

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS
DINÁMICO NO LINEAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MIGUEL
MURO ZAPATA, LAMBAYEQUE, 2022

TESIS

Presentada por:

Bach. Andres Alberto YAIPEN CHAFLOQUE

ORCID: 0000-0002-4656-8430

Asesor:

Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES

ORCID: 0000-0002-4262-5733

Para obtener el grado académico de:
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS

TACNA-PERÚ

2024

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS

Tesis

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS
DINÁMICO NO LINEAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MIGUEL
MURO ZAPATA, LAMBAYEQUE, 2022”**

Presentada por:

Bach. Andres Alberto YAIPEN CHAFLOQUE

**Tesis sustentada y aprobada 14 de marzo del 2024; ante el siguiente jurado
examinador:**

PRESIDENTE: Dr. Pedro Valerio MAQUERA CRUZ

SECRETARIO: Mtro. Wilber Percy MENDOZA RAMÍREZ

VOCAL: Mtro. Edgar Hipólito CHAPARRO QUISPE

ASESOR: Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Andrés Alberto Yaipén Chafloque, en calidad de maestrando de la Maestría en Ingeniería Civil con mención en estructuras de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 47016645.

Soy autor (a) de la tesis titulada:

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MIGUEL MURO ZAPATA, LAMBAYEQUE, 2022”, con asesora: Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES

DECLARO BAJO JURAMENTO

Ser el único autor del texto entregado para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, y que tal texto no ha sido entregado ni total ni parcialmente para obtención de un grado académico en ninguna otra universidad o instituto, ni ha sido publicado anteriormente para cualquier otro fin.

Así mismo, declaro no haber trasgredido ninguna norma universitaria con respecto al plagio ni a las leyes establecidas que protegen la propiedad intelectual.

Declaro, que después de la revisión de la tesis con el software Turnitin se declara 18% de similitud, además que el archivo entregado en formato PDF corresponde exactamente al texto digital que presento junto al mismo.

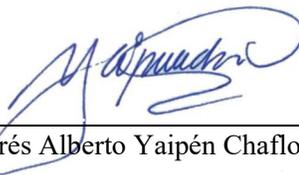
Por último, declaro que para la recopilación de datos se ha solicitado la autorización respectiva a la empresa u organización, evidenciándose que la información presentada es real y soy conocedor de las sanciones penales en caso de infringir las leyes del plagio y de falsa declaración, y que firmo la presente con pleno uso de mis facultades y asumiendo todas las responsabilidades de ella derivada.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra o invención presentada.

En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Lugar y fecha: Tacna, 14 de marzo del 2024



Andrés Alberto Yaipén Chafloque

DNI: 47016645

DEDICATORIA

A Dios quien ha sido mi inspirador y guía para continuar este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados. A mis padres Carlos Alberto y María Rosa quienes, desde el cielo con su amor y el ejemplo que me brindaron de esfuerzo y valentía me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño.

AGRADECIMIENTO

A Dios que con su fidelidad y amor han estado conmigo hasta el día de hoy.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
RESUMEN	xix
ABSTRACT	xx
INTRODUCCIÓN	xxi
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.2.1. Interrogante principal.....	2
1.2.2. Interrogantes secundarias	2
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	5
2.1.1. Investigaciones a nivel internacional	5
2.1.2. Investigaciones a nivel nacional.....	8
2.2. BASES TEÓRICAS	11
2.2.1. Nivel de peligrosidad sísmica	11
2.2.2. Peligro sísmico en Perú.....	13
2.2.3. Desempeño sísmico.....	14
2.2.4. Análisis dinámico no lineal.....	23
2.3. DEFINICIÓN DE CONCEPTOS	29

2.3.1.	Rotulas plásticas.....	29
2.3.2.	Acelerograma	29
2.3.3.	Análisis no lineal.....	30
2.3.4.	Ductilidad.....	30
2.3.5.	Resistencia.....	30
2.3.6.	Capacidad de resistencia	31
2.3.7.	Curva de capacidad	31
2.3.8.	Graficas de aceleración	31
3.	CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO	32
3.1.	HIPÓTESIS	32
3.1.1.	Hipótesis general.....	32
3.1.2.	Hipótesis específicas	32
3.2.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	32
3.2.1.	Identificación de las variables independientes	32
3.2.2.	Identificación de la variable dependiente.....	33
3.3.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	34
3.4.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	34
3.5.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	34
3.6.	ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN	35
3.7.	POBLACIÓN Y MUESTRA	35
3.7.1.	Unidad de estudio.....	35
3.7.2.	Población.....	35
3.7.3.	Muestra.....	35
3.8.	PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	35
3.8.1.	Procedimiento	35

3.8.2. Técnicas.....	37
3.8.3. Instrumentos.....	37
4. CAPITULO IV: RESULTADOS.....	38
4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE GABINETE.....	38
4.2. DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	72
4.3. RESULTADOS.....	84
4.4. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.....	165
4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	166
5. CONCLUSIONES.....	171
6. RECOMENDACIONES.....	173
7. REFERENCIAS.....	174
8. APÉNDICE.....	178

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Representación del estado en daños y el nivel de desempeño	15
Tabla 2 Niveles de desempeño estructural.....	20
Tabla 3 Tipo de uso, destino e importancia de la edificación.....	23
Tabla 4 Indicadores de las variables dependientes	33
Tabla 5 Indicadores de las variables dependientes	34
Tabla 6 Características del material utilizado para vigas y columnas	41
Tabla 7 Cargas muertas utilizadas en el diseño estructural.....	42
Tabla 8 Cargas vivas utilizadas en el diseño estructural.....	42
Tabla 9 Propiedades viga 20*70	44
Tabla 10 Propiedades viga 25*70	44
Tabla 11 Propiedades viga 30*50	45
Tabla 12 Propiedades viga 30*70	45
Tabla 13 Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo I.....	46
Tabla 14 Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo II.....	46
Tabla 15 Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo III....	47
Tabla 16 Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo IV ...	47
Tabla 17 Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo V.....	48
Tabla 18 Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo VI ...	48
Tabla 19 Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo I	49
Tabla 20 Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo II.....	49
Tabla 21 Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo III.....	50
Tabla 22 Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo IV	50

Tabla 23 Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo V.....	51
Tabla 24 Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo VI	51
Tabla 25 Propiedades de diseño de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo I	52
Tabla 26 Propiedades de diseño de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo II	52
Tabla 27 Propiedades de diseño de la viga 306 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo I....	53
Tabla 28 Propiedades de diseño de la viga 306 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo II ..	53
Tabla 29 Propiedades de diseño de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo I.	54
Tabla 30 Propiedades de diseño de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo II	54
Tabla 31 Propiedades de diseño de la viga 307 (30*70)-eje B-D-F-tramo I.....	55
Tabla 32 Propiedades de diseño de la viga 307 (30*70)-eje B-D-F-tramo II.....	55
Tabla 33 Peso total de la edificación.....	60
Tabla 34 Fuerzas laterales por nivel.....	60
Tabla 35 Coeficientes de ampliación	63
Tabla 36 Parámetros de modelado y aceptación numérica criterios para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado.....	69
Tabla 37 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado.....	70
Tabla 38 Límites de deformación	71
Tabla 39 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2- tramo I.....	81

Tabla 40 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo II.....	81
Tabla 41 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo III	81
Tabla 42 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo IV	82
Tabla 43 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo V.....	82
Tabla 44 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo VI.....	82
Tabla 45 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo I.....	83
Tabla 46 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo II.....	83
Tabla 47 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo I.....	83
Tabla 48 Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo II	84
Tabla 49 Cálculos para el desarrollo del diagrama momento curvatura de la viga 30x70 ubicada en el eje Y	84
Tabla 50 Criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de la viga 30x70 ubicada en el eje Y	85
Tabla 51 Control de aceptación según ATC 40, sismo de servicio dirección X...	86

Tabla 52 Control de aceptación según ATC 40, sismo de diseño dirección X.....	88
Tabla 53 Control de aceptación según ATC 40, sismo máximo creíble esperado dirección X.....	90
Tabla 54 Control de aceptación según ATC 40, sismo de servicio dirección Y...	92
Tabla 55 Control de aceptación según ATC 40, sismo de diseño dirección Y.....	94
Tabla 56 Control de aceptación según ATC 40, sismo máximo creíble dirección Y	96
Tabla 57 Máximos desplazamientos para cada intensidad sísmica	164
Tabla 58 Máximas derivas para cada intensidad sísmica.....	164

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sismicidad según normativa 2003 y según norma de 2018.....	14
Figura 2 Niveles de deterioro en edificaciones	18
Figura 3 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	21
Figura 4 Componentes principales de un acelerograma	26
Figura 5 Modelo básico histérico.....	29
Figura 6 Metodología para evaluar desempeño	37
Figura 7 Planta típica	38
Figura 8 Esquema típico de pórticos en ejes A-A, C-C, E- y, G-G	39
Figura 9 Esquema típico de pórticos en ejes B-B, D-D y F-F	40
Figura 10 Esquema típico de pórticos en ejes 1-1 y 2-2	40
Figura 11 Espectro de diseño de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo – Lambayeque	43
Figura 12 Columna tipo 01 diseñada con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo.....	56
Figura 13 Muros estructurales de tipo 2, diseñadas con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo	57
Figura 14 Muros estructurales de tipo 3, diseñadas con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo	58
Figura 15 Muros estructurales de tipo 4, diseñadas con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo	59
Figura 16 Acelerograma para el sismo 7035, SEISMOSIGNAL	64

