahmed, M. H., & AL-Mekhlafy, N. (2013). *EQUIVALENT STRUT WIDTH FOR MODELING R.C. INFILLED FRAMES*. *JES. Journal of Engineering Sciences*, 41(3), 851–866.
<https://doi.org/10.21608/jesaun.2013.114763>
- ACI 318S. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (American Concrete Institute, Ed.)*. Retrieved from
<https://es.scribd.com/document/340709265/ACI-318-14-Espanol>
- Adukadukam, A., & Sengupta, A. K. (2013). *Equivalent Strut Method for the Modelling of Masonry Infill Walls in the Nonlinear Static Analysis of Buildings*. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 94(2), 99–108.
<https://doi.org/10.1007/s40030-013-0042-y>
- Aguiar, R. (2003). *Diseño por desempeño estructural*. Quito. Retrieved from
https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_Desempeno
- Aguilar Rosero, P. S., & Arias Cabrera, S. G. (2019). *Propuesta de reforzamiento de un edificio afectado en el sismo del 16 de abril de 2016 ubicado en la ciudad de Portoviejo utilizando disipadores de energía de fluido viscoso*. (Quito, 2019.). Quito, 2019., Quito. Retrieved from
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20431>
- AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings (American Institute of Steel Construction, Ed.)*. Chicago. Retrieved from
<https://drive.google.com/file/d/1qvSleROZzz74NaMCNW9rYKr51s4N57WV/view>
- Al-Chaar, G. K., & Mehrabi, A. (2008). *Constitutive Models for Nonlinear Finite Element Analysis of Masonry Prisms and Infill Walls*.
- Al-Fakih, A., Mohammed, B. S., Nuruddin, F., & Nikbakht, E. (2018). *Development of Interlocking Masonry Bricks and its' Structural Behaviour: A Review Paper*.

- IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 140, 1–9.
<https://doi.org/10.1088/1755-1315/140/1/012127>
- Alvarado, A. (2012). *Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en Equateur*. Retrieved from <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00870332>
- Ángel, H. (2013). *Identificación de las Propiedades Dinámicas de una Estructura Sometida a Vibración Ambiental Empleando Análisis Espectral*. Universidad EAFIT, Medellín.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Ed.)*.
<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Asteris, P. (2008). *Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames*. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 8, 1–11.
- ATC-40. (1996, November). *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Vol. 1)*. Vol. 1. State of California.
- Atkinson, R. H., Noland, J. L., Abrams, D. P., & McNary, S. (1985). *Deformation Failure Theory For Stack-Bond Brick Masonry Prisms In Compression — University of Illinois Urbana-Champaign*. ILLINOIS EXPERTS, 1–18.
- Calcina, R. (2017). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE ONCE PISOS UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO-LINEAL*. UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA, Tacna.
- Caliò, I., Lourenco, P. B., Pantò, B., & Lourenço, P. B. (2017). *Evaluation of the Seismic Vulnerability of Infill Frame Structures*. Italia.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). *Registro y tratamiento de acelerogramas*. *Revistas.Ucm.Es*, 1–31. Retrieved from <https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/download/FITE9999110081A/12076>
- Carrillo, J., & Gonzáles, G. (2006). *INFLUENCE OF NONREINFORCED MASONRY IN THE INELASTIC BEHAVIOR OF CONCRETE FRAMES*. Año, 74, 217–227. Retrieved from <https://www.redalyc.org/pdf/496/49615221.pdf>

- Carvalho, G., Bento, R., & Bhatt, C. (2013). Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings-comparison of different modelling approaches. *Earthquakes and Structures*, 4(5), 451–470.
<https://doi.org/10.12989/eas.2013.4.5.451>
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 224–242.
<https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2014.06.016>
- Chávez Cachago, C. D., & Gómez Soto, J. E. (2020). Diseño del reforzamiento estructural para la ampliación del edificio “Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional del Norte.” Quito, 2020., Quito.
- Chintanapakdee, C., & Chopra, A. K. (2003). Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses. *Journal of Structural Engineering*, 130(8), 1177–1185.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:8\(1177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1177))
- Chopra, A. K. (2012). *DYNAMICS OF STRUCTURES Theory and Applications to Earthquake Engineering (Fourth; J. Conte, M. Horton, & G. Dulles, Eds.)*.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings. Retrieved from
https://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1054&context=cenv_fac
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand .
- Crisafulli, F., Carr, A., & Park, R. (2000, March 31). Analytical modelling of infilled frame structures. *New Zealand Earthquake Engineering Society Newsletter*, Vol. 33, pp. 30–47. Retrieved from
<https://www.bulletin.nzsee.org.nz/index.php/bnzsee/article/view/503/480>

- Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). *Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), 69–77. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>
- De la colina, J., & Valdés, J. (2008). *Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles | De la Colina | Revista Tecnológica - ESPOL*. *Revista Tecnológica-ESPOL*, 21, 1–9.
- di Trapani, F. (2014). *Masonry infilled RC frames: Experimental results and development of predictive techniques for the assessment of seismic response (Universit`a degli Studi di Palermo; Vol. 47)*. *Universit`a degli Studi di Palermo, Palermo*. <https://doi.org/10.1617/S11527-013-0058-9>
- Domínguez Caicedo, M. (2014). *Períodos de vibración de las edificaciones*. *Dialnet.Unirioja.Es*, 1–13. Retrieved from <https://dialnet.unirioja.es/download/articulo/6335113.pdf>
- Fardis, M. N., & Panagiotakos, T. B. (1997). *Diseño sísmico y respuesta de edificios de hormigón armado desnudos y rellenos de mampostería Parte II: Estructuras rellenas*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1, 475–503. Retrieved from <https://www.worldscientific.com/doi/abs/10.1142/S1363246997000180>
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440*. Retrieved from <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- Galarza Altamirano, A. D. (2019). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA)*. Ambato. Retrieved from <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/29942/1/Tesis%20I.%20C.%201334%20-%20Galarza%20Altamirano%20Daniela%20Alexandra.pdf>
- González, C. (2018). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE ESTRUCTURA APORTICADA DE HORMIGÓN ARMADO CON DIFERENTES GRADOS DE DUCTILIDAD. APLICANDO LA NORMA*

SISMORRESISTENTE COLOMBIANA 2010 (NSR-10). UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA.

- Grijalva Caisachana, L. P., & Narváez Mayanquer, H. J. (2019). *Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito (Quito, 2019.)*. Quito, 2019., Quito. Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19992>
- Guevara, N., Osorio, S., & Vargas, E. (2006). "EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER). UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, Universitaria.
- Hendry, E. A. W. (2001). *Masonry walls: Materials and construction*. *Construction and Building Materials*, 15(8), 323–330. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(01\)00019-8](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(01)00019-8)
- Herpayal. (2014). Herpayal. (2014). Alicante. Retrieved November 26, 2021, from [https://www.bing.com/search?q=Herpayal.+\(2014\).+Alicante.+http%3A%2F%2Fwww.herpayal.com%2Findex.php%2Fprve%2Fali2&cvid=2d4a7a1ec25d4ec7b02718f9606ab16c&aqs=edge.0.69i59.1005j0j9&FORM=ANAB01&PC=U531](https://www.bing.com/search?q=Herpayal.+(2014).+Alicante.+http%3A%2F%2Fwww.herpayal.com%2Findex.php%2Fprve%2Fali2&cvid=2d4a7a1ec25d4ec7b02718f9606ab16c&aqs=edge.0.69i59.1005j0j9&FORM=ANAB01&PC=U531)
- Herpayal. (2015). Alicante | Herpayal Constructora. Retrieved November 26, 2021, from <http://herpayal.com/portafolio/alicante/>
- Hosseini, M., Hashemi, B., & Safi, Z. (2017). *Seismic Design Evaluation of Reinforced Concrete Buildings for Near-Source Earthquakes by Using Nonlinear Time History Analyses*. *Procedia Engineering*, 199, 176–181. Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.225>
- Inc, C. and S. (2005, November). *ETABS ® Software Diseño Integral para Edificaciones Tutorial* (pp. 1–72). pp. 1–72. Berkeley, California, USA.
- Joshi, D. D., Patel, P. V., & Tank, S. J. (2010). *Linear and nonlinear static analysis for assessment of progressive collapse potential of multistoried building*.

Structures Congress 2010, 3578–3589. American Society of Civil Engineers (ASCE). [https://doi.org/10.1061/41130\(369\)323](https://doi.org/10.1061/41130(369)323)

*Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2007). Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings. *Engineering Structures*, 29(3), 305–316. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.04.012>*

Kayhani, H., Golara, A., & Jazany, R. A. (2010, March). COMPARISON OF MODAL PUSHOVER ANALYSIS AND NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS USING PRECEDENCE LIST RECORD SELECTION METHOD. 1–8. Retrieved from https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/57875585/COMPARISON_OF_MODAL_PUSHOVER_ANALYSIS_AND_NONLINEAR.pdf?1543422822=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DCOMPARISON_OF_MODAL_PUSHOVER_ANALYSIS_AN.pdf&Expires=1614127907&Signature=buJKVs73P9WnhRISVyc1VanQfYZA727ux7qrUolafRY8p6CFiu7kl-sdMQBhuqO~LRjVIGSgZ4-KdcOJfj46B~CqvKRyeGxhetNP6xCytFI6UrDjl7FD5kYZiGNAtZdJmqge2iknq4gkQXJRGHtVHHPTsgVOtKwxVoQYKw2sTDemrcIXtVDPmkaGtTnhcl-a648a3CM3ECI3qfc3cNGAwxlazQB1qOPutxKI4IT~KpP~ziilacBBDmHOMs11-X4KoA6Y~

*Krawinkler, H. (2006). Importance of good nonlinear analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 15(5), 515–531. <https://doi.org/10.1002/tal.379>*

*Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4–6), 452–464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)*

Lew, H. S., & Kunnath, S. K. (2001). EVALUATION OF NONLINEAR STATIC PROCEDURES FOR SEISMIC DESIGN OF BUILDINGS . 33, 1–18.

Llano, A. (2015). DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS, MEDIANTE UN ANÁLISIS LINEAL CONTROLADO POR DERIVAS INELÁSTICAS Y UNA COMPROBACIÓN CON UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO

LINEAL, APLICANDO LA TECNICA DE PUSHOVER (ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL). ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, Quito. Retrieved from <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/10782/1/CD-6316.pdf>

Maldonado Salvatierra, O. O. (2019). ESTIMACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES CON BASE EN PROCEDIMIENTOS PROBABILÍSTICOS. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical StressStrain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

McNary, W. S., & Abrams, D. P. (1985). Mechanics of Masonry in Compression. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 857–870. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1985\)111:4\(857\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1985)111:4(857))

Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista de Ingeniería de Construcción RIC*, 35, 1–18.

Medina Robalino, C. D. (2016). Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador (Quito, 2016.). Quito, 2016., Quito. Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/15076>

Mendoza Pérez, M., Gustavo, A., & Milián, A. (2013). PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO BASADO EN DESEMPEÑO: DESARROLLO Y VALIDACIÓN. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 41, 1–19.

Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las Metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 1–16.

- Moreno, C. P., & Thomson, P. (2011). *Incertidumbre paramétrica en modelos dinámicos de estructuras civiles*. *INGENIERÍA Y COMPETITIVIDAD*, 12(1), 111–125. <https://doi.org/10.25100/iyc.v12i1.2705>
- Moretti, M. L. (2015). *Seismic Design of Masonry and Reinforced Concrete Infilled Frames: A Comprehensive Overview*. *American Journal of Engineering and Applied Science*, 1–19. <https://doi.org/10.3844/ajeassp.2015.748.766>
- Mosalam, K. M., & Günay, S. (2015). *Progressive Collapse Analysis of Reinforced Concrete Frames with Unreinforced Masonry Infill Walls considering In-Plane/Out-of-Plane Interaction*. *Earthquake Spectra*, 31(2), 921–943. <https://doi.org/10.1193/062113EQS165M>
- Muriá, D., & González, R. (1995). *PROPIEDADES DINÁMICAS DE EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (51), 1–21. <https://doi.org/10.18867/ris.51.261>
- Murià Vila, D. (2008). *EXPERIENCIA MEXICANA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS INSTRUMENTADOS*. México.
- NEC, N. E. de la construcción. (2015, January 10). *CARGAS SISMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE* (pp. 1–139). pp. 1–139. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- NEC-SE-CG. (2015). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas.pdf>
- NEC-SE-DS. *NEC-SE-DS*. , (2015).
- Ormeño, M., & Aguilar, R. (2019). *Importancia del análisis estático no lineal modal (MPA) ante varios niveles de amenaza sísmica*. UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN, Lima.
- Ozkaynak, H., Yuksel, E., Yalcin, C., Dindar, A. A., & Buyukozturk, O. (2013). *Masonry infill walls in reinforced concrete frames as a source of structural*

- damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(7), 949–968.
<https://doi.org/10.1002/eqe.2380>
- Pachano, F. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental (ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL)*. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, Quito. Retrieved from <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19734>
- Pachano, F. A., & Singaicho, J. C. (2018). *Determination of Mechanical Parameters for Non-Linear Models of Infill Masonry in Reinforced Concrete Frames Obtained Experimentally. Revista Politécnica*, 20(10), 1–15.
<https://doi.org/10.13140/RG.2.2.31359.05280>
- Paredes, R. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental (ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL)*. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, Quito. Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/12031>
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Ductile reinforced concrete frames. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 8(1), 70–90.
<https://doi.org/10.5459/BNZSEE.8.1.70-90>
- Peralta, M. G. (2012). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL DE VIELHA (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUNYA)*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUNYA, Barcelona. Retrieved from <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/17872>
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). *SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR ECUADOR AND DESIGN SPECTRA PROPOSED FOR THE CITY OF CUENCA*. Scielo Analytics, 1–26. Retrieved from <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n94/0185-092X-ris-94-00001.pdf>
- Quizanga Martínez, D. M. (2015). *Espectros específicos para la ciudad de Quito en función de las fallas ciegas inversas (Quito, 2015.)*. Quito, 2015., Quito. Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/11856>

- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Terremoto 16 de Abril de 2016 - Instituto Geofísico - EPN. Quito-Ecuador.*
- Ruiz Carrillo, C. N., & Torres Reino, A. I. (2018). *Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico de estructuras esenciales con aisladores de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo IRB y disipadores tipo contraventeos restringidos al pandeo BRB, y su incidencia en la relación costo/beneficio del sistema estructural. Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil, Ambato.*
- Salidi, M. (1982). *Hysteresis Models for Reinforced Concrete. Journal of the Structural Division, 108(5), 1077–1087.*
<https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0005945>
- Schmidt Díaz, V., & Quirós Serrano, C. (2007). *Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el laboratorio de ingeniería sísmica de la Universidad de Costa Rica. Revistas.Ucr.Ac.Cr, 17(1), 1409–2441.*
- Sinha, B. P. (2002). *DEVELOPMENT AND POTENTIAL OF STRUCTURAL MASONRY. Porto.*
- Stafford Smith, B, & Carter, C. (1969). *A METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 44(1), 31–48.*
<https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290>
- Stafford Smith, Bryan. (1966). *Behavior of Square Infilled Frames. Journal of the Structural Division, 92(1), 381–404.* <https://doi.org/10.1061/jsdeag.0001387>
- Tibanquiza Cauja, A. T., & Jara Obregón, L. V. (2017). *Análisis dinámico lineal del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas de la Escuela Politécnica Nacional aplicando los métodos: modal espectral y tiempo historia, mediante el uso de paquetes computacionales (Quito, 2017.). Quito, 2017., Quito.*
Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17370>
- Vaidya, P. (2018). *ETABS-Time history analysis-Detailed steps and Information. India. Retrieved from*

https://www.academia.edu/32444688/ETABS_Time_history_analysis_Details_steps_and_Information