Figura 17 Espectro de aceleración para el sismo 7035	65
Figura 18 Espectro de aceleración para el sismo 7036	65
Figura 19 Espectro de aceleración para el sismo 7038	66
Figura 20 Espectro de aceleración para el sismo 7039	66
Figura 21 Espectro de aceleración para el sismo 7050	67
Figura 22 Espectro de aceleración para el sismo 7051	67
Figura 23 Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de hormigón	68
Figura 24 Asignación del patrón de cargas en la dirección X.....	72
Figura 25 Asignación del patrón de cargas en la dirección Y.....	73
Figura 26 Función “time history”, norte-sur SISMO 7035.....	74
Figura 27 Función “time history”, este-oeste SISMO 7036	74
Figura 28 Función “time history”, norte-sur SISMO 7038.....	75
Figura 29 Función “time history”, este-oeste SISMO 7039	75
Figura 30 Función “time history”, norte-sur SISMO 7050.....	76
Figura 31 Función “time history”, este-oeste SISMO 7035	76
Figura 32 Caso de carga lineal para cargas permanentes.....	77
Figura 33 Caso de cargas lineal para cargas variables de entrepiso	77
Figura 34 Caso de cargas lineal para cargas variables de la azotea	78
Figura 35 Caso de cargas no lineales	78
Figura 36 Caso de carga tiempo historia no lineal, sismo en Lima 17/10/1966 ...	79
Figura 37 Caso de carga tiempo historia no lineal, sismo en Huaraz 31/05/1970	79
Figura 38 Caso de carga tiempo historia no lineal, sismo en Lima 03/10/1974 ...	80

Figura 39 Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de concreto armado	85
Figura 40 Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X.....	87
Figura 41 Paso 10 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X.....	87
Figura 42 Punto de desempeño, sismo de diseño dirección X.....	89
Figura 43 Paso 20 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X.....	89
Figura 44 Punto de desempeño, sismo máximo creíble esperado dirección X.....	91
Figura 45 Paso 33 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X.....	91
Figura 46 Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X.....	93
Figura 47 Paso 04 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección Y	93
Figura 48 Punto de desempeño, sismo de diseño dirección Y	95
Figura 49 Paso 10 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección Y	95
Figura 50 Punto de desempeño, sismo máximo creíble dirección Y	97
Figura 51 Paso 10 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X.....	97
Figura 52 Desplazamientos Tiempo Historia o lineal – sismo 7035 – 0.45g	98
Figura 53 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 0.45g	99
Figura 54 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 0.45g ...	100

Figura 55 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 0.45g ...	101
Figura 56 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 0.45g ...	102
Figura 57 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 0.45g ...	103
Figura 58 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 1g	104
Figura 59 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 1g	105
Figura 60 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 1g	106
Figura 61 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 1g	107
Figura 62 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 1g	108
Figura 63 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 1g	109
Figura 64 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 2g	110
Figura 65 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 2g	111
Figura 66 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 2g	112
Figura 67 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 2g	113
Figura 68 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 2g	114
Figura 69 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 2g	115
Figura 70 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 3g	116
Figura 71 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 3g	117
Figura 72 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 3g	118
Figura 73 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 3g	119
Figura 74 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 3g	120
Figura 75 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 3g	121
Figura 76 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 4g	122
Figura 77 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 4g	123

Figura 78 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 4g	124
Figura 79 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 4g	125
Figura 80 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 4g	126
Figura 81 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 4g	127
Figura 82 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 5g	128
Figura 83 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 5g	129
Figura 84 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 5g	130
Figura 85 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 5g	131
Figura 86 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 5g	132
Figura 87 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 5g	133
Figura 88 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 6g	134
Figura 89 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 6g	135
Figura 90 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 6g	136
Figura 91 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 6g	137
Figura 92 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 6g	138
Figura 93 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 6g	139
Figura 94 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 7g	140
Figura 95 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 7g	141
Figura 96 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 7g	142
Figura 97 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 7g	143
Figura 98 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 7g	144
Figura 99 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 7g	145
Figura 100 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 8g	146

Figura 101 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 8g	147
Figura 102 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 8g	148
Figura 103 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 8g	149
Figura 104 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 8g	150
Figura 105 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 8g	151
Figura 106 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 9g	152
Figura 107 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 9g	153
Figura 108 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 9g	154
Figura 109 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 9g	155
Figura 110 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 9g	156
Figura 111 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 9g	157
Figura 112 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 10g	158
Figura 113 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 10g	159
Figura 114 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 10g	160
Figura 115 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 10g	161
Figura 116 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 10g	162
Figura 117 Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 10g	163
Figura 118 Curvas Incrementales IDA	165

RESUMEN

La presente investigación tiene como finalidad evaluar el desempeño sísmico de la Institución Educativa 10022 Miguel Muro Zapata en Lambayeque. Los objetivos principales abarcaron el análisis de rotulas plásticas en elementos clave, empleando coeficientes de desplazamientos y metodologías no lineales. Se evaluó el comportamiento mediante análisis dinámicos. El proceso incluyó modelado estructural utilizando el software Etabs y análisis dinámico no lineal de tiempo historia. Los resultados revelaron que la edificación cumplió con los requisitos de desempeño establecidos en normativas como ATC 40, la estructura demostró una capacidad sobresaliente para resistir cargas sísmicas, como se evidencia en la derivada máxima, la cual se mantiene por debajo del criterio requerido de 0.005 según la tabla "Control de aceptación según ATC 40-17, sismo de servicio dirección X". El estudio destacó la importancia de las rotulas plásticas en la respuesta sísmica y proporcionó información valiosa sobre el comportamiento de la estructura. En conclusión, esta investigación logró evaluar y entender con precisión el comportamiento sísmico de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, contribuyendo a la seguridad y mejora de su diseño estructural.

Palabras claves: análisis estático no lineal, comportamiento no lineal,

ABSTRACT

The objective of this research is to evaluate the seismic performance of the Miguel Muro Zapata Educational Institution 10022 in Lambayeque. The main objectives involved the analysis of plastic hinges in key elements, using displacement coefficients and nonlinear methodologies. The behavior was assessed through dynamic analyses. The process included structural modeling using Etabs software and nonlinear dynamic time history analysis. The results revealed that the building met the performance requirements established in regulations such as ATC 40. The structure demonstrated outstanding ability to withstand seismic loads, as evidenced by the maximum drift, which remained below the required criterion of 0.005 according to the "Acceptance Criteria per ATC 40-17, Seismic Service X-Direction" table. The study highlighted the importance of plastic hinges in seismic response and provided valuable information about the structure's behavior. In conclusion, this research successfully assessed and precisely understood the seismic performance of the Miguel Muro Zapata Educational Institution, contributing to its safety and improving its structural design.

Key Words: nonlinear static analysis, nonlinear behavior

INTRODUCCIÓN

Los sismos, fenómenos impredecibles de variables intensidades, máximas aceleraciones y duraciones, representan una amenaza constante para las estructuras, liberando concentradas cantidades de energía a lo largo del tiempo. La vulnerabilidad de Perú ante estos eventos se intensifica al encontrarse en el cinturón de fuego del Pacífico, una región propensa a múltiples movimientos sísmicos. Este contexto subraya la importancia crítica de diseñar y ejecutar edificaciones que puedan sostener su comportamiento estructural en un rango no lineal, mitigando así posibles colapsos parciales o totales.

El propósito central de esta investigación es abordar esta problemática específica a través de la "Evaluación del desempeño sísmico mediante análisis dinámico no lineal de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, Lambayeque, 2022". Con un enfoque en el cálculo estático no lineal, se pretende analizar detalladamente el comportamiento sísmico del Pabellón 01, una estructura de concreto armado en dicha institución. La evaluación se realizará en concordancia con la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y el Reglamento Nacional de Edificaciones.

La estructura de la investigación se organiza en cuatro capítulos fundamentales. En el Capítulo I, se establece la problemática, justificando la importancia de la evaluación y definiendo el objetivo central: examinar el desempeño sísmico mediante análisis dinámico no lineal en la institución educativa mencionada. El Capítulo II suministra los fundamentos teóricos y científicos esenciales para comprender el contexto de la investigación. En el Capítulo III, se detalla el enfoque metodológico, abordando hipótesis, fundamentos y análisis de datos. El Capítulo IV presenta los resultados obtenidos a partir del análisis dinámico no lineal realizado en la Institución Educativa Miguel Muro Zapata. Como culminación, se presentan las conclusiones derivadas de los resultados y se proponen recomendaciones basadas en los hallazgos.

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el escenario global, la creciente frecuencia e intensidad de eventos sísmicos plantea una problemática generalizada en la seguridad estructural de edificaciones. En diversas regiones costeras alrededor del mundo, comunidades enteras se ven amenazadas por la actividad sísmica debido a la interacción de placas tectónicas, como en el cinturón de fuego del Pacífico. Este fenómeno global exige soluciones avanzadas para mitigar los riesgos sísmicos en edificaciones.

A nivel regional, la región costera del departamento de Lambayeque, Perú, enfrenta desafíos particulares debido a su ubicación estratégica entre las placas tectónicas Nazca y Sudamericana. Las constantes reubicaciones de estas placas generan movimientos sísmicos, impactando directamente en la seguridad de las edificaciones. La problemática regional se acentúa por la necesidad de desarrollar diseños estructurales altamente conservadores, ajustados al Reglamento Nacional de Edificaciones, pero limitados por metodologías convencionales de análisis lineal.

A nivel local, la Institución Educativa Miguel Muro Zapata se encuentra en el epicentro de esta problemática, siendo una representación tangible de los retos enfrentados por las edificaciones en zonas sísmicas. La necesidad de evaluar su desempeño sísmico mediante enfoques más avanzados, como el análisis no lineal, se vuelve esencial para comprender mejor su comportamiento estructural y, por ende, mejorar su seguridad ante posibles eventos sísmicos.

No solo es suficiente con realizar el análisis estructural con un método, es necesario investigar y desarrollar nuevas filosofías de diseño para poder progresar en predecir de manera más eficiente el

comportamiento dinámico de los edificios logrando así reducir el riesgo que puede sufrir dicha edificación ante un fenómeno sísmico. Por lo dicho anteriormente los profesionales de la construcción basándose en el desempeño de acuerdo con la estructura a realizar un diseño sísmico, pues este es uno de los métodos que parece cumplir con las expectativas de los ingenieros civiles al momento de realizar un diseño sísmico. Este método minimiza las dudas que dejan los métodos de diseño basado en fuerzas, facilitará la comunicación entre ingenieros y agentes no técnicos que forman parte del proyecto y están involucrados en la toma de decisiones.

Es por ello por lo que, esta investigación está basada en analizar y evaluar la edificación en su rango no lineal, con el fin de obtener más información del comportamiento estructural de la edificación.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Interrogante principal

La interrogante principal para responder es: ¿Cuál es el desempeño sísmico de la institución educativa Miguel Muro Zapata mediante el análisis dinámico no lineal?

1.2.2. Interrogantes secundarias

Las interrogantes secundarias para responder son las siguientes:

- ¿Cómo se forman las rotulas plásticas en los elementos principales resistentes a momento durante eventos sísmicos?
- ¿Cuál es el desempeño estructural con análisis estático no lineal, usando el método de los coeficientes de desplazamientos?
- ¿Cuál es el desempeño sísmico de los elementos estructurales mediante análisis tiempo historia no lineal?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

A lo largo de la historia del país han ocurrido fenómenos sísmicos de diferentes magnitudes, algunos de ellos llegan a ocasionar daños estructurales que con el tiempo terminan en colapso, lo cual ocasiona pérdidas humanas, materiales y económicas.

La utilidad inherente de esta investigación radica en la búsqueda de enfoques más precisos y avanzados para evaluar el comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos. Si bien actualmente el método más común para evaluar una estructura es el análisis estático lineal, el cual tiene por principal característica el analizar la estructura en base a dos tipos de cargas, la carga viva y la carga muerta, obteniendo resultados numéricos que ayudan a tener una estimación del comportamiento de las estructuras de la edificación.

La importancia de esta investigación radica en su potencial para fortalecer la resiliencia de las edificaciones y, por ende, la seguridad de las personas que las utilizan con el método de “Análisis no Lineal Tiempo Historia”, pues añade cargas incrementales llevando a las estructuras hasta su punto de falla por el sobreesfuerzo causado por dichas cargas, y añade también, datos relacionados a antecedentes sísmicos de la zona. Debido a esto, es necesario realizar el análisis estructural con el método antes mencionado para conocer mejor el desempeño de las estructuras ante un sismo de magnitud alta.

Por lo dicho anteriormente, esta tesis tiene como base brindar los conocimientos que se requieren para utilizar el “Análisis no Lineal Tiempo Historia” y el evidenciar las principales fallas locales que puede presentar una edificación esencial.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo general

El objetivo principal es: Evaluar el desempeño sísmico mediante análisis dinámico no lineal de la institución educativa Miguel Muro Zapata, Lambayeque, 2022.

1.4.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos son las siguientes:

- Comprender cómo se forman las rotulas plásticas en los elementos principales resistentes a momento durante eventos sísmicos.
- Identificar el desempeño estructural con análisis estático no lineal, utilizando el método de los coeficientes de desplazamientos.
- Determinar el desempeño sísmico de los elementos estructurales mediante análisis tiempo historia no lineal.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. Investigaciones a nivel internacional

En base a la revisión bibliográfica realizada acerca del tema de la presente investigación, se tiene los siguientes trabajos de investigación a nivel internacional de diseño estructural, con metodologías y estudios relacionados a evaluación de análisis no lineal, las cuales son las descritas a continuación:

La tesis “Análisis estático no lineal y análisis dinámico del hospital de Vielha”, elaborada por Peralta Máximo para la obtención del grado de magister en la Universidad Politécnica de Cataluña. El desarrollo del estudio estuvo enfocado en contrastar dos métodos de análisis de riesgo sísmico de estructuras, el no lineal y el dinámico para el centro de salud Vielha. El investigador hallo una cierta diferencia significativa entre ambos métodos siendo el más favorable el método dinámico, ya que el método estático no tiene una considerable exactitud en sus mediciones, esto se debe a la irregularidad del edificio (Peralta, 2012).

El trabajo de investigación denominado “Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos al sismo de Quetame del año 2008 y al sismo de la Mesa los Santos del año 2015 registrados en Bogotá D.C.”, desarrollado por Cortés Jhon para la obtención del grado de magíster de la Pontificia Universidad Javeriana. Tuvo como objetivo identificar la respuesta ante los sismos de los edificios mediante el método dinámico en función al número de pisos (altura), ello acondicionado ante los dos más recientes e importantes sismos de Colombia, el sismo de Quetame y la Mesa de los santos. Los

resultados mostraron que las estructuras de acero tienen mejor respuesta ante eventos sísmicos, ya que tuvieron menor cantidad de rotulaciones plásticas (9 en estructuras de 20 pisos, 7 en el sismo de Quetame y dos en la Mesa de los Santos), no presentando ni una rotulación en los edificios de 5 y 12 pisos (Cortes, 2017).

En el estudio titulado “Análisis sísmico no lineal de pórticos planos con aisladores sísmicos triple péndulo de fricción (TPF)”, desarrollado por Tipanluisa Evelyn para la obtención del grado de magíster de la Universidad Politécnica Nacional de Ecuador. Tuvo como objetivo evaluar la funcionalidad de los aisladores de base triple péndulo bajo la metodología estática y dinámica (lineal y no lineal). En base a su análisis se determinó que para las primeras fases es recomendable el uso del método del ASCE 7-16 en complemento con el Modelo Rígido-Lineal. En tanto que si se le adiciona el Modelo de las 3 fases de Constantino las mediciones resultantes van a ser más exactas, a diferencia del Método de Espectro Capacidad, Análisis no lineal y Modal espectral. Además, se identificó que para una evaluación óptima se debe de tener en cuenta los parámetros geométricos, de fricción y la información del proveedor acerca de sus ensayos. Por otro lado, los sistemas de aislación permiten una disminución del cortante basal (Tipanluisa, 2017).

El trabajo de investigación denominado “Modelo reducido para la evaluación rápida del desempeño sísmico de edificios mediante análisis dinámico no-lineal”, desarrollado por Noroña Patricio para la obtención del grado de magíster de la Universidad Politécnica de Cataluña. El investigador tuvo como

finalidad acondicionar una herramienta que mediante una simplificación de una estructura a un edificio de tipo cortante se pueda ejecutar una evaluación y dinámica y que además optimice una estructura de acuerdo con parámetros de análisis dinámico no-lineal. En base a ello, se definió que, en el análisis dinámico no lineal realizado con la formulación modificada y la formulación de Wilbur, se tiene un error relativo de las derivas del suelo en comparación con el modelo de Wilbur. Según la formulación de Wilbur, las derivas del suelo ten una inexactitud relativa del 24.73% y del 16,37%, respectivamente en comparación con el modelo del edificio creado en SAP2000. A partir de estos hallazgos, se demuestra que la evaluación de la estructura utilizando la estructura simplificada con el enfoque de construcción a cortante simplificado proporciona una aproximación razonable (Noroña, 2020).

En el trabajo de investigación titulado “Probabilistic dynamic analysis of steel buildings whith long duration earthquakes” desarrollado por Díaz, Pujades, Barbat e Hidalgo publicado en la Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Se tuvo como principal objetivo determinar la afectación sísmica a edificios de la ciudad de México en función a su altura (bajo, regular y alto) bajo un análisis dinámico los cuales son realizados mediante un análisis probabilístico de Montecarlo. De dicho análisis se tiene que las incertidumbres de reacción previstas son sustanciales, y que la imprevisibilidad de la actividad sísmica es el principal factor. Si se comparan los valores medios de la técnica probabilística con los del escenario determinista, los resultados respectivos para las estructuras de baja y media altura son muy coherentes. Los resultados de las estructuras bajas y medias son menos

consistentes, mientras que el comportamiento no lineal de los edificios altos es menos inconsistente. El comportamiento de las estructuras bajas y medianas evaluadas antes de las actividades sísmicas de la región de investigación es adecuado, mientras que los edificios altos tienen un mayor riesgo sísmico y podrían sufrir daños menores o significativos. Se determina que el método probabilístico proporciona información más detallada sobre la respuesta estructural (Díaz, Pujades, Barbat, Hidalgo y Vargas, 2017).

En el estudio denominado “Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo” desarrollado por Fernández, Elena, Martín, Corona y Hernández publicada en la revista de Obras y Proyectos. Tuvieron como objetivo evaluar bajo el análisis dinámico de una obra civil, que está sujeta a cambios en el viento o la ocurrencia de sismos, para ello analizó bajo dos enfoques a fin de compararlos bajo dos indicadores el desplazamiento y la reacción de soporte. Como consecuencia de la evaluación, para ambos enfoques halló diferencias de al menos dos por ciento de los valores reales, sin embargo, se concluyó que el modelo de superposición modal es el óptimo en razón que su evaluación tienen una menor duración y memoria computacional (Fernández, Elena, Martín, Corona, y Hernández, 2018).

2.1.2. Investigaciones a nivel nacional

Además, en base a la revisión bibliográfica realizada se tiene las siguientes investigaciones con alcance nacional que de la misma manera sirvieron como referencia a esta investigación

por ser estudios de con evaluación de análisis no lineal, las cuales son las descritas a continuación:

El trabajo denominado “Evaluación sísmica de un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque basado en desplazamientos” desarrollado por Sucapuca Luis para la obtener el grado de magister de la Universidad Privada de Tacna. Se enfocó en evaluar el comportamiento sísmico de una estructura dual de concreto armado con la metodología de desplazamientos. Tras realizar un estudio estructural, se determinó que el enfoque de diseño basado en el desplazamiento directo es más sencillo de aplicar que el método de diseño basado en el desplazamiento directo. Este método debe limitarse, en principio, a los pórticos normales con niveles inferiores a tres plantas; los pórticos de mayor momento y los pórticos con periodos más largos sugieren un aumento de la contribución de los modos superiores. Pese a las restricciones anteriormente descritas, la técnica pushover de análisis estático no lineal es una herramienta que posibilita determinar el nivel de intrusión no lineal de una estructura, bajo el desarrollo de la totalidad de su potencialidad. Por otra parte, la técnica pushover de análisis estático no lineal permite comprender mejor la reacción post-flashover de los pórticos del edificio, posibilitando la identificación de la secuencia de plastificación y de las distintas localizaciones o niveles de afectación de la que es objeto la estructura (Sucapuca, 2021).