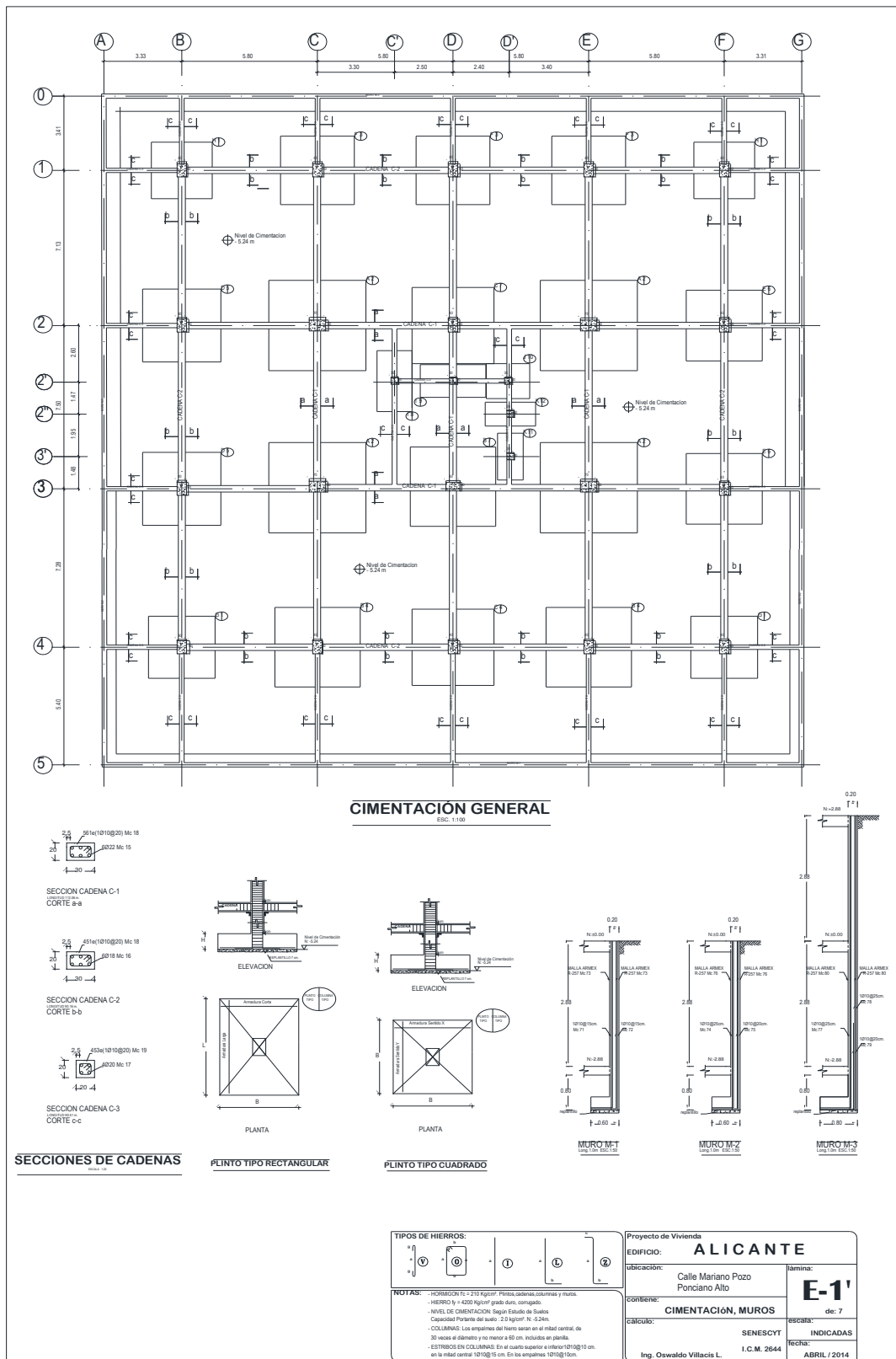
Vielma, J. (2008). *CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LA RESPUESTA NO LINEAL*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Villavicencio Cedeño, E. G. (2015). *ANÁLISIS SÍSMICO ESTRUCTURAL COMPARATIVO PARA EDIFICIOS CON AISLADORES DE BASE TIPO ELASTOMÉRICOS Y FRICCIONANTES, PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE SUELOS DEL ECUADOR*. Quito. Retrieved from <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/15639/1/CD-7073.pdf>

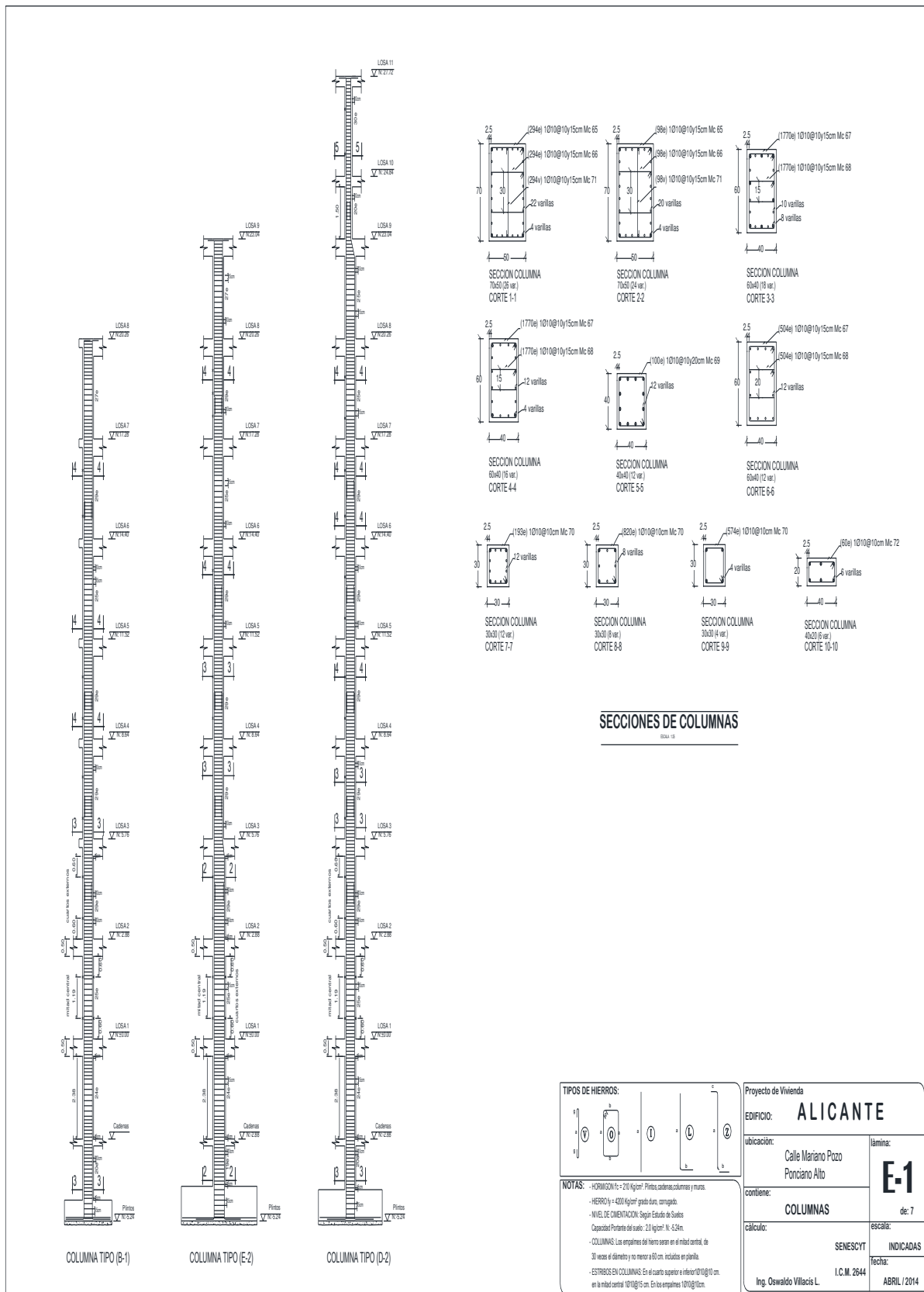
Zovkic, J., Sigmund, V., & Guljas, I. (2013). *Cyclic testing of a single bay reinforced concrete frames with various types of masonry infill*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(8), 1131–1149. <https://doi.org/10.1002/eqe.2263>

ANEXOS

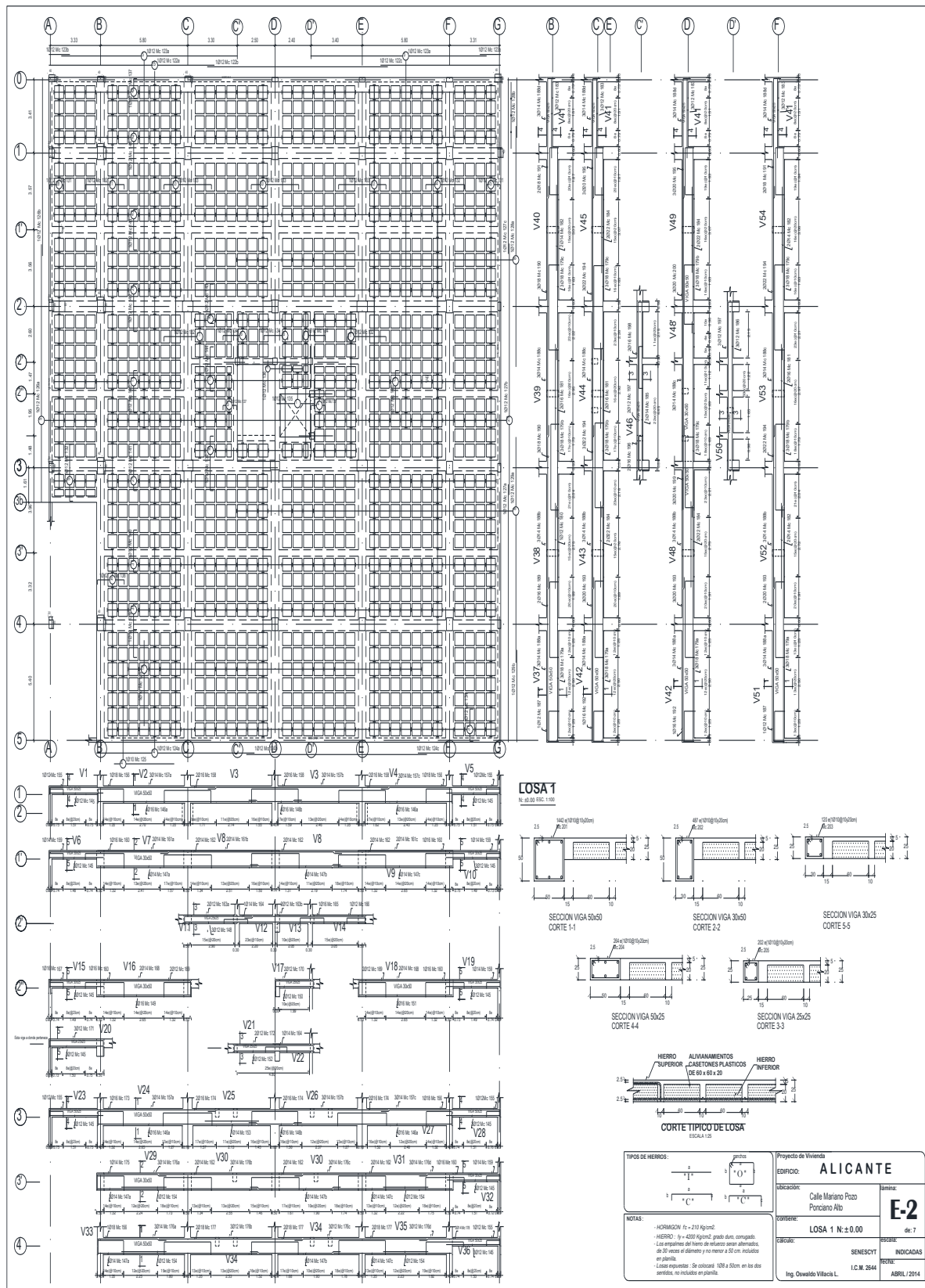
Anexo 1
Planos Estructurales Edificio Alicante



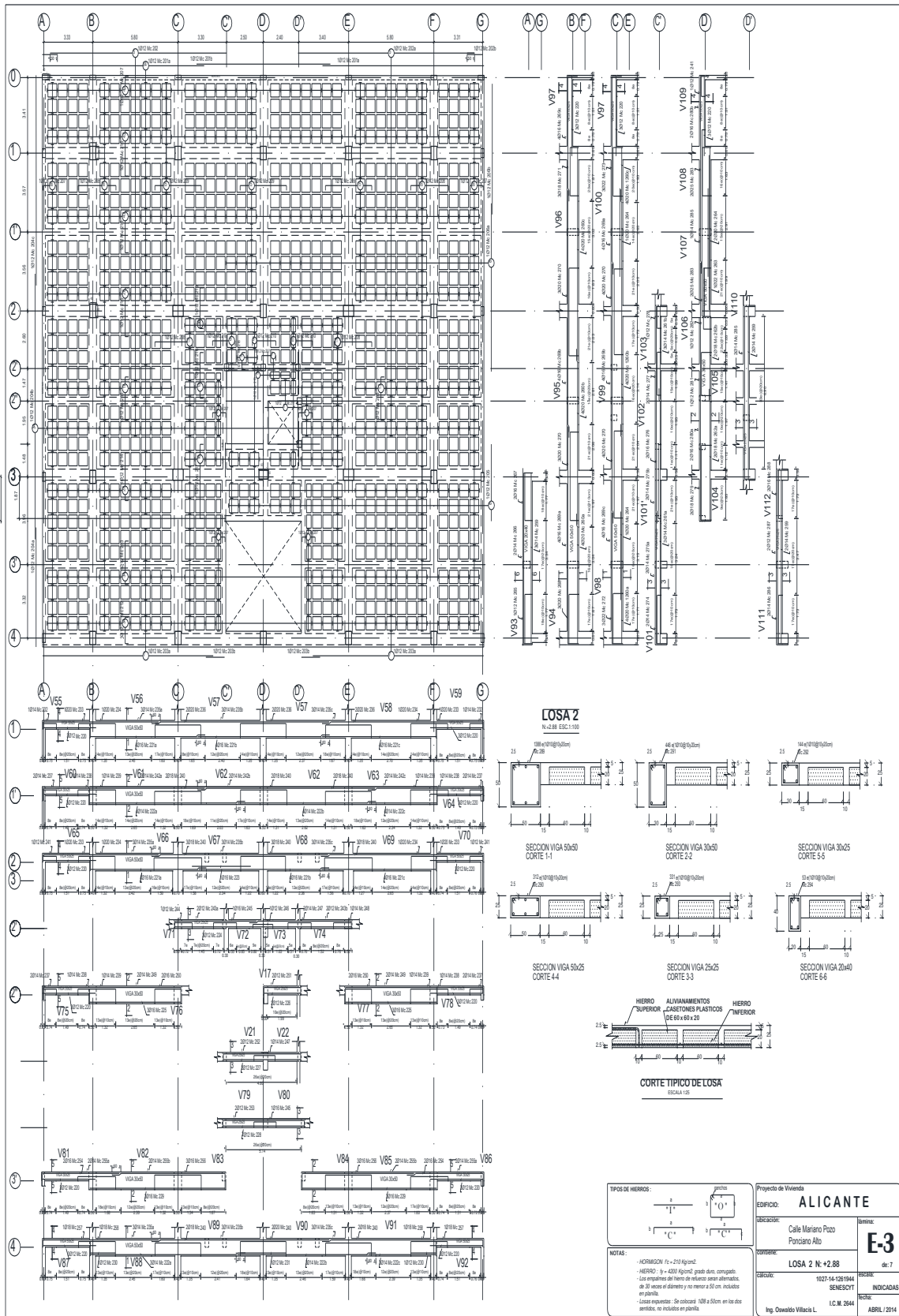
Fuente: (Herpayal, 2015)



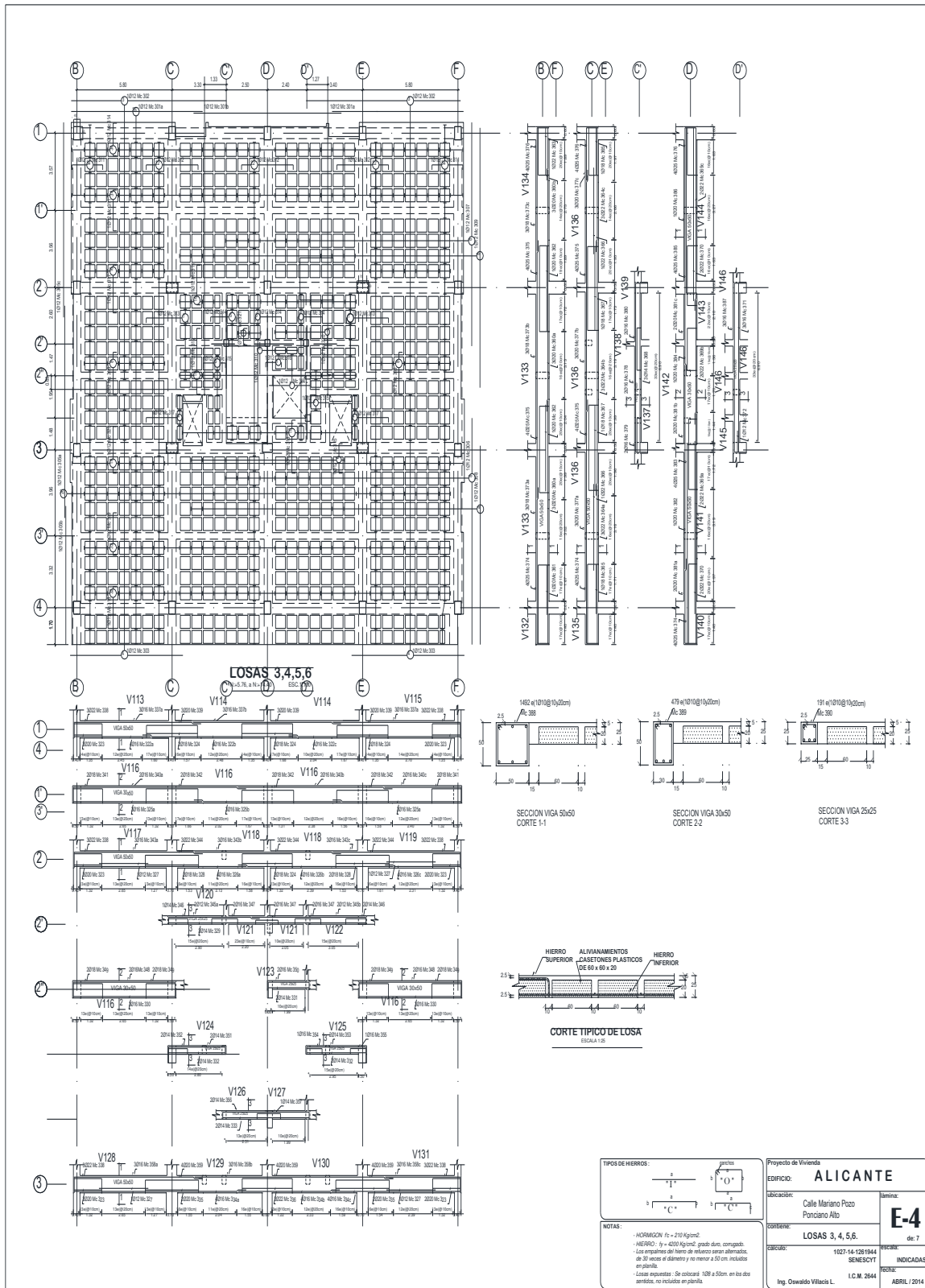
Fuente: (Herpayal, 2015)



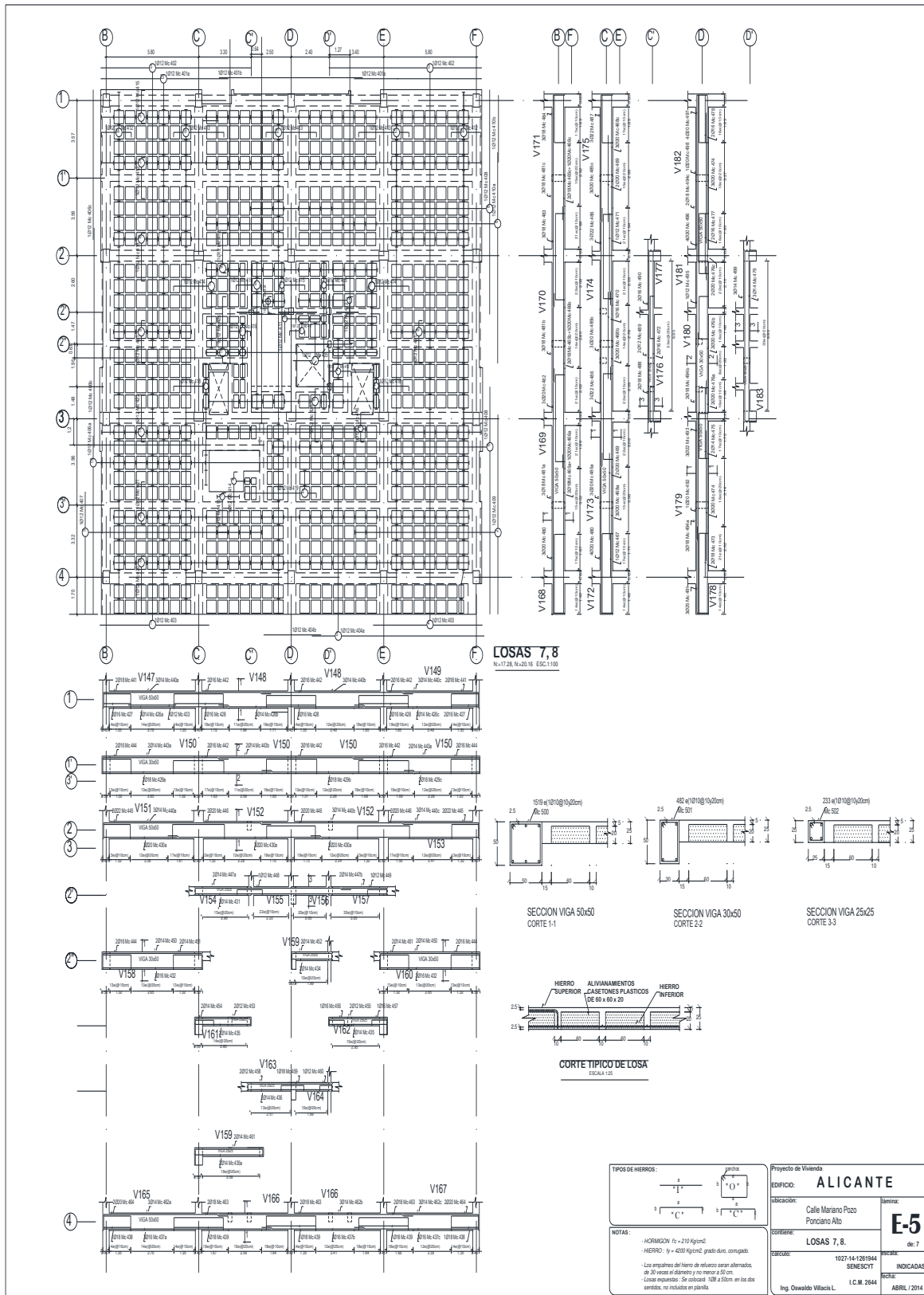
Fuente: (Herpaya, 2015)



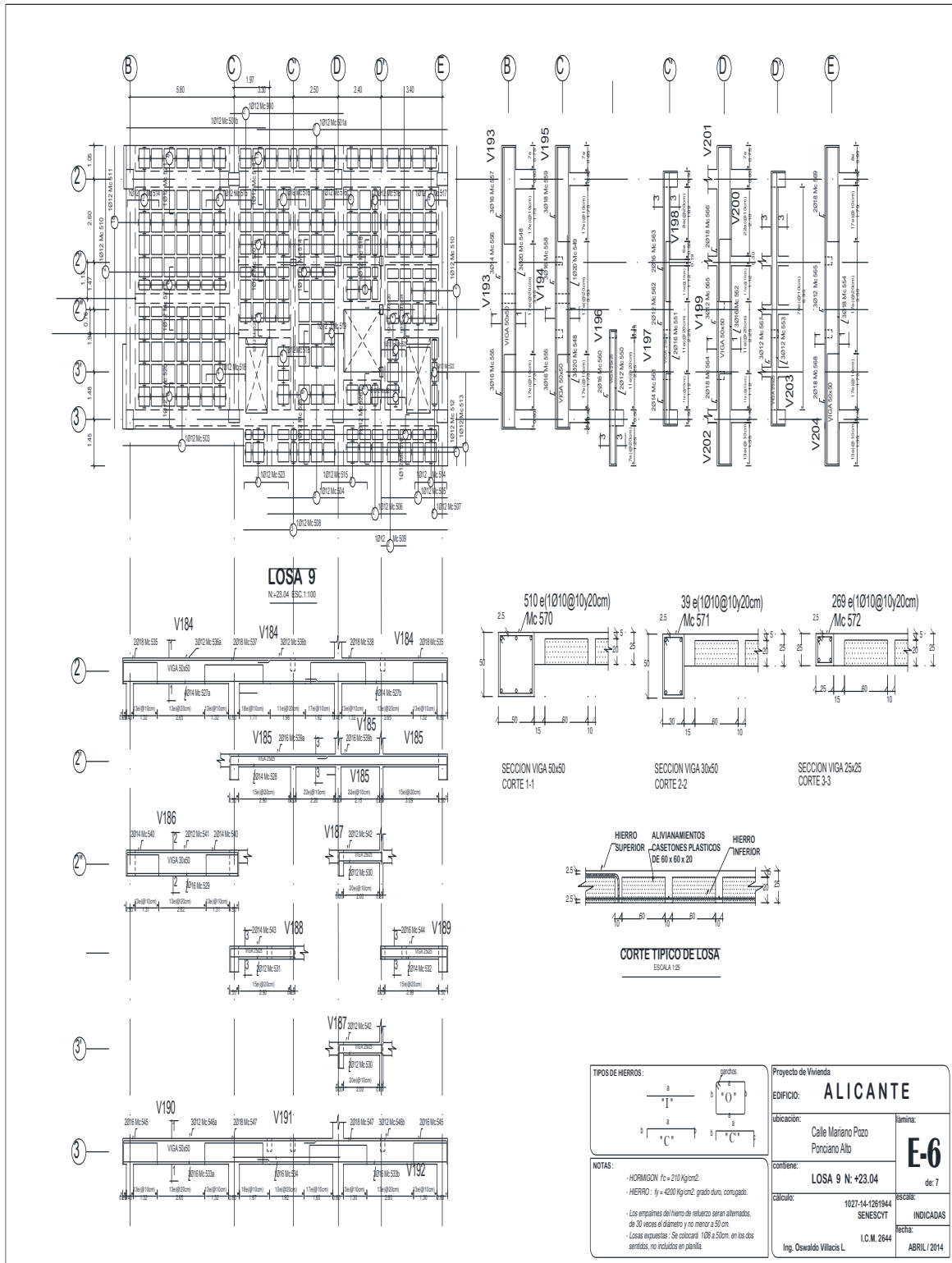
Fuente: (Herpayal, 2015)



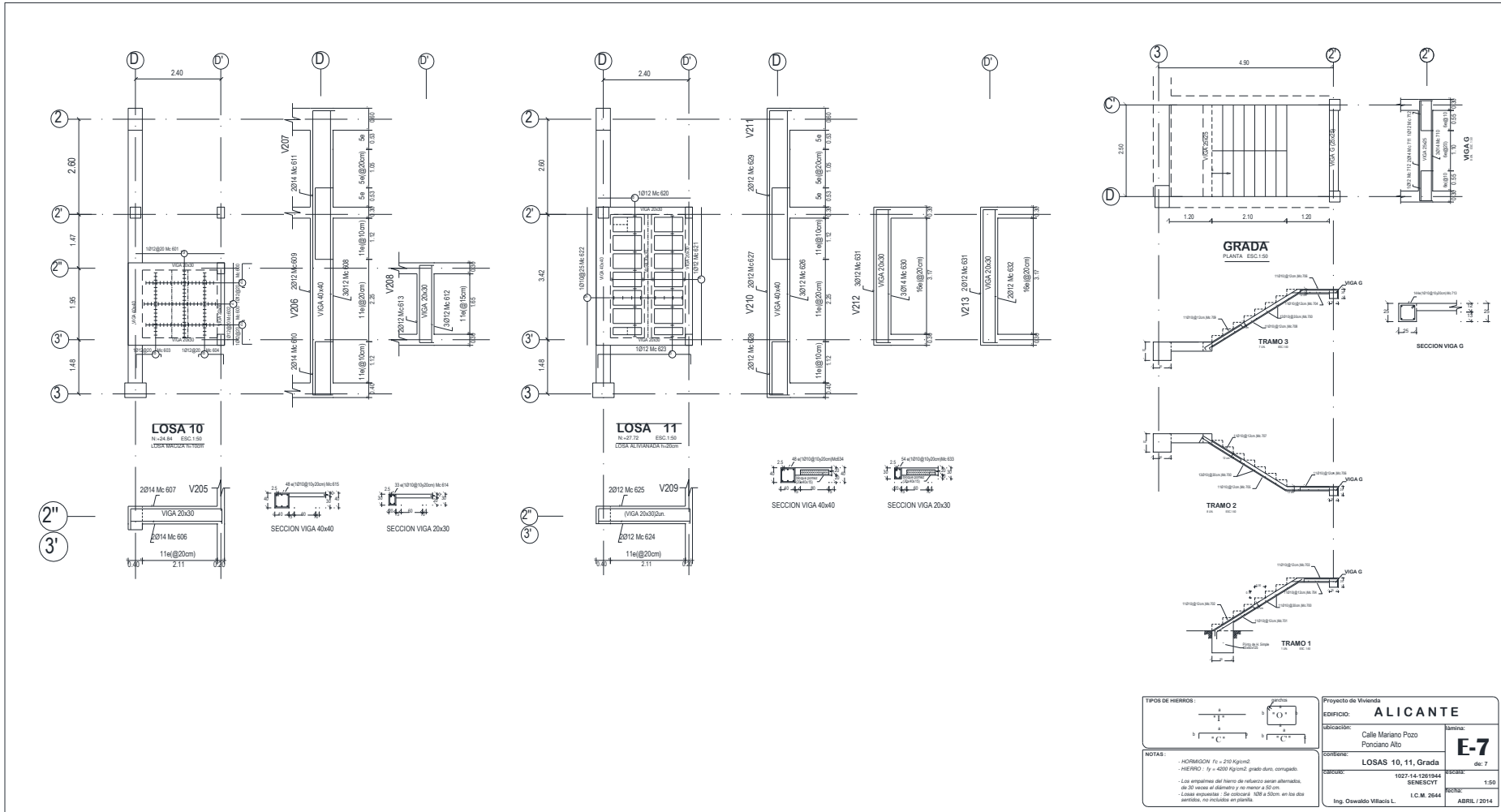
Fuente: (Herpayal, 2015)