El trabajo de investigación denominado “Evaluación del factor de modificación de respuesta sísmica mediante el análisis no lineal de estructuras aporricadas de concreto armado” desarrollado por Ancco Ever para la obtención del grado de

magíster de la Universidad Privada Tacna. El trabajo se dirigió a identificar el factor de modificación de comportamiento ante un evento sísmico bajo un análisis no lineal y el uso de señales sísmicas en edificaciones con material de concreto armado y pórticos. Se halló que el factor de resistencia a la ductilidad explica en un 49% la disminución de afectación del sismo, además se ha hallado mayores niveles de este factor en estructuras fundamentadas en roca dura. El factor de sobre resistencia explica un 22% la disminución del sismo, la proporción está relacionada al número de pisos de un edificio, por último, se tiene al factor de redundancia, el cual tienen una incidencia en la reducción sísmica de alrededor del 29%, siendo dependiente de la altura de una edificación (Ancco, 2021).

En el trabajo de investigación titulado “Análisis estático incremental para estimar el desempeño sísmico de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos-Puno” desarrollado por Peñaloza para la obtención del grado de magíster de la Universidad Privada de Tacna. Su trabajo estuvo enfocado en el análisis de la afectación ante sismos de un colegio de Puno. Como consecuencia, se determinó que las derivas de entrepiso están acordes a la norma, además el punto de desempeño evidencia una deformación de 3.495 centímetros, es decir que la estructura tiene un soporte de al menos 50 años ante eventos sísmicos (Peñaloza, 2021).

En el estudio titulado “Propuesta de reforzamiento basado en desempeño del edificio de la escuela de psicología Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019”, desarrollado por Barriga para la obtención del grado de magíster de la Universidad Privada de Tacna. Tuvo como objetivo

analizar la existencia de diferencias entre la infraestructura actual del pabellón de psicología de la UNSA y la propuesta que se plantea para reforzarla. En base a la evaluación convencional bajo la normativa de sismo resistencia, se halló faltas en el sentido de los pórticos: en cuanto al análisis estático no-lineal se confirmó que el sentido de pórticos se hallaba dentro del punto de desempeño en colapso. En cuanto a la evaluación del reforzamiento de la estructura bajo el análisis convencional las mejoras cumplen con las directrices, en tanto que para el análisis estático no-lineal el sentido de los pórticos de concreto armado y el sentido de los muros se encontraron en el punto de seguridad de vida y operacional respectivamente (Barriga, 2019).

En el trabajo de investigación denominado “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio aislado con irregularidad torsional” desarrollado por Meza para la obtención del grado de magister de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Tuvo como objetivo evaluar la efectividad de un aislador en la protección de una infraestructura con problema de torsión mediante un análisis dinámico incremental. Se obtuvo que la aceleración del suelo ha tenido valores de 0.25g, estando dentro del límite elástico, y de 0.675g donde las estimaciones de giros inelásticos en los elementos estructurales ascienden hasta el 26% del umbral de daño, no pasando del límite del daño extensivo; esto se debe a que la estructura estudiada contaba con una base fija para la disminución de las fuerzas sísmicas (Meza, 2020).

2.2.BASES TEÓRICAS

2.2.1. Nivel de peligrosidad sísmica

El nivel de riesgo sísmico o de peligro es uno de los factores a usar para saber cuan recurrente son los sismos en una determinada ubicación además de conocer que impacto tendrán

en las edificaciones que residan en dicha localía. Es imprescindible tener en cuenta dicho factor y el riesgo que este supone, ya que son diferentes y no se valoran de forma similar (RNE, 2020). Es así como, nivel de peligrosidad está identificado como la posibilidad de que ocurra una eventualidad sísmica en un periodo, tiempo y espacio determinado, conociendo los factores como la velocidad, aceleración y desplazamiento este nivel de peligrosidad sísmica puede disminuirse (United Nations Disaster Relief Organization, 1979).

$$H = P(X(s) \geq X_0, t)$$

H : Peligro sísmico

$X(s)$: Intensidad del movimiento sísmico en la ubicación determinada

X_0 : Intensidad originaria

t : Tiempo de despliegue

Existe una probabilidad de que los movimientos sísmicos ocurran y es por esta razón que la peligrosidad sísmica es analizada en primer lugar junto a la zona en la cual se emplazará una edificación, para ello es necesario calcular la ubicación geográfica definiendo e identificando la mayor cantidad de sismos producidos, así como los intervalos de tiempo de duración de los sismos a largo plazo y durante un periodo de tiempo, además de las distintas magnitudes en los que se dieron: los movimientos sísmicos tienen como principal característica las amplitudes y frecuencias, estos movimientos se pueden determinar mediante el espectro de respuesta, la estructura será diseñada mediante el espectro de diseño, este garantizará su resistencia a cualquier actividad sísmica. Los grupos dados para la correcta evaluación de la peligrosidad sísmica son los

deterministas y probabilistas. Los deterministas plantean límites, se caracterizan por las áreas de influencias más conocidas como zonas sísmicas. El método zonificado plantea la hipótesis de que la sismicidad es homogénea en cada zona representada con diferente potencial, por otro lado, el grupo probabilista obtiene una probabilidad medida anualmente sobre información que fue registrada anteriormente, los sismos registrados una zona dada y que fueron tomadas en cuenta las leyes de recurrencia muestran una probabilidad de excedencia o bien se obtiene el periodo de retorno, este proceso logra como resultado la curva de peligrosidad (Benito y Jiménez, 1999).

2.2.2. Peligro sísmico en Perú

En los años 90 se le atribuía la sismicidad más alta a la ciudad de Arequipa y la menor a la zona selvática. El RNE en esta época reconocía a toda la costa con una sismicidad al igual que parte de la sierra, de este modo dividió el territorio del país en tres zonas asignándoles valores de 1.0 para la costa, 0.7 para la sierra y 0.4 para la selva. A causa de los sismos ocurridos en el territorio peruano se empezaron a desarrollar factores de correspondientes a la aceleración dada en una eventualidad sísmica, tal es el caso del factor Z, el cual pertenecía a las aceleraciones del suelo rocoso, en la actualidad dicho factores corresponde a las aceleraciones en un suelo ideal (Muñoz, 2020).

Nivel de sismicidad

Ubicado en una de las regiones sísmicamente más activas de la Tierra, el Perú enfrenta este peligro, con la consiguiente pérdida de vidas y daños materiales. Es necesaria la investigación que nos permita comprender el comportamiento

más probable de este fenómeno para planificar y mitigar su enorme impacto (Cabanillas, 2015)

Figura 1

Sismicidad según normativa 2003 y según norma de 2018



Nota: Fuente (Muñoz Peláez, 2020).

2.2.3. Desempeño sísmico

Recientemente, los fenómenos sismológicos han demostrado la importancia de los diseños estructurales respecto a la resistencia a los mismos, además de poner en evidencia que los lineamientos para la construcción de edificaciones está limitado debido al enfoque con el que se plantea resolver y crear edificaciones sismorresistentes. Es así como, el objetivo de la ingeniería civil es conseguir que la estructura no colapse y frente a un sismo seguir operando de forma segura. Frente a este panorama el desempeño sismológico tiene como finalidad principal conseguir un control sobre el daño que pueda ocasionar un sismo, debido a que define el nivel de desenvolvimiento de la estructura frente al fenómeno natural.

Es un requisito importante desarrollar diversos criterios para evaluar las dimensiones y esfuerzos de los componentes en la parte de la estructura, así como también en la parte no estructural de modo que la edificación no presente un mayor daño al del límite establecido para dicho nivel de movimiento sísmico. En este sentido, el desempeño sísmológico está comprendido bajo 3 premisas: el nivel de desempeño, el desempeño previsto o esperado (objetivos de desempeño) y el nivel de movimiento sísmológico (SEAOC, 1995).

Existen diversas instituciones que apoyan el diseño de edificaciones basadas en el desempeño sísmológico, una de ellas es el comité VISIÓN 2000 el cual pone a disposición pública 4 niveles de desempeño para una edificación luego de ocurrido una eventualidad sísmica.

Tabla 1

Representación del estado en daños y el nivel de desempeño

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

Completo	Colapso	Colapso estructural.
----------	---------	----------------------

Nota: Fuente (SEAOC, 1995).

2.2.3.1. Niveles de desempeño

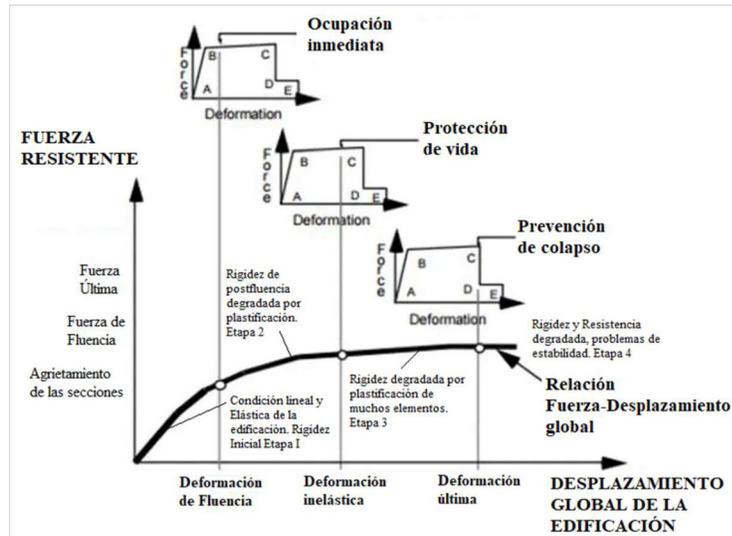
Los niveles de rendimiento son cuantificados en función a la extensión y deterioro de la edificación afectada por el movimiento sísmico, sumado a ello también se considera el impacto del daño que la edificación sufrió y como afecta a las actividades posteriores a dicha eventualidad. Los límites están representados por niveles los cuales a su vez están basados en tres dimensiones básicas:

- Los daños a las partes que componen las piezas de la estructura y demás piezas no estructurales de la edificación.
- El riesgo que implica la edificación a las personas que estén dentro después de los daños causados por un sismo.
- Lo funcional que la edificación pueda llegar a ser aún después de la eventualidad.