Fuente: (Herpayal, 2015)



Fuente: (Herpayal, 2015)



Fuente:(Herpayal, 2015)

Anexo 2
Planos Arquitectónicos Edificio Alicante

CUADRO DE AREAS POR ALICANTE									
PREDIO	NIVEL	USO	USO	CONSTRUCCION	USO	AREA CONSTRUIDA	AREA TOTAL	AREA PLANTA	AREA PLANTA
0000001	Nivel 0.00	PLANTA DE ALICANTE	ALICANTE	ALICANTE	ALICANTE	ALICANTE	ALICANTE	ALICANTE	ALICANTE

SEALOS MUNICIPALES									

EDIFICIO

PROPIETARIO:

HERPAYAL CONSTRUCTORA CIA. LTDA 1791345134801

DISENYO:

Arq. María José Pastorin (M: 8412)

CLAVE CATASTRAL:

1320616007

NUMERO DE PREDIO:

254222

ZONIFICACION:

A10(A694-50)

CONTIENE:

IMPLANTACION
CUADRO DE AREAS
RESUMEN CUADRO DE AREAS
UBICACION

OBSERVACIONES:

BANOS QUE NO TENGAN VENTILACION NATURAL TENDRAN VENTILACION MECANICA

ESCALA:

INDICADA

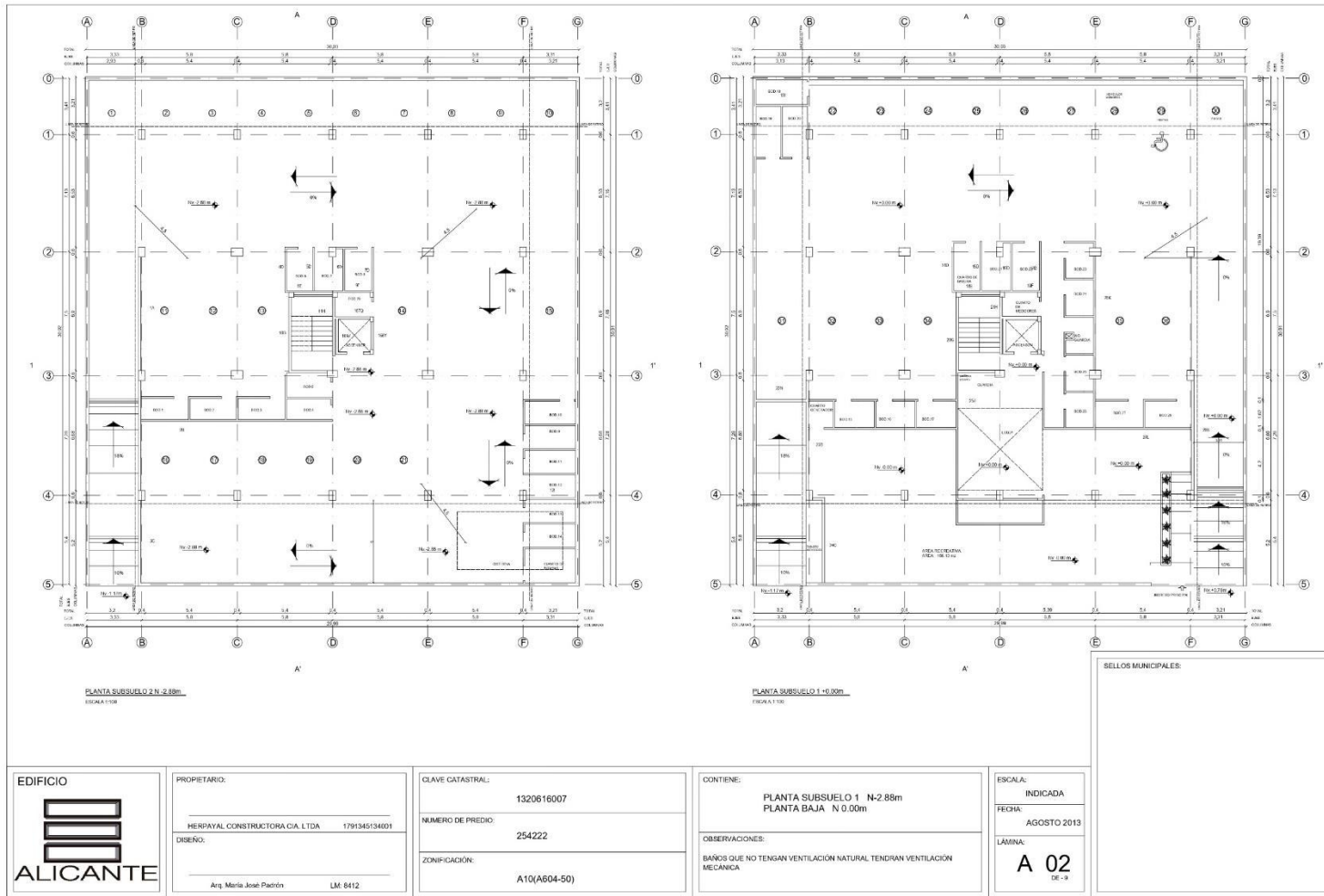
FECHA:

AGOSTO 2013

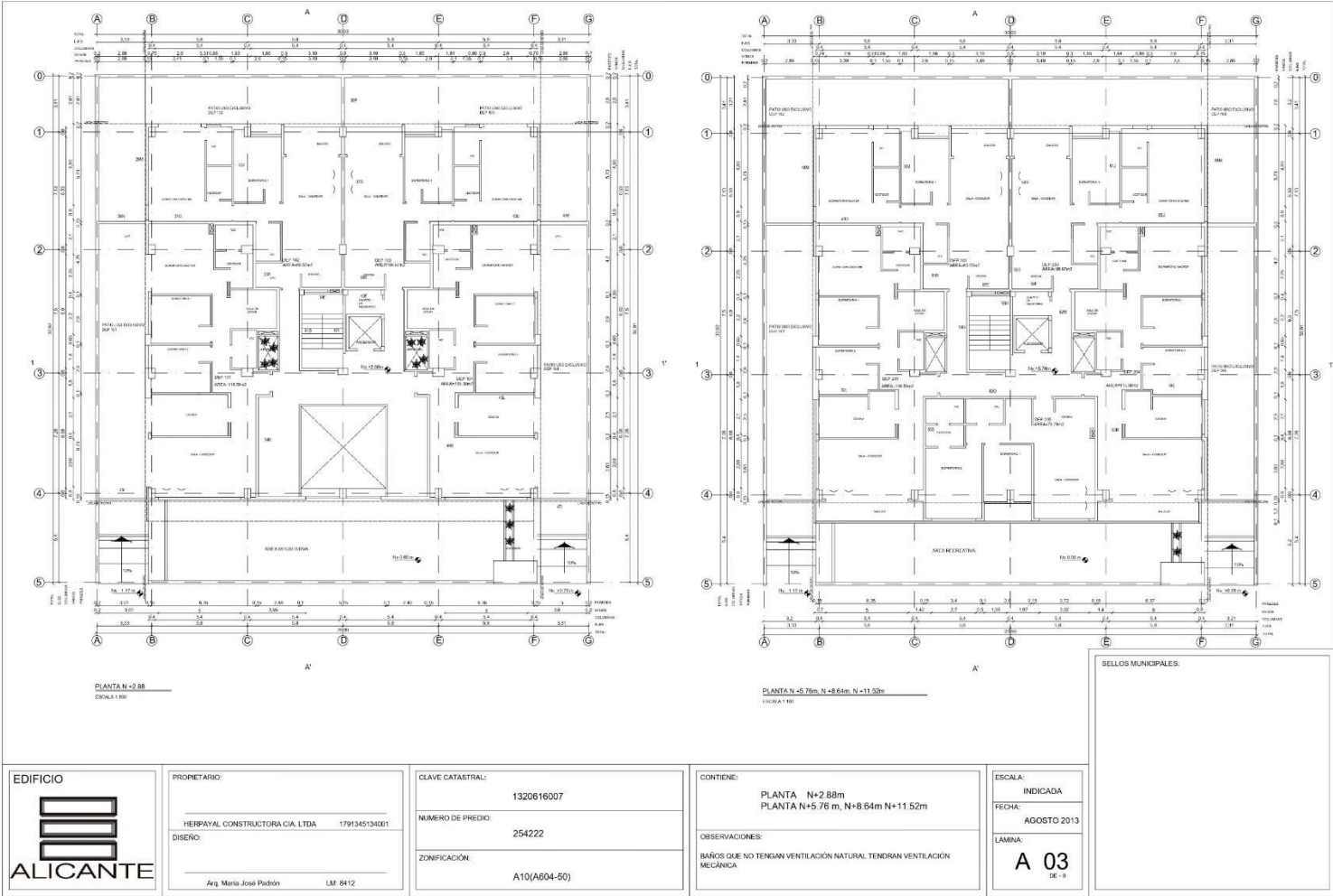
LAMINA:

A 01
DF-0

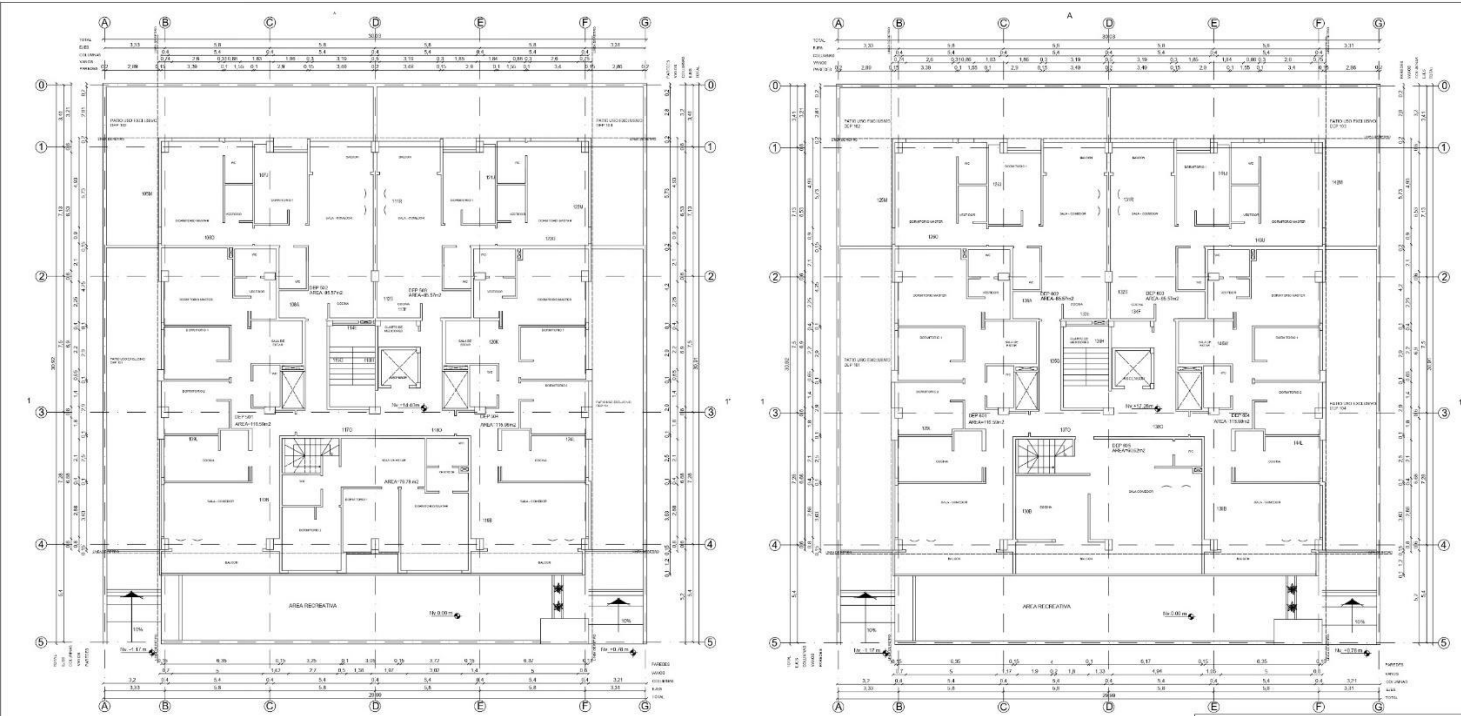
Fuente:(Herpayal, 2015)



Fuente:(Herpayal, 2015)



Fuente:(Herpayal, 2015)