Niveles de desempeño estructural

Debe seleccionarse a partir de seis niveles definidos de desempeño estructural discretos, se describirán los siguientes partiendo de la propuesta del ATC (Applied technology council), 1996.

- **SP-1, Ocupación inmediata:** La estructura permanecerá íntegra y en funcionalidad total, resistiendo cargas verticales y laterales.
- **SP-2, Daño controlado:** Corresponde a estados de daño que varían entre ocupación directa y restricciones de seguridad.
- **SP-3, Seguridad de vida:** El daño post-sismo no ha agotado completamente el margen de seguridad existente ante un posible colapso parcial o total de la estructura.
- **SP-4, Seguridad limitada:** Pertenece al estado de daño entre el nivel de seguridad y la estabilidad estructural.
- **SP-5, Estabilidad estructural:** Se trata del estado final de falla de un sistema estructural muy próximo al colapso parcial o total después de un sismo. Se producen daños importantes, pérdida de rigidez y resistencia de los elementos estructurales.
- **SP-6, No considerado:** No corresponde al nivel de desempeño, pero sirve en la evaluación o adecuación sísmica en el ámbito estructural.

Figura 2*Niveles de deterioro en edificaciones**Nota:* Fuente (Walls, 2004).

Niveles de desempeño no estructural

Estos se definen en 4 estados de daño discretos útiles para la evaluación y rehabilitación de edificaciones a través de criterios técnicos, se describirán los siguientes partiendo de la propuesta del ATC (Applied technology council), 1996.

Dentro de dichos niveles de desempeño se tiene además al operacional 1 - A el cual está relacionado con la parte funcional, es decir, se define este nivel según existan daños en los elementos pero que no afecten el funcionamiento de la edificación, además de que el mantenimiento de dichas fallas no interrumpirá el flujo de actividades dentro de la estructura y mantendrá la seguridad de los individuos que la ocupen.

En el nivel 1 - B se tiene a las estructuras que cuentan con los sistemas y espacios de esta en funcionamiento, es decir, que cuentan con los servicios principales; se considera que el funcionamiento de algún servicio secundario se encuentre inoperativo por un breve periodo de tiempo, aun así, la seguridad de los individuos dentro de la estructura es mantenida.

En el nivel 3 – C se encuentran los daños los cuales pueden representar un considerable daño a la vida de personas, este nivel se identifica por contener daños leves en los elementos que conforman la estructura y el probable daño a los elementos no estructurales considerando una falla grave en los elementos estructurales o primarios.

Finalmente se tiene el nivel de estabilidad estructural 5 - E, en el cual los fallos y daños no permiten a la estructura poder soportar otro movimiento sísmico más, consiguiendo solo mantener algunas capacidades resistentes de la estructura a cargas verticales previamente colocadas, lo cual resulta en una alta peligrosidad para los ocupantes de dicha edificación (Walls, 2004).

Los niveles de desempeño para los elementos estructurales y no estructurales propuestos por el ATC, 1996 (Conjunto de procedimientos para la evaluación rediseño de edificaciones existentes ante el caso de un sismo) detallan combinaciones las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2
Niveles de desempeño estructural

	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-C	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

Nota: * NR: combinación no recomendada. Fuente (Applied technology council ATC, 1996).

2.2.3.2. Espectro de diseño

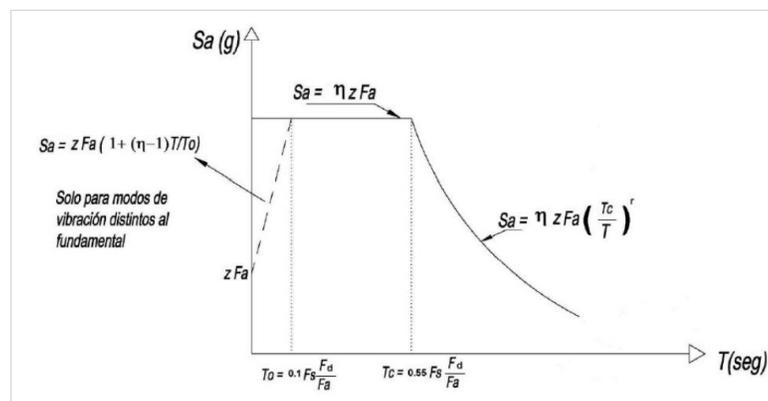
Un espectro como respuesta de un procedimiento de construcción estructural se da a través del reflejo de osciladores o grados de libertad ordinarios los cuales cuentan con tiempos de vibración (t) distintos y que además tengan un factor de amortiguamiento igual. Es así como, si dichos osciladores se someten dentro de un sistema a un accionar (usando un registro acelerográfico), estos crearán respuestas distintas que pueden ser interpretadas a través de un análisis tiempo - historia. Luego de haber obtenido esta información con ayuda de los registros se puede hallar el máximo punto alcanzado por cada oscilador y graficar dichos puntos en

contraposición al tiempo o periodo vibratorio bajo el cual fue sometido, de esta manera se consigue un espectro. Las utilidades más prácticas de uso para el diseño de una estructura usando el espectro se halla en poder condensar la información obtenido en gráficos los cuales reflejan y muestran las respuestas dinámicas frente a parámetros, esta información ayuda con los cálculos posteriores una estructura o edificación.

Debido a que una estructura no puede ser diseñada para resistir un sismo en específico ya que la naturaleza de los sismos es cambiante y variable de acuerdo con la zona y tiempos preestablecidos, se pensó en el diseño sísmico resistente de las estructuras bajo espectros los cuales no posean variaciones grandes y se toma también en cuenta el historial de sismos respectivos a la zona o ubicación.

Figura 3

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Nota: Fuente (Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, 2015).

Es sustancial tener en cuenta que el espectro responsivo es obtenido bajo una eventualidad en específico, en contraposición un espectro de diseño tiene en cuenta el cálculo, comprobación o revisión y control de una estructura e incorpora la probabilidad sísmica de la ubicación donde finalmente se hallará dicha edificación (Aguar, 2003).

2.2.3.3. Nivel de desempeño global

Para poder describir el posible daño a una estructura se usan los niveles globales de desempeño. Dichos niveles son obtenidos de la relación del nivel de daño en la edificación y los componentes que no conforman la parte estructural. De acuerdo con los niveles de desempeño estructural (Tabla 2) se detalla la designación correspondiente a cada nivel siendo no recomendable en caso de NR, por ejemplo.

2.2.3.4. Diseño estructural según su relevancia

Las construcciones o edificaciones realizadas o desarrolladas en la ingeniería civil deben tener en cuenta el uso que se le vaya a dar a una edificación ya que de esta manera se tendrá en cuenta el fin de esta y el tipo. La normativa peruana del reglamento nacional de edificaciones (RNE) categoriza las edificaciones como esenciales, importantes, comunes y menores.

El coeficiente 1 tiene como finalidad multiplicar la variable sísmica del diseño, la cual se encuentra en relación con la utilización de los componentes estructurales todo ello para conseguir conservar la operatividad después de ocurrida una eventualidad sísmica.

Tabla 3

Tipo de uso, destino e importancia de la edificación

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Nota: *Criterio del proyectista según análisis sísmico. Fuente (E.030 Diseño Sismorresistente, 2020).

2.2.4. Análisis dinámico no lineal

Según (Salgado, Yuz y Rojas, 2005) los métodos usados para el análisis dinámico no lineal usualmente otorgan modelos más precisos para la construcción estructural frente a posibles sismos o movimientos telúricos. En este sentido el análisis dinámico no lineal toma en consideración el comportamiento de deformación tensional de los materiales con los cuales se trabaja sumado a ello la linealidad geométrica de dichos elementos, restando de forma eficiente el principio de superposición.

Es usado cuando se conocen las propiedades del elemento estructural para luego proceder a usar los registros de aceleración en un cierto número de estructuras obteniendo así las respuestas del sistema. Las herramientas usadas para realizar este tipo de análisis son:

- Por elementos finitos, es un método muy potente que dentro de los ordenadores consume mucho de los recursos al momento de analizar una edificación de grandes dimensiones, por esta razón, es mejor utilizarlo cuando sea obligatoriamente necesario, son pocas las instituciones que tienen los recursos y el software requeridos para modelar dichas estructuras.
- Por Macro elementos: Utilizado para obtener respuestas de desplazamientos como rotaciones, curvaturas o deformaciones de entre piso; requiere menor gasto de hardware para estimar de respuesta del sistema estructural.

Método de Análisis Dinámico No Lineal Tiempo Historia

El método de Análisis Dinámico No Lineal Tiempo Historia en esta investigación será realizada presumiendo un comportamiento lineal y elástico los cuales deberán ser utilizados con cinco registros de aceleraciones horizontales como mínimo que corresponderán a sismos reales, los registros de dichos sismos tendrán que ser normalizados de tal manera que la aceleración máxima sea correspondiente al máximo valor esperado en la zona de estudio. El análisis dinámico tiempo historia de edificaciones importantes se realizará teniendo en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. (NTE E.030, 2003)

2.2.4.1. Curva de fuerza deformación

Las curvas fuerza-deformación permiten conocer las propiedades de los materiales. Asimismo, se requiere de máxima resistencia a compresión y a tensión, deformaciones últimas, deformaciones unitarias y deformaciones por esfuerzo de compresión o tensión. Por ejemplo, en las estructuras de acero, es crucial el cálculo del rango elástico y el rango inelástico hasta la rotura del material, ya que este comportamiento hace que la respuesta final de ésta dependa de la historia de cargas. (Benito y Jiménez, 1999).