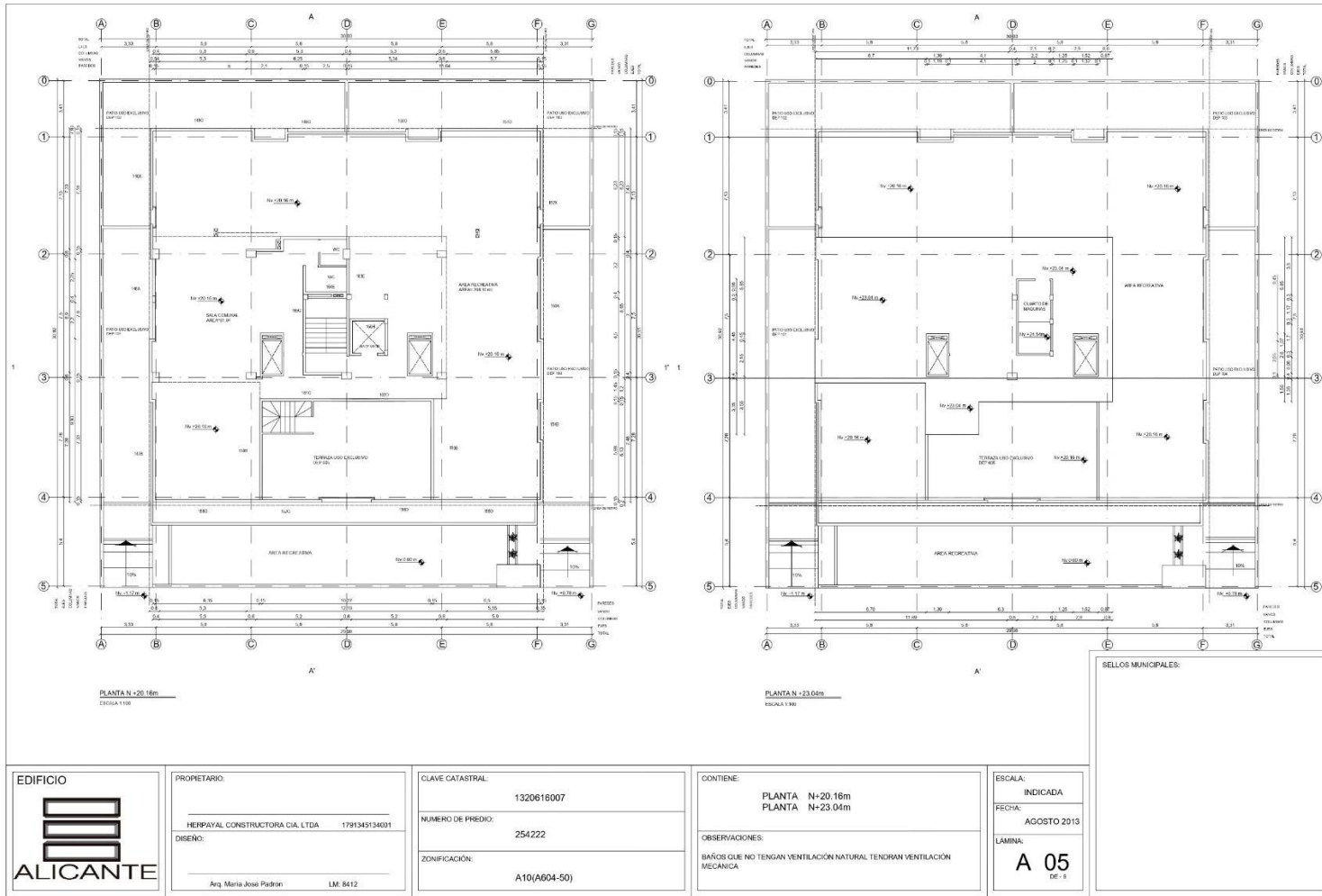
PLANTA N+14.40m
ESCALA 1:50

PLANTA N+17.28m
ESCALA 1:50

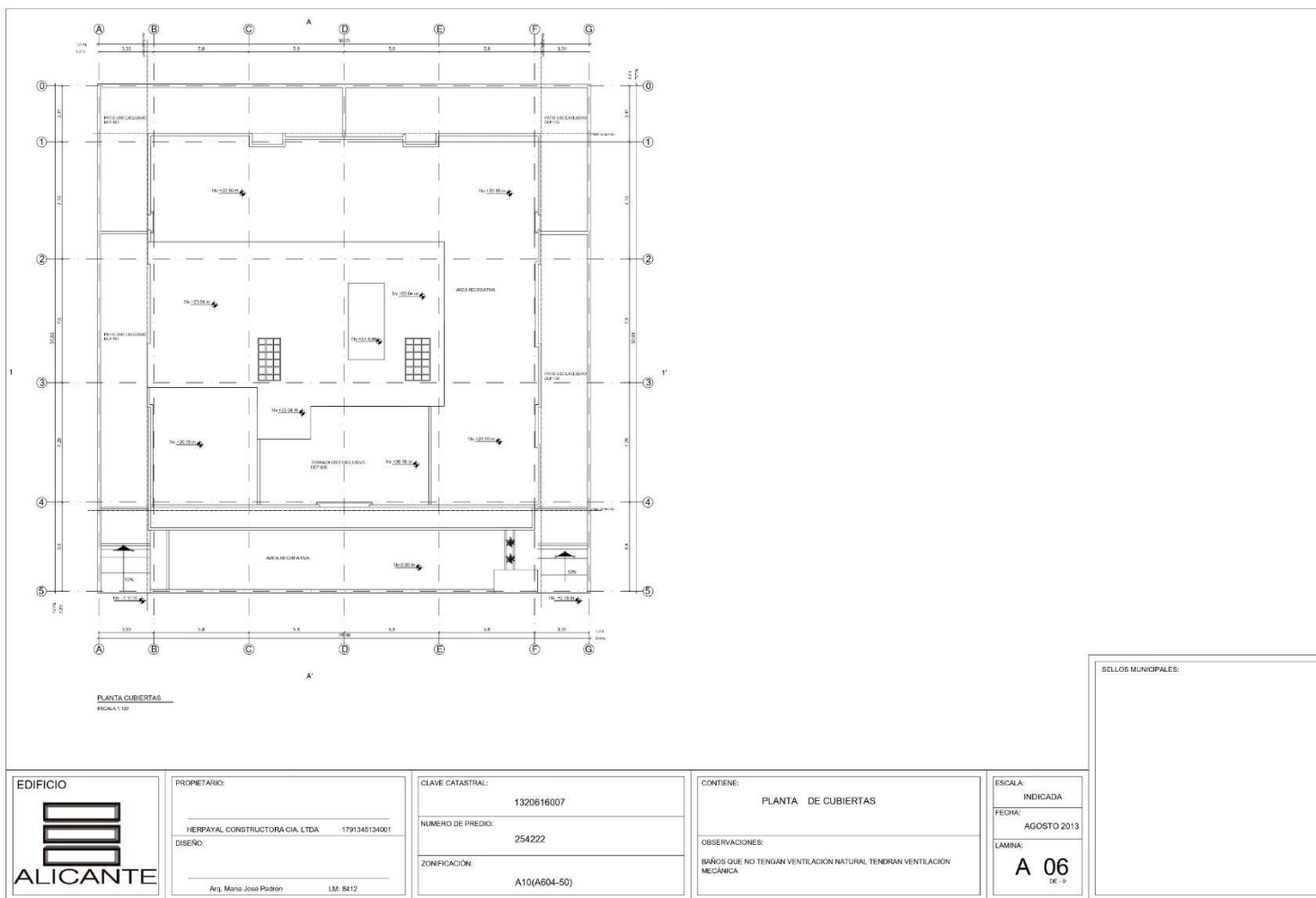
Sellos Municipales:

<p>EDIFICIO</p> <p>ALICANTE</p>	<p>PROPIETARIO:</p> <p>HERPAYAL CONSTRUCTORA CIA. LTDA 1791345134001</p> <p>DISEÑO:</p> <p>Arq. María José Padrón LME 8412</p>	<p>CLAVE CATASTRAL:</p> <p>1320616007</p> <p>NÚMERO DE PREDIO:</p> <p>254222</p> <p>ZONIFICACIÓN:</p> <p>A10(A604-50)</p>	<p>CONTIENE:</p> <p>PLANTA N+14.40m PLANTA N+17.28m</p> <p>OBSERVACIONES:</p> <p>BAÑOS QUE NO TENGAN VENTILACIÓN NATURAL TENDRAN VENTILACIÓN MECÁNICA</p>	<p>ESCALA:</p> <p>INDICADA</p> <p>FECHA:</p> <p>AGOSTO 2013</p> <p>LÁMINA:</p> <p>A 04 DE -9</p>
---	--	--	---	--

Fuente:(Herpayal, 2015)



Fuente:(Herpayal, 2015)



Fuente:(Herpayal, 2015)

Anexo 3
Cálculo del acero colocado en vigas

ETABS	VIGAS	As mínimo (cm2)					As Adicional Lado izquierdo (cm2)					As Adicional Lado derecho (cm2)					As TOTAL (i) (cm2)	As TOTAL (j) (cm2)			
V1	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	5.75	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V2	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	7.16	8.64
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V3	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V4	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	8.64	7.16
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V5	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	4.62	5.75
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V6	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	4.62	5.09
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V7	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	5.09	6.16
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V8	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	6.16	6.16
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V9	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	6.16	5.09
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V10	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	5.09	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V11	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	2.26	3.80
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V12	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	2.26	4.27
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V13	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.80	2.26
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V14	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	4.27	3.39
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39

Realizado por: Silvia Sangucho.

V15	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	5.09	5.09
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V16	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	5.09	5.34
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V17	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V18	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	5.34	5.09
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V19	V30x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	9.24	9.24
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	3	Φ	12	=	3.39	6.78	6.78
V20	V25x25	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V21	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	2.26	3.80
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V22	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.80	2.26
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V23	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	5.75	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V24	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	6.63	8.64
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V25	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V26	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V27	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	8.64	7.16
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V28	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	4.62	5.75
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39

Realizado por: Silvia Sangucho.

V29	VT30x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	6.16	7.70
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V30	VT30x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	7.70	7.70
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V31	VT30x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	7.70	6.63
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V32	V30x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	6.63	6.16
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V33	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	7.16	9.71
		As(+)	5	Φ	14	=	7.70	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.70	7.70
V34	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.48	8.48
		As(+)	5	Φ	14	=	7.70	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.70	7.70
V35	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	8.48	6.47
		As(+)	5	Φ	14	=	7.70	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.70	7.70
V36	V50x25	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	6.47	4.52
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V37	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	5.75	8.64
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V38	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	8.64	12.25
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V39	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	12.25	12.25
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V40	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	12.25	9.71
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V41	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V42	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	6.63	14.04
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63

Realizado por: Silvia Sangucho.

V43	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	14.04	16.02
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V44	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	16.02	16.02
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V45	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	16.02	14.04
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V46	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	6.28	6.28
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V47	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.28	2.26
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V48	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	14.04	14.04
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V48'	VT30x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	14.04	14.04
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V49	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	14.04	14.04
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V50	V25x25	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V51	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	5.75	10.90
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V52	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	2	Φ	22	=	7.60	10.90	12.22
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V53	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	22	=	7.60	As(-)	2	Φ	22	=	7.60	12.22	12.22
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V54	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	22	=	7.60	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	12.22	9.71
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V55	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	6.16	7.76
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V56	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	7.76	10.90
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V57	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	10.90	10.90
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V58	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	10.90	7.76
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04

Realizado por: Silvia Sangucho.

V59	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	7.76	6.16
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V60	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	6.16	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V61	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	4.62	8.17
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V62	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.17	8.17
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V63	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	8.17	4.62
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V64	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	4.62	6.16
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V65	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	5.75	7.76
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V66	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	7.76	12.25
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V67	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	12.25	12.25
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V68	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	12.25	12.25
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V69	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	12.25	7.76
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
V70	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	7.76	5.75
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V71	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	3.39	4.27
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V72	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	4.27	3.39
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V73	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	3.39	5.34
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V74	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	5.34	3.80
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V75	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	6.16	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39

Realizado por: Silvia Sangucho.

V76	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	4.62	7.10
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V77	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	7.10	4.62
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V78	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	4.62	6.16
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V79	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	2.26	4.27
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V80	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.27	2.26
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V81	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	3.08	7.10
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V82	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	7.10	9.11
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V83	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	9.11	3.08
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V84	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	3.08	9.11
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V85	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	9.11	7.10
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V86	V30x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	7.10	3.08
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V87	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	4.62	7.16
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V88	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	7.16	9.71
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	5.75	4.62
V89	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	9.71	10.90
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	4.62	5.75
V90	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	10.90	9.71
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	5.75	4.62
V91	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	9.71	7.16
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	4.62	5.75
V92	V50x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	7.16	4.62
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39

Realizado por: Silvia Sangucho.

V93	V20x40	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	4.21	7.10
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V94	V50x50	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	17.46	17.46
		As(+)	4	Φ	20	=	12.57	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	12.57	12.57
V95	V50x50	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	17.46	17.46
		As(+)	4	Φ	20	=	12.57	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	12.57	12.57
V96	V50x50	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	17.46	15.67
		As(+)	4	Φ	20	=	12.57	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	12.57	12.57
V97	V50x25	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	8.04
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V98	V50x50	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	19.44	20.61
		As(+)	4	Φ	20	=	12.57	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	12.57	12.57
V99	V50x50	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	20.61	20.61
		As(+)	4	Φ	20	=	12.57	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	12.57	12.57
V100	V50x50	As(-)	4	Φ	16	=	8.04	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	20.61	19.44
		As(+)	4	Φ	20	=	12.57	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	12.57	12.57
V101	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	3.08
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V101'	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	3.08	7.10
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V102	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	7.10	6.16
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V103	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	6.16	4.21
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V104	VT30x50	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	9.11	9.11
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	5.09	5.09
V105	VT30x50	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	9.11	5.15
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	5.09	5.09
V106	VT30x50	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	5.15	5.15
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	5.09	5.09
V107	V50x50	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	25	=	9.82	As(-)	2	Φ	25	=	9.82	16.51	15.38
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	1	Φ	22	=	3.80	As(+)	1	Φ	22	=	3.80	8.89	8.89
V109	V50x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	5.56	5.15
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39

Realizado por: Silvia Sangucho.

V110	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V111	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	5.34	2.26
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V112	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	2.26	6.28
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V113	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	17.43	15.45
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	14.32	13.13
V114	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	15.45	15.45
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	13.13	13.13
V115	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	15.45	17.43
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	13.13	14.32
V116	VT30x50	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	9.11	9.11
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V117	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	17.43	17.43
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	14.32	13.13
V118	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	17.43	17.43
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	13.13	13.13
V119	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	17.43	17.43
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	13.13	14.32
V120	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	3.80	6.28
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V121	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	6.28	6.28
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V122	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	6.28	5.34
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V123	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V124	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V125	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	5.09	5.09
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V126	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	3.08	4.62
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08

Realizado por: Silvia Sangucho.

V127	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	14	=	1.54	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V128	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	17.43	18.60
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	14.32	14.32
V129	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	18.60	18.60
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	22	=	7.60	14.32	15.64
V130	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	18.60	18.60
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	15.64	14.32
V131	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	18.60	17.43
		As(+)	4	Φ	16	=	8.04	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	20	=	6.28	14.32	14.32
V132	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V133	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	27.26	27.26
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	1	Φ	20	=	3.14	As(+)	1	Φ	20	=	3.14	12.56	12.56
V134	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	27.26	27.26
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	1	Φ	20	=	3.14	As(+)	1	Φ	22	=	3.80	12.56	13.22
V135	V50x50	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
		As(+)	3	Φ	22	=	11.40	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	11.40	11.40
V136	V50x50	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	29.05	29.05
		As(+)	3	Φ	22	=	11.40	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	13.94	13.94
V137	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	4.02
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V138	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	4.02	8.04
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V139	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	8.04	4.02
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V140	V50x50	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	25.91	25.91
		As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.60	7.60
V141	V50x50	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	29.05	29.05
		As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	2	Φ	22	=	7.60	15.20	15.20
V142	VT30x50	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	25.91	9.42
		As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.60	7.60
V143	VT30x50	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	1	Φ	20	=	3.14	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	9.42	25.91
		As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.60	7.60

Realizado por: Silvia Sangucho.