2.2.4.2. Rotulas plásticas

Cuando un elemento no puede amortiguar un momento de flexión superior al de cedencia, se forma una rótula plástica debido a que solo puede realizar movimientos de rotación. Estas surgen por grandes deformaciones sin aumentar significativamente la carga, siendo el resultado de la energía liberada por la estructura bajo esfuerzos intensos. Se producen solo cuando el elemento supera el límite elástico y acumula deformación plástica hasta el colapso. Es crucial que estas rótulas se formen en áreas controladas y no excedan los grados de libertad de los elementos estructurales (Aguiar, 2003).

2.2.4.3. Registros acelerográficos

Se realiza un registro acelerográfico mediante sensores ortogonales con elementos verticales en las direcciones norte, sur, oeste y este. Estos sensores capturan y miden los eventos sísmicos, que luego son procesados y analizados. Estos registros se llevan a cabo para conocer los valores de aceleración máxima y determinar la escala de

intensidad del evento. Además, la información recopilada es valiosa para comprender las fuerzas y factores a los que pueden estar expuestas las edificaciones durante un movimiento telúrico (Díaz y Serrano, 2007).

Figura 4

Componentes principales de un acelerograma



Nota: Fuente (Díaz de Serrano, 2007).

2.2.4.4. Análisis tiempo historia no lineal

El análisis tiempo historia no lineal es empleado como un método adicional al análisis estático o de equivalencia de fuerzas y al análisis dinámico de espectro. Dicho tipo de análisis se realiza para determinar una respuesta o tomar decisiones frente a un grupo de aceleraciones del suelo, todo ello a través de un cálculo matemático realizado en base al comportamiento histerético de los componentes de una estructura (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016).

Modelo para el análisis

La distribución de masas en la edificación se representa mediante un modelo matemático. Este modelo considerará la rigidez de la estructura, el amortiguamiento histerético, la resistencia y otros factores cruciales que definen y conducen a una estructura óptima (Alvitez, 2017).

Estudio del resultado

En caso se usen registros del movimiento del terreno, el diseño de fuerzas, la deformación en los componentes y los cambios o variaciones de entrepiso estos serán valorados respecto del promedio de los resultados máximos conseguidos en las distintas valoraciones. En este sentido, la deformación de los componentes no deberá superar los dos tercios de capacidad portante para cargas en vertical, En el caso de las variaciones de entrepiso no debe superar el 1.25 veces los valores de los límites para distorsión del entrepiso. Y finalmente, la resistencia de los componentes debe ser comprobada a través de la división del resultado de estudio entre $R = 2$, aplicando la norma correspondiente al material a evaluar (Alvitez, 2017).

2.2.4.5. Amortiguamiento histórico

Al aplicar fuerza de variación dentro de un periodo determinado de tiempo en una edificación o estructura la cual tenga un comportamiento elasto-plástico o que pueda sufrir deslizamientos acompañados de fricción, se obtiene gráficos de fuerza y desplazamiento mediante curvas las cuales no dependen en gran medida de la duración del periodo o ciclo de tiempo. Es así como, en un periodo de tiempo se genera un trabajo positivo a través de la fuerza exterior lo que corresponde a la energía que se disipa en la estructura; dicha acción es el amortiguamiento debido a la histéresis. Si se tiene en cuenta bajos coeficientes de perdida, por ejemplo, menores a 0.2 la conformación del ciclo casi no influye en el movimiento, es debido a esta razón que para el movimiento histórico se estableció como una elipse a la estructura del ciclo. Además, el amortiguamiento es directamente

proporcional a la amplitud del movimiento, dicha relación de igualdad puede ser descrita de la siguiente forma:

$$f = k \cos \theta - h \operatorname{sen} \theta$$

De dicha ecuación se encuentra que el coeficiente es:

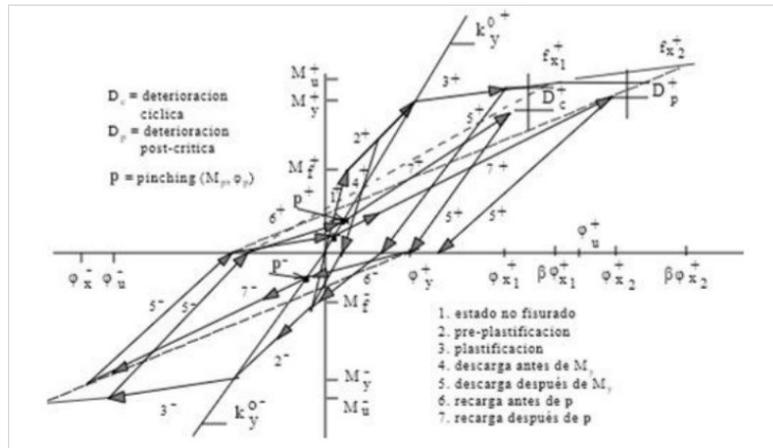
$$n = \frac{h}{k}$$

Finalmente es importante indicar que en un ciclo sinusoidal la frecuencia de ciclo es independiente al coeficiente de pérdida (Rodríguez y Miramontes, 2001).

Características de un modelo de amortiguamiento histórico

Dentro de las características básicas más importantes de un modelo de amortiguamiento histórico se tiene que solo usa la relación dada por la gráfica momento y curvatura, ello con el fin de identificar la no linealidad del comportamiento en la sección transversa de una estructura o edificación.

De acuerdo con estas afirmaciones se presume que: la hipótesis de Bernoulli se cumple en condiciones cercanas a la falla, existe una adhesión entre el concreto y el acero, se consideran lineales la relación entre el esfuerzo lineal y la deformación de membrana, el esfuerzo cortante y la deformación diagonal y finalmente el momento de torsión y la deformación angular. Sumado a lo anterior, se considera que la variación de fuerza normal en sismos se puede despreciar (Wakabayashi y Martínez, 1988).

Figura 5*Modelo básico histórico*

Nota: Fuente (Wakabayashi y Martínez, 1988).

2.3. DEFINICIÓN DE CONCEPTOS

2.3.1. Rotulas plásticas

Se puede definir como rótula plástica al conjunto de mecanismos ubicados en ciertos lugares de los componentes que conforman una estructura y que otorgan el paso de la energía, consiguiendo de esta manera una eficiente repartición de la función de carga en la estructura. Estas surgen cuando se excede el momento plástico de una sección que conforma parte de la estructura (García, 2018).

2.3.2. Acelerograma

El acelerograma es un registro en el cual se pueden observar las aceleraciones de acuerdo con un periodo determinado y en un lugar o ubicación deseada. Generalmente dichas aceleraciones son registradas en diversos planos; estos planos son: los planos longitudinales y transversales y en el plano vertical. Sumado a ello, en ocasiones el instrumento es

orientado de forma tal que el elemento de longitud o longitudinal concuerde con la orientación del Norte - Sur (Sauter, 1989).

2.3.3. Análisis no lineal

Dentro de la evaluación y diseño en estructuras el análisis no lineal otorga los recursos para poder conocer la prestación de una edificación frente a su exposición a rangos elásticos excedentes. En este sentido, se consideran variables como la fuerza y lo rígido de la estructura lo cual dentro de la evaluación es asociado a un detrimento en las funciones operativas de los materiales no elásticos y posibles desplazamientos. Debido a esto, un análisis no lineal correcto contribuye con el descarte directo del principio de la superposición de elementos (Ocaña, 2016).

2.3.4. Ductilidad

Se le reconoce como la capacidad de un elemento estructural para resistir la deformación plástica sin reducir su resistencia, por tanto, es la relación entre la deformación última y la deformación por fluencia. En la concepción de una estructura diseñada sismo resistentemente se busca admitir deformaciones cuando se alcance el esfuerzo máximo, evitando fallas frágiles que producen colapsos bruscos en las estructuras.

2.3.5. Resistencia

Capacidad de resistir el efecto de fuerzas externas, es necesario considerar los diferentes parámetros ya que la resistencia depende de cada tipo de material (SGR, PNUD & ECHO, 2016).

2.3.6. Capacidad de resistencia

Al definir la capacidad de resistencia, así como la ductilidad, se podrá determinar la capacidad de resistencia de una estructura, determinándose como una serie de evaluaciones de las dimensiones, características del material utilizado, ruptura, deslizamiento, aplastamiento (Vielma Pérez, 2008).

2.3.7. Curva de capacidad

La curva de capacidad muestra diferentes niveles de daño ocurridos en la probabilidad de que un desplazamiento afecte la estructura, el análisis a realizar se determina mediante la identificación de dos puntos, el punto de capacidad de fluencia, el punto de capacidad última o comúnmente conocido como cedencia y fluencia muestra la cortante y el desplazamiento determinado mediante coordenadas. El punto de capacidad última muestra el desplazamiento y el cortante mediante coordenadas, cuando los componentes alcanzaron la plastificación completa se puede evidenciar la resistencia máxima a la que la estructura está expuesta (Pérez, 2014).

2.3.8. Graficas de aceleración

Durante un sismo, las gráficas de un acelerograma representan la aceleración temporal que experimenta el suelo, estas son medidas por los acelerómetros encargados de registrar la aceleración del suelo, y pueden tomar formas irregulares y oscilantes con amplitudes que cambian rápidamente, aumentando y disminuyendo, hasta el movimiento del suelo se detiene (Pérez, 2015).

CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis general

Si evaluámos el desempeño sísmico mediante un análisis dinámico no lineal entonces, verificamos el comportamiento estructural de la institución educativa Miguel Muro Zapata.

3.1.2. Hipótesis específicas

Las hipótesis específicas de la presente investigación son las siguientes:

- Comprender cómo se forman las rotulas plásticas durante eventos sísmicos permitirá evaluar eficientemente el desempeño estructural en el rango no lineal.
- Identificando el punto de desempeño estructural con análisis estático no lineal usando el método de los coeficientes de desplazamientos, permite determinar su nivel de desempeño.
- Determinando el desempeño sísmico de los elementos estructurales mediante análisis tiempo historia no lineal, nos permitirá mejorar la capacidad del sistema estructural.

3.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.2.1. Identificación de las variables independientes

Análisis dinámico no lineal

3.2.1.1. Indicadores

- Rotulas plásticas.
- Registros acelerográficos.
- Análisis tiempo historia no lineal.
- Amortiguamiento histérico.

Tabla 4

Indicadores de las variables dependientes

Indicador	Definición operacional	Método de Medición
Rotulas plásticas	Formación de articulaciones plásticas en elementos resistentes a momento	Observación en modelos estructurales y análisis no lineal
Registros acelerográficos	Registro de aceleraciones sísmicas durante eventos	Utilización de acelerómetros para capturar datos en tiempo real
Análisis tiempo historia no lineal	Evaluación de comportamiento estructural a través de análisis dinámico	Aplicación de métodos numéricos para simular eventos sísmicos
Amortiguamiento histérico	Capacidad de la estructura para disipar energía durante eventos sísmicos	Cálculos derivados de análisis dinámico no lineal

Nota: Fuente (Elaboración propia).

3.2.2. Identificación de la variable dependiente

Desempeño sísmico

3.2.2.1. Indicadores

- Espectro de diseño.
- Diseño estructural.
- Niveles de desempeño.
- Nivel global de desempeño.

Tabla 5
Indicadores de las variables dependientes

Indicador	Definición operacional	Método de Medición
Espectro de diseño	Representación gráfica de la respuesta de la estructura a diferentes frecuencias de vibración	Generación a partir de análisis dinámico no lineal
Diseño estructural	Evaluación de la estructura para cumplir con normativas y parámetros de diseño sísmico	Verificación según normativas vigentes
Niveles de desempeño	Clasificación del comportamiento estructural ante eventos sísmicos	Determinación según análisis estático y dinámico no lineal
Nivel global de desempeño	Evaluación general del comportamiento sísmico de la estructura	Integración de los resultados de los indicadores anteriores

Nota: Fuente (Elaboración propia).

3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Este trabajo de investigación se clasifica como explicativo, ya que su propósito es descubrir las razones subyacentes a un problema estructural en una Institución Educativa, en concordancia con las normativas vigentes. La investigación es de naturaleza cuantitativa y adopta un enfoque descriptivo y explicativo.

3.4. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación es “Integrativo”, por la naturaleza de la investigación se desarrollarán objetivos a confirmar, modificar o evaluar según sus variables.

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Su diseño es experimental ya que este estudio se desarrolló sin manipulación específica de las constantes, brindando interés en las

posiciones obtenidas en un dominio natural para su posterior evaluación, se realizará un análisis experimental para evaluar el desempeño sísmico.

3.6. ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN

La duración de esta investigación abarca el período correspondiente al año 2022, extendiéndose a lo largo de 6 (seis) meses. El estudio se sitúa en el contexto de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, en el departamento de Lambayeque, Perú.

3.7. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.7.1. Unidad de estudio

La unidad de estudio para esta investigación consistirá en las aulas pertenecientes al Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata.

3.7.2. Población

La población en consideración será la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, ubicada en Chiclayo, Lambayeque.

3.7.3. Muestra

Para llevar a cabo este estudio, se seleccionará como muestra al Pabellón 01, específicamente las aulas que lo conforman. Esta selección se basará en un enfoque de muestreo que permita una representación adecuada de la población en estudio a conveniencia del autor.

3.8. PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

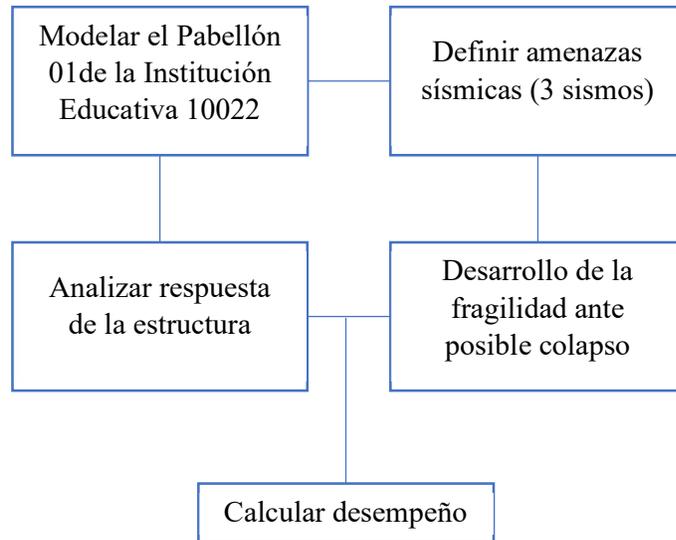
3.8.1. Procedimiento

La investigación comenzará con un análisis del nivel de sismicidad, evaluando los parámetros sísmicos de diseño verificados con la memoria de cálculo en el expediente técnico.

Después de realizar el modelo matemático del sistema, verificaremos que la estructura cumpla con los requisitos mínimos exigidos por la NTP E030.

Una vez realizado el análisis lineal empezaremos a registrar las aceleraciones sísmicas para el análisis tiempo historia no lineal, se aplicarán las rotulas plásticas a todos los elementos estructurales, como procedimiento principal para el análisis no lineal, el cual nos permitirá estudiar la degradación y capacidad de disipación de energía de cada componente después de haber incursionado en el rango no lineal. Se definirá al modelo matemático el análisis dinámico incremental, afectando a los registros sísmicos con ciertos factores de amplificación, logrando incrementar las aceleraciones sísmicas de los registros asignados al sistema, dicho incremento de aceleración nos permitía obtener una familia de deformación para cada incremento las cuales serán registradas para ser analizadas y evaluar el nivel de capacidad que tiene el sistema estructural.

Se procederá a verificar los resultado con un análisis estático no lineal, dicho análisis consiste en aplicar fuerzas estáticas aplicadas al sistema las cuales incrementaran de manera gradual hasta que la estructura incursiones en su rango no lineal, como resultado se obtendrá un curva de capacidad, asimismo se podrá determinar el punto de desempeño global de la estructura en evaluación y con el uso de las normas norteamericanas FEMA 440, VISION 2000 y ASCE 41-13, se determinara el nivel de desempeño del sistema, el cual nos permitirá llegar a una conclusión en cuanto a la utilización de ambos métodos aplicados al estudio de esta investigación.

Figura 6*Metodología para evaluar desempeño**Nota:* Fuente (Elaboración propia).

3.8.2. Técnicas

- En esta investigación, se adoptará un enfoque de observación experimental, que se adecua a la naturaleza de la respuesta no lineal que se busca analizar. Se utilizarán métodos específicos para evaluar el desempeño sísmico de la estructura, considerando su comportamiento ante cargas sísmicas.

3.8.3. Instrumentos

- Las herramientas empleadas para recopilar datos se centrarán en fichas de registro de respuestas máximas, obtenidas a partir de incrementos de aceleración. Estos datos serán organizados en tablas destinadas a la obtención y análisis de las Curvas de Respuesta en Desplazamiento (IDA, por sus siglas en inglés), lo que permitirá determinar el desempeño estructural frente a las condiciones sísmicas.

CAPITULO IV: RESULTADOS

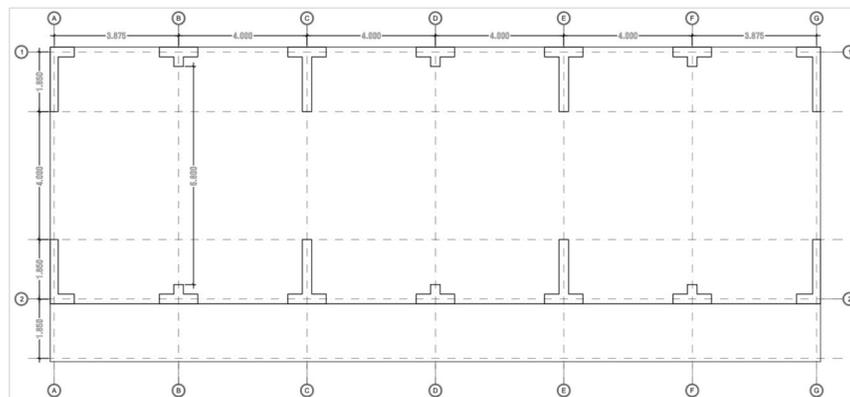
4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE GABINETE

Se opto por evaluar una edificación clasificada de categoría esencial la cual fue analizada de acuerdo con los requisitos establecidos en la NTE. 0.30 del RNE y se consideró el espectro de diseño de la microzonificación sísmica para la Zona 4, según el EMS las condiciones geotécnicas presentan un perfil de suelo S3.

Según lo indicado en la NTE. 0.30 del RNE se debe limitar todo tipo de irregularidades para edificaciones esenciales ubicadas en zona sísmica 4, es decir la edificación debe presentar una configuración estructural totalmente regular, para así despreciar todos los efectos de torsión, irregularidades en planta, irregularidades en altura y efectos de redundancia.