V144	V50x50	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	As(-)	4	Φ	25	=	19.63	29.05	29.05
		As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	2	Φ	22	=	7.60	As(+)	2	Φ	22	=	7.60	15.20	15.20
V145	V25x25	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.16	6.03
V146	V25x25	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V147	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	9.71	8.64
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
V148	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
V149	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.64	9.71
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	8.64	8.64
V150	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	7.10	7.10
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	5.09	5.09
V151	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	22	=	7.60	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	12.22	10.90
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V152	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	10.90	10.90
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V153	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	2	Φ	22	=	7.60	10.90	12.22
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V154	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	3.08	4.21
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V155	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.21	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V156	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V157	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	3.08	4.21
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V158	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	7.10	6.16
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V159	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V160	VT30x50	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	6.16	7.10
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03

Realizado por: Silvia Sangucho.

V161	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	5.34	2.26
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V162	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	As(-)	1	Φ	16	=	2.01	4.27	4.27
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V163	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	2.26	4.80
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V164	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	1	Φ	18	=	2.54	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	4.80	3.39
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V165	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	10.90	9.71
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	8.57	8.57
V166	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	9.71	9.71
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	8.57	8.57
V167	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	20	=	6.28	9.71	10.90
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	As(+)	1	Φ	18	=	2.54	8.57	8.57
V168	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	17.05	17.05
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.23	8.23
V169	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	17.05	17.05
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.23	8.23
V170	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	17.05	15.26
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.23	8.23
V171	V50x50	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	15.26	15.26
		As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	8.23	8.23
V172	V50x50	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	21.99	21.99
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V173	V50x50	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	21.99	20.82
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	10.55	9.42
V174	V50x50	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	20.82	20.82
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	9.42	10.55
V175	V50x50	As(-)	3	Φ	20	=	9.42	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	20.82	20.82
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	1	Φ	12	=	1.13	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	10.55	9.42
V176	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	7.35	6.28
		As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
V177	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.28	2.26
		As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02

Realizado por: Silvia Sangucho.

V178	V50x50	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	3	Φ	25	=	14.73	As(-)	3	Φ	25	=	14.73	19.82	19.82
		As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.28	6.28
V179	V50x50	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	3	Φ	25	=	14.73	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	22.96	19.63
		As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	18	=	5.09	As(+)	2	Φ	14	=	3.08	11.37	9.36
V180	VT30x50	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	3	Φ	22	=	11.40	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	16.49	6.22
		As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.36	6.28
V181	VT30x50	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	1	Φ	12	=	1.13	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	6.22	17.66
		As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	6.28	10.30
V182	V50x50	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	As(-)	4	Φ	20	=	12.57	20.80	20.80
		As(+)	2	Φ	20	=	6.28	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	2	Φ	16	=	4.02	10.30	10.30
V183	V25x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V184	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.48	8.48
		As(+)	4	Φ	14	=	6.16	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.16	6.16
V185	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V186	VT30x50	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	5.34	5.34
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V187	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V188	V25x25	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V189	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
V190	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	7.41	8.48
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V191	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.48	8.48
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	1	Φ	16	=	2.01	As(+)	1	Φ	16	=	2.01	8.04	8.04

Realizado por: Silvia Sangucho.

V192	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	8.48	7.41
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V193	V50x50	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	10.65	10.65
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V194	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	12.06	13.66
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V195	V50x50	As(-)	3	Φ	16	=	6.03	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	As(-)	3	Φ	18	=	7.63	13.66	13.66
		As(+)	3	Φ	20	=	9.42	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	9.42	9.42
V196	V25x25	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V197	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	5.34	6.28
		As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
V198	V25x25	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	16	=	4.02	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	6.28	2.26
		As(+)	2	Φ	16	=	4.02	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.02	4.02
V199	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.48	8.48
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V200	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	8.48	3.39
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V201	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
		As(+)	3	Φ	16	=	6.03	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	6.03	6.03
V202	V25x25	As(-)	3	Φ	14	=	4.62	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	9.71	9.71
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V203	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V204	V50x50	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	As(-)	2	Φ	18	=	5.09	8.48	8.48
		As(+)	3	Φ	18	=	7.63	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	7.63	7.63
V205	V20X30	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08
		As(+)	2	Φ	14	=	3.08	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.08	3.08

Realizado por: Silvia Sangucho.

V206	V40X40	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	5.34	5.34
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V207	V40X40	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	14	=	3.08	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	5.34	2.26
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V208	V20X30	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V209	V20X30	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
V210	V40X40	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	4.52	4.52
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V211	V40X40	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	4.52	2.26
		As(+)	3	Φ	12	=	3.39	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
V212	V20X30	As(-)	3	Φ	12	=	3.39	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	3.39	3.39
		As(+)	3	Φ	14	=	4.62	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	4.62	4.62
V213	V20X30	As(-)	2	Φ	12	=	2.26	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	As(-)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26
		As(+)	2	Φ	12	=	2.26	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	As(+)	0	Φ	0	=	0.00	2.26	2.26

Realizado por: Silvia Sangucho.

Anexo 4
Cálculo puntal equivalente tipo frame

Nivel	# Pared	CATETOS PAREDES		dm	W(m)	E (cm)	BLOQUE	TIPO DE PUNTAL
		a	b					
		(m)	(m)					
-2.88	1	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	2	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	3	5.3	2.88	6.03	1.99	14.5	15	C
	4	2.8	2.88	4.02	1.33	9.9	10	D
	5	2.8	2.88	4.02	1.33	9.9	10	
	6	2.8	2.88	4.02	1.33	9.9	10	
	7	2.8	2.88	4.02	1.33	9.9	10	
	8	2.65	2.88	3.91	1.29	9.9	10	E
	9	2.25	2.88	3.65	1.21	9.9	10	F
	10	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	11	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H
	12	3.2	2.88	4.31	1.42	9.9	10	I
0	13	3.23	2.88	4.33	1.43	9.9	10	D
	14	2.89	2.88	4.08	1.35	9.9	10	
	15	2.89	2.88	4.08	1.35	9.9	10	
	16	2.89	2.88	4.08	1.35	9.9	10	
	17	2.89	2.88	4.08	1.35	9.9	10	
	18	2.65	2.88	3.91	1.29	9.9	10	E
	19	2.25	2.88	3.65	1.21	9.9	10	F
	20	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	21	3.6	2.88	4.61	1.52	14.5	15	H
	22	3.21	2.88	4.31	1.42	14.5	15	N
	23	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	24	5.3	2.88	6.03	1.99	14.5	15	C
	25	7.28	2.88	7.83	2.58	9.9	10	J
	26	7.5	2.88	8.03	2.65	9.9	10	K
	27	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	28	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
2.88	29	4.33	2.88	5.20	1.72	14.5	15	M
	30	3.22	2.88	4.32	1.43	14.5	15	N
	31	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	32	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	33	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	34	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	35	3.21	2.88	4.31	1.42	9.9	10	I
	36	3.3	2.88	4.38	1.45	19.2	20	P
	37	7.13	2.88	7.69	2.54	19.2	20	R
	38	2.6	2.88	3.88	1.28	19.2	20	S
	39	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15	E
	40	2.25	2.88	3.65	1.21	14.5	15	F
	41	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	42	4.9	2.88	5.68	1.88	14.5	15	T
	43	5.8	2.88	6.48	2.14	19.2	20	U
	44	2.86	2.88	4.06	1.34	19.2	20	V
	45	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	46	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	47	3.2	2.88	4.31	1.42	9.9	10	I

Realizado por: Silvia Sangucho.

5.76	48	4.33	2.88	5.20	1.72	14.5	15	M
	49	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	50	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	51	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	52	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	53	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	54	7.13	2.88	7.69	2.54	19.2	20	R
	55	2.6	2.88	3.88	1.28	19.2	20	S
	56	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H
	57	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15	E
	58	2.25	2.88	3.65	1.21	14.5	15	F
	59	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	60	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	61	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	62	7.5	2.88	8.03	2.65	19.2	20	W
	63	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
64	4.23	2.88	5.12	1.69	14.5	15	M	
65	5.8	2.88	6.48	2.14	19.2	20	U	
66	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L	
8.64	67	4.33	2.88	5.20	1.72	14.5	15	M
	68	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	69	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	70	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	71	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	72	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	73	7.13	2.88	7.69	2.54	19.2	20	R
	74	2.6	2.88	3.88	1.28	19.2	20	S
	75	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H
	76	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15	E
	77	2.25	2.88	3.65	1.21	14.5	15	F
	78	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	79	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	80	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	81	7.5	2.88	8.03	2.65	19.2	20	W
	82	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
83	4.23	2.88	5.12	1.69	14.5	15	M	
84	5.8	2.88	6.48	2.14	19.2	20	U	
85	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L	
11.52	86	4.33	2.88	5.20	1.72	14.5	15	M
	87	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	88	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	89	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	90	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	91	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	92	7.13	2.88	7.69	2.54	19.2	20	R
	93	2.6	2.88	3.88	1.28	19.2	20	S
	94	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H
	95	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15	E
	96	2.25	2.88	3.65	1.21	14.5	15	F
	97	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	98	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	99	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	100	7.5	2.88	8.03	2.65	19.2	20	W
	101	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	102	4.23	2.88	5.12	1.69	14.5	15	M

Realizado por: Silvia Sangucho.

11.52	103	5.8	2.88	6.48	2.14	19.2	20	U
	104	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
14.4	105	4.33	2.88	5.20	1.72	14.5	15	M
	106	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	107	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	108	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	109	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	110	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	111	7.13	2.88	7.69	2.54	19.2	20	R
	112	2.6	2.88	3.88	1.28	19.2	20	S
	113	2.25	2.88	3.65	1.21	14.5	15	F
	114	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15	E
	115	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	116	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H
	117	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	118	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	119	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	120	7.5	2.88	8.03	2.65	9.9	10	K
	121	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	122	4.23	2.88	5.12	1.69	14.5	15	M
	123	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
124	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L	
17.28	125	4.33	2.88	5.20	1.72	14.5	15	M
	126	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	127	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	128	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	129	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L
	130	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	131	7.13	2.88	7.69	2.54	19.2	20	R
	132	2.6	2.88	3.88	1.28	19.2	20	S
	133	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15	E
	134	2.25	2.88	3.65	1.21	14.5	15	F
	135	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G
	136	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H
	137	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	138	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	139	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	140	7.5	2.88	8.03	2.65	19.2	20	W
	141	7.13	2.88	7.69	2.54	9.9	10	J
	142	4.23	2.88	5.12	1.69	14.5	15	M
	143	5.8	2.88	6.48	2.14	19.2	20	U
	144	5.8	2.88	6.48	2.14	9.9	10	L

Realizado por: Silvia Sangucho.

20.16	145	7.13	2.88	7.69	2.54	14.5	15	X
	146	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	147	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	148	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	149	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	150	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	151	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	152	7.13	2.88	7.69	2.54	14.5	15	X
	153	7.5	2.88	8.03	2.65	14.5	15	A
	154	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	155	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	156	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	157	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	158	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	159	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	B
	160	7.28	2.88	7.83	2.58	14.5	15	
	161	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	O
	162	5.8	2.88	6.48	2.14	14.5	15	
	163	2.6	2.88	3.88	1.28	14.5	15	E
164	2.65	2.88	3.91	1.29	14.5	15		
165	4.75	2.88	5.55	1.83	14.5	15	G	
166	3.55	2.88	4.57	1.51	14.5	15	H	

Realizado por: Silvia Sangucho.

Anexo 5

Cálculo rigidez equivalente puntal tipo link

PUNTALES	Ancho puntal W (m)	Espesor puntal t (m)	θ (grados)	$\text{COS}^2(\theta)$	Rigidez Secante Km (T/m)	TIPO DE PUNTAL
1	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
2	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
3	1.99	0.145	28.52	0.77	4424.01	C
4	1.33	0.099	45.81	0.49	1901.12	D
5	1.33	0.099	45.81	0.49	1901.12	
6	1.33	0.099	45.81	0.49	1901.12	
7	1.33	0.099	45.81	0.49	1901.12	
8	1.29	0.099	47.38	0.46	1793.77	E
9	1.21	0.099	52.00	0.38	1482.88	F
10	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
11	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
12	1.42	0.099	41.99	0.55	2161.56	I
13	1.42	0.099	41.99	0.55	2161.56	
14	1.35	0.099	44.90	0.50	1962.99	D
15	1.35	0.099	44.90	0.50	1962.99	
16	1.35	0.099	44.90	0.50	1962.99	
17	1.35	0.099	44.90	0.50	1962.99	
18	1.29	0.099	47.38	0.46	1793.77	E
19	1.21	0.099	52.00	0.38	1482.88	F
20	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
21	1.52	0.145	38.66	0.61	3494.10	H
22	1.42	0.145	41.90	0.55	3174.76	N
23	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
24	1.99	0.145	28.52	0.77	4424.01	C
25	2.58	0.099	21.58	0.86	3382.98	J
26	2.65	0.099	21.01	0.87	3409.65	K
27	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
28	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
29	1.72	0.145	33.63	0.69	3972.79	M
30	1.43	0.145	41.81	0.56	3183.57	N
31	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
32	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
33	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
34	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
35	1.42	0.099	41.90	0.55	2167.60	I
36	1.45	0.192	41.11	0.57	4307.17	P
37	2.54	0.192	22.00	0.86	6523.40	R
38	1.28	0.192	47.92	0.45	3407.18	S
39	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	E
40	1.21	0.145	52.00	0.38	2171.89	F
41	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
42	1.88	0.145	30.45	0.74	4259.02	T
43	2.14	0.192	26.41	0.80	6086.93	U
44	1.34	0.192	45.20	0.50	3767.43	V
45	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L

Realizado por: Silvia Sangucho.

46	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
47	1.42	0.099	41.99	0.55	2161.56	I
48	1.72	0.145	33.63	0.69	3972.79	M
49	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
50	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
51	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
52	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
53	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
54	2.54	0.192	22.00	0.86	6523.40	R
55	1.28	0.192	47.92	0.45	3407.18	S
56	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
57	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	E
58	1.21	0.145	52.00	0.38	2171.89	F
59	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
60	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
61	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
62	2.65	0.192	21.01	0.87	6612.66	W
63	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
64	1.69	0.145	34.25	0.68	3915.34	M
65	2.14	0.192	26.41	0.80	6086.93	U
66	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
67	1.72	0.145	33.63	0.69	3972.79	M
68	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
69	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
70	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
71	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
72	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
73	2.54	0.192	22.00	0.86	6523.40	R
74	1.28	0.192	47.92	0.45	3407.18	S
75	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
76	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	E
77	1.21	0.145	52.00	0.38	2171.89	F
78	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
79	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
80	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
81	2.65	0.192	21.01	0.87	6612.66	W
82	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
83	1.69	0.145	34.25	0.68	3915.34	M
84	2.14	0.192	26.41	0.80	6086.93	U
85	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
86	1.72	0.145	33.63	0.69	3972.79	M
87	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
88	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
89	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
90	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
91	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
92	2.54	0.192	22.00	0.86	6523.40	R

Realizado por: Silvia Sangucho.

93	1.28	0.192	47.92	0.45	3407.18	S
94	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
95	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	E
96	1.21	0.145	52.00	0.38	2171.89	F
97	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
98	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
99	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
100	2.65	0.192	21.01	0.87	6612.66	W
101	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
102	1.69	0.145	34.25	0.68	3915.34	M
103	2.14	0.192	26.41	0.80	6086.93	U
104	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
105	1.72	0.145	33.63	0.69	3972.79	M
106	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
107	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
108	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
109	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
110	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
111	2.54	0.192	22.00	0.86	6523.40	R
112	1.28	0.192	47.92	0.45	3407.18	S
113	1.21	0.145	52.00	0.38	2171.89	F
114	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	E
115	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
116	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
117	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
118	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
119	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
120	2.65	0.099	21.01	0.87	3409.65	K
121	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
122	1.69	0.145	34.25	0.68	3915.34	M
123	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
124	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
125	1.72	0.145	33.63	0.69	3972.79	M
126	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
127	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
128	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
129	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
130	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
131	2.54	0.192	22.00	0.86	6523.40	R
132	1.28	0.192	47.92	0.45	3407.18	S
133	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	E
134	1.21	0.145	52.00	0.38	2171.89	F
135	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
136	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
137	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
138	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
139	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
140	2.65	0.192	21.01	0.87	6612.66	W

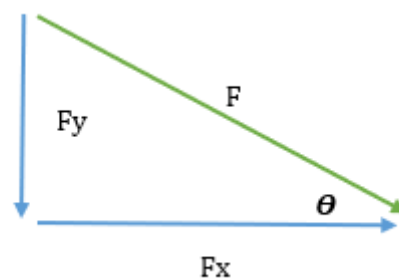
Realizado por: Silvia Sangucho.

141	2.54	0.099	22.00	0.86	3363.63	J
142	1.69	0.145	34.25	0.68	3915.34	M
143	2.14	0.192	26.41	0.80	6086.93	U
144	2.14	0.099	26.41	0.80	3138.57	L
145	2.54	0.145	22.00	0.86	4926.53	X
146	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
147	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
148	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
149	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
150	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
151	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
152	2.54	0.145	22.00	0.86	4926.53	X
153	2.65	0.145	21.01	0.87	4993.94	A
154	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
155	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
156	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
157	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
158	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
159	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	B
160	2.58	0.145	21.58	0.86	4954.87	
161	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	O
162	2.14	0.145	26.41	0.80	4596.90	
163	1.28	0.145	47.92	0.45	2573.13	E
164	1.29	0.145	47.38	0.46	2627.24	
165	1.83	0.145	31.23	0.73	4190.00	G
166	1.51	0.145	39.05	0.60	3455.84	H
167	1.21	0.145	52.00	0.38	39061.50	Q
168	1.16	0.145	55.22	0.33	33530.67	Y
169	1.16	0.145	55.22	0.33	33530.67	Z

Realizado por: Silvia Sangucho.

Anexo 6

Cálculo de la parametrización de la curva Desplazamiento vs Fuerza de puntales tipo link



# Pare d	TIPO DE PUNTAL	θ (grados)	A(m ²)	F(T)				Fx(T)				Fy(T)			
				Leve	Moderado	Severo	Colapso	Leve	Moderado	Severo	Colapso	Leve	Moderado	Severo	Colapso
1	A	21.01	0.38	96.538 4	152.5545	165.66 46	87.0037	90.12 22	142.4154	154.65 42	81.2213	34.606 9	54.6875	59.3872 138	31.1890
2	B	21.58	0.37	94.075 3	148.6621	161.43 78	84.7839	87.47 86	138.2379	150.11 77	78.8388	34.606 9	54.6875	59.3872 138	31.1890
3	C	28.52	0.29	72.481 7	114.5390	124.38 22	65.3230	63.68 64	100.6402	109.28 90	57.3964	34.606 9	54.6875	59.3872 138	31.1890
4	D	45.81	0.13	32.954 5	52.0762	56.551 5	29.6997	22.97 18	36.3012	39.420 8	20.7030	23.628 2	37.3384	40.5471 322	21.2945
5		45.81	0.13	32.954 5	52.0762	56.551 5	29.6997	22.97 18	36.3012	39.420 8	20.7030	23.628 2	37.3384	40.5471 322	21.2945
6		45.81	0.13	32.954 5	52.0762	56.551 5	29.6997	22.97 18	36.3012	39.420 8	20.7030	23.628 2	37.3384	40.5471 322	21.2945
7		45.81	0.13	32.954 5	52.0762	56.551 5	29.6997	22.97 18	36.3012	39.420 8	20.7030	23.628 2	37.3384	40.5471 322	21.2945

Realizado por: Silvia Sangucho

8	E	47.38	0.13	32.108 7	50.7397	55.1002	28.937 5	21.741 2	34.3565	37.3090	19.593 9	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
9	F	52.00	0.12	29.984 1	47.3822	51.4542	27.022 7	18.459 5	29.1706	31.6774	16.636 4	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
10	G	31.23	0.27	66.749 3	105.480 4	114.545 1	60.156 8	57.077 4	90.1964	97.9477	51.440 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
11	H	39.05	0.22	54.930 3	86.8034	94.2630	49.505 0	42.657 9	67.4099	73.2030	38.444 7	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
12	I	41.99	0.14	35.320 5	55.8151	60.6118	31.832 1	26.253 5	41.4871	45.0524	23.660 6	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
13		41.72	0.14	35.503 9	56.1049	60.9264	31.997 3	26.499 7	41.8760	45.4747	23.882 4	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
14	D	44.90	0.13	33.473 4	52.8962	57.4419	30.167 4	23.710 2	37.4680	40.6879	21.368 5	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
15		44.90	0.13	33.473 4	52.8962	57.4419	30.167 4	23.710 2	37.4680	40.6879	21.368 5	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
16		44.90	0.13	33.473 4	52.8962	57.4419	30.167 4	23.710 2	37.4680	40.6879	21.368 5	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
17		44.90	0.13	33.473 4	52.8962	57.4419	30.167 4	23.710 2	37.4680	40.6879	21.368 5	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
18	E	47.38	0.13	32.108 7	50.7397	55.1002	28.937 5	21.741 2	34.3565	37.3090	19.593 9	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
19	F	52.00	0.12	29.984 1	47.3822	51.4542	27.022 7	18.459 5	29.1706	31.6774	16.636 4	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
20	G	31.23	0.27	66.749 3	105.480 4	114.545 1	60.156 8	57.077 4	90.1964	97.9477	51.440 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
21	H	38.66	0.22	55.398 1	87.5427	95.0659	49.926 7	43.258 7	68.3594	74.2340	38.986 2	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
22	N	41.90	0.21	51.821 5	81.8907	88.9282	46.703 3	38.572 3	60.9538	66.1920	34.762 7	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
23	B	21.58	0.37	94.075 3	148.662 1	161.437 8	84.783 9	87.478 6	138.237 9	150.117 7	78.838 8	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
24	C	28.52	0.29	72.481 7	114.539 0	124.382 2	65.323 0	63.686 4	100.640 2	109.289 0	57.396 4	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

25	J	21.58	0.26	64.2307	101.500 4	110.223 0	57.8869	59.7268	94.3831	102.494 1	53.8279	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
26	K	21.01	0.26	65.9124	104.157 9	113.108 9	59.4025	61.5317	97.2353	105.591 5	55.4545	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
27	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
28	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
29	M	33.63	0.25	62.4886	98.7474	107.233 5	56.3169	52.0306	82.2211	89.2870	46.8917	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
30	N	41.81	0.21	51.9110	82.0321	89.0818	46.7840	38.6925	61.1437	66.3982	34.8710	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
31	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
32	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
33	A	21.01	0.38	96.5384	152.554 5	165.664 6	87.0037	90.1222	142.415 4	154.654 2	81.2213	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
34	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
35	I	41.90	0.14	35.3815	55.9116	60.7165	31.8871	26.3356	41.6167	45.1932	23.7345	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
36	P	41.11	0.28	69.6912	110.129 3	119.593 6	62.8081	52.5071	82.9741	90.1047	47.3212	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
37	R	22.00	0.49	122.352 4	193.347 1	209.962 8	110.268 2	113.447 1	179.274 4	194.680 8	102.242 5	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
38	S	47.92	0.25	61.7356	97.5575	105.941 3	55.6383	41.3692	65.3736	70.9916	37.2834	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
39	E	47.38	0.19	47.0280	74.3158	80.7023	42.3832	31.8432	50.3201	54.6445	28.6982	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
40	F	52.00	0.17	43.9161	69.3982	75.3622	39.5787	27.0367	42.7246	46.3963	24.3664	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
41	G	31.23	0.27	66.7493	105.480 4	114.545 1	60.1568	57.0774	90.1964	97.9477	51.4401	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

42	T	30.45	0.27	68.2970	107.926 1	117.201 0	61.5516	58.8799	93.0447	101.040 7	53.0646	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
43	U	26.41	0.41	103.036 0	162.822 4	176.814 9	92.8596	92.2852	145.833 3	158.365 9	83.1706	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
44	V	45.20	0.26	64.5808	102.053 6	110.823 8	58.2025	45.5061	71.9109	78.0908	41.0117	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
45	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
46	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
47	I	41.99	0.14	35.3205	55.8151	60.6118	31.8321	26.2535	41.4871	45.0524	23.6606	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
48	M	33.63	0.25	62.4886	98.7474	107.233 5	56.3169	52.0306	82.2211	89.2870	46.8917	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
49	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
50	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
51	A	21.01	0.38	96.5384	152.554 5	165.664 6	87.0037	90.1222	142.415 4	154.654 2	81.2213	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
52	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
53	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
54	R	22.00	0.49	122.352 4	193.347 1	209.962 8	110.268 2	113.447 1	179.274 4	194.680 8	102.242 5	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
55	S	47.92	0.25	61.7356	97.5575	105.941 3	55.6383	41.3692	65.3736	70.9916	37.2834	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
56	H	39.05	0.22	54.9303	86.8034	94.2630	49.5050	42.6579	67.4099	73.2030	38.4447	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
57	E	47.38	0.19	47.0280	74.3158	80.7023	42.3832	31.8432	50.3201	54.6445	28.6982	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
58	F	52.00	0.17	43.9161	69.3982	75.3622	39.5787	27.0367	42.7246	46.3963	24.3664	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

59	G	31.23	0.27	66.7493	105.480 4	114.545 1	60.1568	57.0774	90.1964	97.9477	51.4401	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
60	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
61	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
62	W	21.01	0.51	127.830 1	202.003 2	219.362 8	115.204 9	119.334 3	188.577 6	204.783 5	107.548 2	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
63	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
64	M	34.25	0.24	61.4916	97.1720	105.522 7	55.4184	50.8289	80.3223	87.2250	45.8088	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
65	U	26.41	0.41	103.036 0	162.822 4	176.814 9	92.8596	92.2852	145.833 3	158.365 9	83.1706	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
66	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
67	M	33.63	0.25	62.4886	98.7474	107.233 5	56.3169	52.0306	82.2211	89.2870	46.8917	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
68	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
69	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
70	A	21.01	0.38	96.5384	152.554 5	165.664 6	87.0037	90.1222	142.415 4	154.654 2	81.2213	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
71	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
72	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
73	R	22.00	0.49	122.352 4	193.347 1	209.962 8	110.268 2	113.447 1	179.274 4	194.680 8	102.242 5	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
74	S	47.92	0.25	61.7356	97.5575	105.941 3	55.6383	41.3692	65.3736	70.9916	37.2834	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
75	H	39.05	0.22	54.9303	86.8034	94.2630	49.5050	42.6579	67.4099	73.2030	38.4447	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

76	E	47.38	0.19	47.0280	74.3158	80.7023	42.3832	31.8432	50.3201	54.6445	28.6982	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
77	F	52.00	0.17	43.9161	69.3982	75.3622	39.5787	27.0367	42.7246	46.3963	24.3664	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
78	G	31.23	0.27	66.7493	105.480 4	114.545 1	60.1568	57.0774	90.1964	97.9477	51.4401	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
79	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
80	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
81	W	21.01	0.51	127.830 1	202.003 2	219.362 8	115.204 9	119.334 3	188.577 6	204.783 5	107.548 2	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
82	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
83	M	34.25	0.24	61.4916	97.1720	105.522 7	55.4184	50.8289	80.3223	87.2250	45.8088	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
84	U	26.41	0.41	103.036 0	162.822 4	176.814 9	92.8596	92.2852	145.833 3	158.365 9	83.1706	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
85	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
86	M	33.63	0.25	62.4886	98.7474	107.233 5	56.3169	52.0306	82.2211	89.2870	46.8917	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
87	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
88	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
89	A	21.01	0.38	96.5384	152.554 5	165.664 6	87.0037	90.1222	142.415 4	154.654 2	81.2213	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
90	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
91	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
92	R	22.00	0.49	122.352 4	193.347 1	209.962 8	110.268 2	113.447 1	179.274 4	194.680 8	102.242 5	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5

Realizado por: Silvia Sangucho.

93	S	47.92	0.25	61.7356	97.5575	105.941 3	55.6383	41.3692	65.3736	70.9916	37.2834	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
94	H	39.05	0.22	54.9303	86.8034	94.2630	49.5050	42.6579	67.4099	73.2030	38.4447	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
95	E	47.38	0.19	47.0280	74.3158	80.7023	42.3832	31.8432	50.3201	54.6445	28.6982	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
96	F	52.00	0.17	43.9161	69.3982	75.3622	39.5787	27.0367	42.7246	46.3963	24.3664	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
97	G	31.23	0.27	66.7493	105.480 4	114.545 1	60.1568	57.0774	90.1964	97.9477	51.4401	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
98	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
99	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
100	W	21.01	0.51	127.830 1	202.003 2	219.362 8	115.204 9	119.334 3	188.577 6	204.783 5	107.548 2	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
101	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
102	M	34.25	0.24	61.4916	97.1720	105.522 7	55.4184	50.8289	80.3223	87.2250	45.8088	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
103	U	26.41	0.41	103.036 0	162.822 4	176.814 9	92.8596	92.2852	145.833 3	158.365 9	83.1706	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
104	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
105	M	33.63	0.25	62.4886	98.7474	107.233 5	56.3169	52.0306	82.2211	89.2870	46.8917	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
106	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
107	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
108	A	21.01	0.38	96.5384	152.554 5	165.664 6	87.0037	90.1222	142.415 4	154.654 2	81.2213	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
109	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5

Realizado por: Silvia Sangucho.

110	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
111	R	22.00	0.49	122.352 4	193.347 1	209.962 8	110.268 2	113.447 1	179.274 4	194.680 8	102.242 5	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
112	S	47.92	0.25	61.7356	97.5575	105.941 3	55.6383	41.3692	65.3736	70.9916	37.2834	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
113	F	52.00	0.17	43.9161	69.3982	75.3622	39.5787	27.0367	42.7246	46.3963	24.3664	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
114	E	47.38	0.19	47.0280	74.3158	80.7023	42.3832	31.8432	50.3201	54.6445	28.6982	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
115	G	31.23	0.27	66.7493	105.480 4	114.545 1	60.1568	57.0774	90.1964	97.9477	51.4401	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
116	H	39.05	0.22	54.9303	86.8034	94.2630	49.5050	42.6579	67.4099	73.2030	38.4447	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
117	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
118		26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
119	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
120	K	21.01	0.26	65.9124	104.157 9	113.108 9	59.4025	61.5317	97.2353	105.591 5	55.4545	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
121	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
122	M	34.25	0.24	61.4916	97.1720	105.522 7	55.4184	50.8289	80.3223	87.2250	45.8088	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
123	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
124	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
125	M	33.63	0.25	62.4886	98.7474	107.233 5	56.3169	52.0306	82.2211	89.2870	46.8917	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
126	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

127	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
128	A	21.01	0.38	96.5384	152.554 5	165.664 6	87.0037	90.1222	142.415 4	154.654 2	81.2213	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
129	L	26.41	0.21	53.1280	83.9553	91.1702	47.8807	47.5845	75.1953	81.6574	42.8848	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
130	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
131	R	22.00	0.49	122.352 4	193.347 1	209.962 8	110.268 2	113.447 1	179.274 4	194.680 8	102.242 5	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
132	S	47.92	0.25	61.7356	97.5575	105.941 3	55.6383	41.3692	65.3736	70.9916	37.2834	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
133	E	47.38	0.19	47.0280	74.3158	80.7023	42.3832	31.8432	50.3201	54.6445	28.6982	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
134	F	52.00	0.17	43.9161	69.3982	75.3622	39.5787	27.0367	42.7246	46.3963	24.3664	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
135	G	31.23	0.27	66.7493	105.480 4	114.545 1	60.1568	57.0774	90.1964	97.9477	51.4401	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
136	H	39.05	0.22	54.9303	86.8034	94.2630	49.5050	42.6579	67.4099	73.2030	38.4447	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
137	O	26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
138		26.41	0.31	77.8137	122.964 8	133.532 1	70.1284	69.6945	110.134 6	119.599 3	62.8111	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
139	B	21.58	0.37	94.0753	148.662 1	161.437 8	84.7839	87.4786	138.237 9	150.117 7	78.8388	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
140	W	21.01	0.51	127.830 1	202.003 2	219.362 8	115.204 9	119.334 3	188.577 6	204.783 5	107.548 2	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5
141	J	22.00	0.25	63.0880	99.6946	108.262 1	56.8571	58.4962	92.4384	100.382 3	52.7188	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
142	M	34.25	0.24	61.4916	97.1720	105.522 7	55.4184	50.8289	80.3223	87.2250	45.8088	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
143	U	26.41	0.41	103.036 0	162.822 4	176.814 9	92.8596	92.2852	145.833 3	158.365 9	83.1706	45.824 4	72.413 8	78.636862 4	41.298 5

Realizado por: Silvia Sangucho.

144	L	26.41	0.21	53.128 0	83.9553	91.1702	47.880 7	47.584 5	75.1953	81.6574	42.884 8	23.628 2	37.338 4	40.547132 2	21.294 5
145	X	22.00	0.37	92.401 6	146.017 3	158.565 7	83.275 5	85.676 2	135.389 6	147.024 6	77.214 4	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
146	A	21.01	0.38	96.538 4	152.554 5	165.664 6	87.003 7	90.122 2	142.415 4	154.654 2	81.221 3	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
147	B	21.58	0.37	94.075 3	148.662 1	161.437 8	84.783 9	87.478 6	138.237 9	150.117 7	78.838 8	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
148	O	26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
149		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
150		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
151		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
152	X	22.00	0.37	92.401 6	146.017 3	158.565 7	83.275 5	85.676 2	135.389 6	147.024 6	77.214 4	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
153	A	21.01	0.38	96.538 4	152.554 5	165.664 6	87.003 7	90.122 2	142.415 4	154.654 2	81.221 3	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
154	B	21.58	0.37	94.075 3	148.662 1	161.437 8	84.783 9	87.478 6	138.237 9	150.117 7	78.838 8	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
155	O	26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
156		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
157		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
158		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
159	B	21.58	0.37	94.075 3	148.662 1	161.437 8	84.783 9	87.478 6	138.237 9	150.117 7	78.838 8	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0
160		21.58	0.37	94.075 3	148.662 1	161.437 8	84.783 9	87.478 6	138.237 9	150.117 7	78.838 8	34.606 9	54.687 5	59.387213 8	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

161	O	26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
162		26.41	0.31	77.813 7	122.964 8	133.532 1	70.128 4	69.694 5	110.134 6	119.599 3	62.811 1	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
163	E	47.92	0.19	46.623 2	73.6762	80.0078	42.018 5	31.242 4	49.3707	53.6135	28.156 7	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
164		47.38	0.19	47.028 0	74.3158	80.7023	42.383 2	31.843 2	50.3201	54.6445	28.698 2	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
165	G	31.23	0.27	66.749 3	105.480 4	114.545 1	60.156 8	57.077 4	90.1964	97.9477	51.440 1	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
166	H	39.05	0.22	54.930 3	86.8034	94.2630	49.505 0	42.657 9	67.4099	73.2030	38.444 7	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
167	Q	52.00	0.17	43.916 1	69.3982	75.3622	39.578 7	27.036 7	42.7246	46.3963	24.366 4	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
168	Y	55.22	0.17	42.133 2	66.5808	72.3026	37.971 9	24.032 6	37.9774	41.2411	21.659 0	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0
169	Z	55.22	0.17	42.133 2	66.5808	72.3026	37.971 9	24.032 6	37.9774	41.2411	21.659 0	34.606 9	54.687 5	59.38721 38	31.189 0

Realizado por: Silvia Sangucho.

Anexo 7

Código Matlab para tratamiento de registros sísmicos

El código presentado a continuación es un ejemplo de cómo se realizó la programación para cada uno de los registros sísmicos.

```

%PROYECTO TESIS
%SISMO: LOMA PRIETA
% ESTACIÓN: Bran
% N-S
%AÑO 1989
clear
clc
load('TRESNS.txt')
a0=TRESNS;

%Registro Original

dt=1/200; %1/#muestras
n=length(a0);
t=(0:dt:(n-1)*dt);

%Se utiliza el método de trapecios para integrar el acelerograma (cumtrapz)
v0=cumtrapz(a0)*dt;
d0=cumtrapz(v0)*dt;
figure (1)
subplot (3,1,1);
plot(t,a0); title('Aceleracion del registro original');
subplot(3,1,2);
plot(t,v0); title('Velocidad');
subplot(3,1,3);
plot(t,d0); title('Desplazamiento');

%Quitar línea de Tendencia
adetrend=detrend(a0);
v=cumtrapz(adetrend)*dt;
d=cumtrapz(v)*dt;
figure (2)
subplot(3,1,1);
plot(t,adetrend); title('Aceleracion sin linea de tendencia');
subplot(3,1,2);
plot(t,v); title('Velocidad');
subplot(3,1,3);
plot(t,d); title('Desplazamiento');

%Filtrado de Señal
flc=1; %Hz
fhc=30; %Hz
fs=1/dt;
Fn=fs/1.9999; % Frecuencia Nyquist
[fb,fa]=butter(4,[flc/Fn,fhc/Fn]); %Diseño de filtro para una funcion de butterworth de orden 4
vc=filter(fb,fa,v);
dc=cumtrapz(vc)*dt;
ac=diff(vc)/dt;
ac(end+1)=0;
figure (3)
subplot(3,1,1);
plot(t,ac); title('Aceleracion corregida y filtrada'); hold on
subplot(3,1,2);
plot(t,vc); title('Velocidad');hold on
subplot(3,1,3);

```

```

plot(t,dc); title('Desplazamiento');hold on

% Aplicación de la intensidad de arias
%funcion lap2020A
figure (4)
[acr,t]=lap2020A(dt,ac);

% ESPECTRO DE RESPUESTA NEC
figure (5)
Fa=1.2;
Fd=1.19;
Fs=1.28;
eta=2.48; %Provincia de Pichincha
z=0.4;
r=1;
dT=1/200;
Tmax=3;
[Sa,T]=EspectroNEC2020A(Fa,Fd,Fs,r,eta,dT,Tmax,z);
plot(T,Sa)
hold on

% Espectro de Respuesta
sg=acr;
dT=1/200;
Tmax=3;
z=0.05; %Factor de Amortiguamiento
beta=1/4;
gamma=1/2;
dt=1/200;
[Sa,Sv,Sd,T]=EspectroRespuesta_BetaNewmark20203A(sg,dT,Tmax,z,beta,gamma,dt);
plot(T,Sa,'magenta');

%% E-O
clear
clc
load('TRESEO.txt')
a0=TRESEO;%sin correccion acelerograma

%Registro Original

dt=1/200;
n=length(a0);
t=(0:dt:(n-1)*dt);

%Se utiliza el método de trapecios para integrar el acelerograma (cumtrapz)
v0=cumtrapz(a0)*dt;
d0=cumtrapz(v0)*dt;
figure (1)
subplot(3,1,1);
plot(t,a0); title('Aceleracion del registro original');
subplot(3,1,2);
plot(t,v0); title('Velocidad');
subplot(3,1,3);
plot(t,d0); title('Desplazamiento');

%Quitar linea de Tendencia

```

```

adetrend=detrend(a0);
v=cumtrapz(adetrend)*dt;
d=cumtrapz(v)*dt;
figure (2)
subplot(3,1,1);
plot(t,adetrend); title('Aceleracion sin linea de tendencia');
subplot(3,1,2);
plot(t,v); title('Velocidad');
subplot(3,1,3);
plot(t,d); title('Desplazamiento');

%Filtrado de Señal

flc=1; %Hz
fhc=30; %Hz
fs=1/dt;
Fn=fs/1.9999; % Frecuencia Nyquist
[fb,fa]=butter(4,[flc/Fn,fhc/Fn]); %Diseño de filtro para una funcion de butterworth de orden 4
vc=filter(fb,fa,v);
dc=cumtrapz(vc)*dt;
ac=diff(vc)/dt;
ac(end+1)=0;
figure (3)
subplot(3,1,1);
plot(t,ac); title('Aceleracion corregida y filtrada'); hold on
subplot(3,1,2);
plot(t,vc); title('Velocidad');hold on
subplot(3,1,3);
plot(t,dc); title('Desplazamiento');hold on

% Aplicación de la intensidad de arias
%funcion lap2020A
figure (4)
[acr,t]=lap2020A(dt,ac); %donde acr:es el acelerograma corregido recortado

% ESPECTRO DE RESPUESTA NEC
figure (5)
Fa=1.2;
Fd=1.19;
Fs=1.28;
eta=2.48; %Provincia de Pichincha
z=0.4;
r=1; %suelo Tipo D
dT=1/200;
Tmax=3;
[Sa,T]=EspectroNEC2020A(Fa,Fd,Fs,r,eta,dT,Tmax,z);
plot(T,Sa)
hold on

% Espectro de Respuesta
sg=acr;
dT=1/200;
Tmax=3;
z=0.05; %Factor de Amortiguamiento
beta=1/4;
gamma=1/2;
dt=1/200;
[Sa,Sv,Sd,T]=EspectroRespuesta_BetaNewmark20203A(sg,dT,Tmax,z,beta,gamma,dt);
plot(T,Sa,'orange');

```


Anexo 8

Código Matlab para escalamiento de registros sísmicos

```

%ESCALAMIENTO DE SISMOS
clc
clear all
z=0.05;
beta=1/6;
gamma=1/2;

dt=[0.01;0.01;0.005;0.005;0.005;0.005;0.005;0.005;0.01;0.01;0.005;0.005;0.01;0.01];

nsis=7; % # pares de acelerogramas
% QUITO
Fa=1.2;
Fd=1.19;
Fs=1.28;
fip=1;%Factor de Irregularidad en planta NEC
fie=0.9;%Factor de Irregularidad en elevacion
NEC[Sa,T]=EspectroNEC2020A(Fa,Fd,Fs,r,eta,dT,Tmax,zona_sismica)
l=1;
R=6;
zg=0.4;
r=1;
eta=2.48;
dT=0.01;
Tmax=3;
%% PASO 1 Y 2
[EspObj,T]=EspectroNEC2020A(Fa,Fd,Fs,r,eta,dT,Tmax,zg)
plot(T,EspObj)
hold on
Test=0.65;
Tinf=max(0.2*Test,0.0070);
Tsup=2*Test;

%MATRIZ DE TODOS LOS PUNTOS DE LOS ESPECTROS

EspMax=zeros(length(T),nsis);
for i=1:nsis
    S2-(i)=importdata(strcat('SISMOEO',num2str(i),'.txt'));
    S1-(i)=importdata(strcat('SISMONS',num2str(i),'.txt'));

%Espectros de los acelerogramas
    [~,~,~,~,~,EspEO]=EspectroRespuesta_BetaNewmark20202A(...
    SaEO,dT,Tmax,z,beta,gamma,dt(i));
    [~,~,~,~,~,EspNS]=EspectroRespuesta_BetaNewmark20202A(...
    SaNS,dT,Tmax,z,beta,gamma,dt(i));
    if max(EspEO(Tinf/dT+1:Tsup/dT+1))>max(EspNS(Tinf/dT+1:Tsup/dT+1))%VALOR MAX
        EspMax(:,i)=EspEO;
        plot(T,EspEO);
    else
        EspMax(:,i)=EspNS;
        plot(T,EspNS)
        legend('NEC151','7 Loma Prieta (Capitola)','14 N Palm Springs','17 Loma Prieta (BRAN)','19
Loma Prieta (Coyote Lake)','36 Chuetsu-oki Japan','40 Northridge (La Dam)','45 Northridge (Simi
Valley)');
    end
end
%% PASO 3
figure(2)
plot(T,EspObj)
hold on

```

```

S1=zeros(nsis,1);
EspMaxS1=zeros(length(T),nsis);
for i=1:nsis
    S1(i)=EspObj(Test/dT+1)/EspMax(Test/dT+1,i);
    EspMaxS1(:,i)=EspMax(:,i)*S1(i);
    plot(T,EspMaxS1(:,i))
    legend ('NEC151','7 Loma Prieta (Capitola)','14 N Palm Springs','17 Loma Prieta (BRAN)','19
Loma Prieta (Coyote Lake)','36 Chuetsu-oki Japan','40 Northridge (La Dam)','45 Northridge (Simi
Valley)')
end
%% PASO 4
figure(3)
plot(T,EspObj)
hold on

%EspMaxS1prom=zeros(length(T),1);
% for i=1:nsis
%   EspMaxS1prom=EspMaxS1prom+EspMaxS1(:,i)/nsis;
% end
EspMaxS1prom=sum(EspMaxS1,2)/nsis;
plot(T,EspMaxS1prom)

%% PASO 5
figure(4)
plot(T,EspObj)
hold on
S2=max(EspObj(Tinf/dT+1:Tsup/dT+1)*0.9./EspMaxS1prom(Tinf/dT+1:Tsup/dT+1));
%% PASO 6
SS=S1*S2;
for i=1:nsis
    plot(T,EspMax(:,i)*SS(i))
end

%% GUARDAR RESULTADOS DE ACELEROGRAMAS ESCALADOS
for i=1:nsis
    S2-(i)=importdata(strcat('SISMOEO',num2str(i),'.txt'));
    S1-(i)=importdata(strcat('SISMONS',num2str(i),'.txt'));
    dlmwrite(strcat('s2-(i)',num2str(i),'.txt'),SaEO*SS(i));
    dlmwrite(strcat('s1-(i)',num2str(i),'.txt'),SaNS*SS(i));
    Tx=(dT:dT:dT*length(SaEO));
    Ty=(dT:dT:dT*length(SaNS));
    figure
    plot(Tx,S2-(i)*SS(i))
    figure
    plot(Ty,S1-(i)*SS(i))
end

```