Figura 7

Planta típica

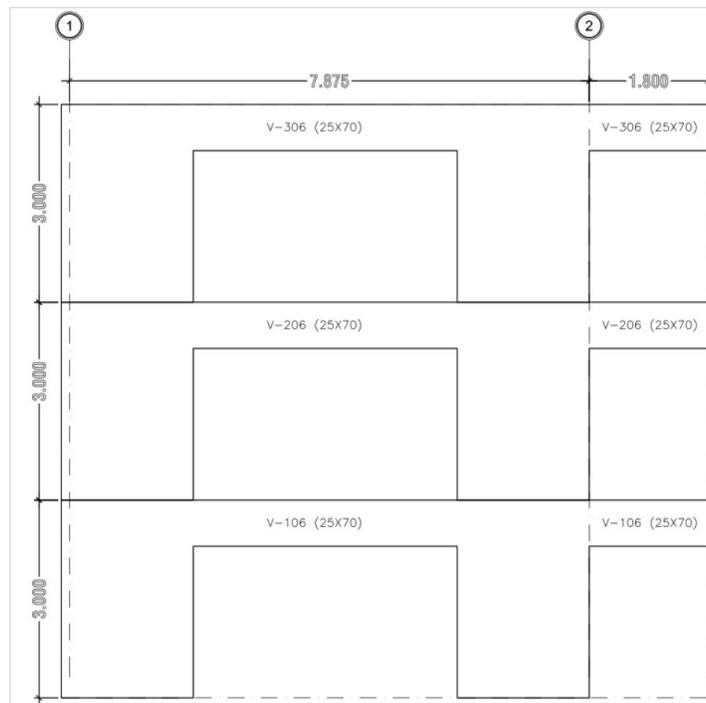


Nota: Fuente (Elaboración propia).

En la figura 7, se observa la configuración estructural del análisis sismorresistente, en el sentido X se tienen seis (6) luces de 3.875 y 4.00 metros, en el sentido Y se tienen tres (3) luces de 1.80, 4.00 y 6.80 metros, la losa se tomó en una dirección donde los pórticos que asumen el mayor porcentaje de cargas verticales están ubicados en dirección Y.

Figura 8

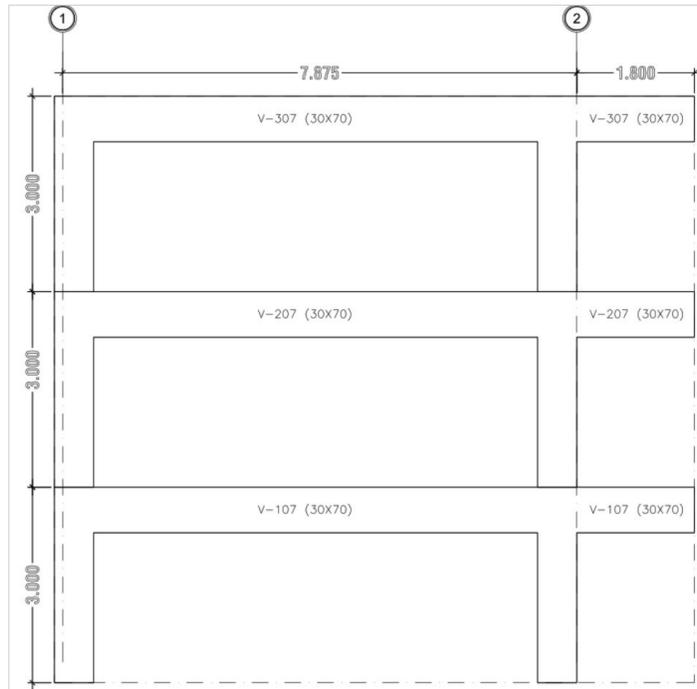
Esquema típico de pórticos en ejes A-A, C-C, E- y G-G



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 9

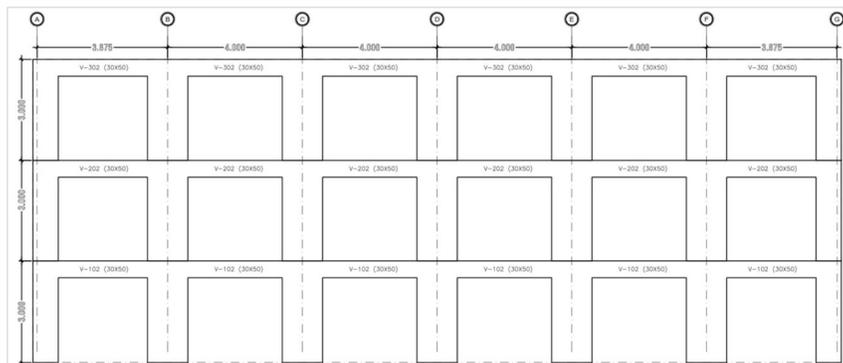
Esquema típico de pórticos en ejes B-B, D-D y F-F



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 10

Esquema típico de pórticos en ejes 1-1 y 2-2



Nota: Fuente (Elaboración propia).

En las figuras 8 y 9 se observan los pórticos en el sentido Y, en la Figura 10 presenta típicamente los pórticos orientados en el eje X.

DEFINICIÓN DE MATERIALES

La tabla 4 muestra un resumen de las especificaciones de los materiales utilizados

Tabla 6

Características del material utilizado para vigas y columnas

Concreto	
Columnas y muros de corte del primer nivel	
Resistencia ($f'c$)	280Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E)	250998.00 Kg/cm ²
Módulo de Poisson (u)	0.20
Peso Específico (γc)	2400 Kg/m ³
Columnas del segundo y tercer nivel, losas y vigas	
Resistencia ($f'c$)	210Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E)	217370.65 Kg/cm ²
Módulo de Poisson (u)	0.20
Peso Específico (γc)	2400 Kg/m ³
Acero corrugado (ASTM A605Gr60)	
Resistencia a la fluencia (f_y)	4,200 Kg/ cm ²
Módulo de Elasticidad, E	2 100 000 Kg/ cm ²

Nota: Fuente (Elaboración propia).

ASIGNACIÓN DE CARGAS

Para la distribución de las cargas en la estructura se consideran las cargas permanentes y cargas vivas estimadas por NTE E0.20, para su posterior análisis y evaluación estructural.

En las cargas permanentes se consideran el peso propio de la tabiquería las cuales son asignadas a los elementos viga, además del peso de acabados distribuido por m² en las losas. Las cargas vivas se asignaron de acuerdo con los requisitos mínimos de la NTE. 0.20 del RNE, entendiendo que la edificación a evaluar es de una institución educativa, por lo que se utilizan los valores de carga por metro cuadrado en toda la edificación según la NTE. 0.20 del RNE.

Las tablas 5 y 6 a continuación muestran un resumen de las cargas muertas y vivas utilizadas para el modelado estructural:

Tabla 7

Cargas muertas utilizadas en el diseño estructural

Cargas Muertas	Cargas Muertas
Peso Propio de la Estructura	
Tabiquería	
Acabados	

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 8

Cargas vivas utilizadas en el diseño estructural

Cargas Vivas	
Centros de Educación	(Kgf/m²)
Aulas	250 kg/m ²
Talleres	350 kg/m ² (ver nota)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo con lugares de asambleas
Laboratorios	300 kg/m ² (ver nota)
Corredores y escaleras (centros de Educación)	400 kg/m ²

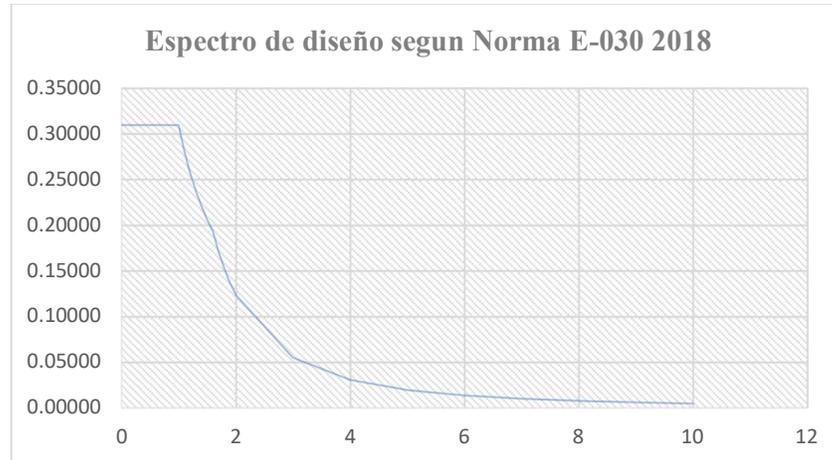
Nota: Fuente (Elaboración propia).

ESPECTRO DE DISEÑO

La rigidez de los elementos estructurales cumple con los límites de deformación especificado en la NTE. 0.30 del RNE, que corresponde a limitar la máxima deriva de entrepiso a 0.007, para el espectro seleccionado con las aceleraciones máximas que se definen en la microzonificación sísmica del departamento de Lambayeque. Dicho espectro corresponde a Chiclayo con una aceleración espectral de 0.45g, vinculado a un suelo blando según lo especificado en el EMS.

Figura 11

Espectro de diseño de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo – Lambayeque



Nota: Fuente (Elaboración propia).

En la Figura 11, se muestra el espectro de diseño que se tiene en la microzonificación sísmica de Chiclayo para un suelo blando, se puede observar que el espectro seleccionado para el diseño además de tener la mayor aceleración por encontrarse en estratos de suelo blando, tienen la mayor meseta que va de 0 – 1 segundo.

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos estructurales se llevó a cabo bajo los lineamientos de la NTE. 0.60 del RNE, debido a que el objetivo principal de esta investigación es realizar el análisis dinámico no lineal, solo se detallaran las secciones y áreas de acero de los elementos estructurales según lo detallado en la memoria de cálculo, se ha contemplado las siguientes consideraciones:

- El diseño se basa en el estado límite de resistencia para cada uno de los elementos estructurales.
- El sistema estructural de diseño para ambas direcciones es de Muros Estructurales.

- La configuración estructural del sistema presenta regularidad en altura y planta.

En las tablas 7, 8, 9 y 10 se muestran las propiedades de los elementos viga utilizados para el sistema estructural, en resumen:

Tabla 9

*Propiedades viga 20*70*

V- (20*70)	
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL	
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)	210
Fluencia del Acero: f_y (kg/cm ²)	4200
Base de la Viga: b_w (cm)	20
Peralte Total de la Viga: h (cm)	70
Peralte efectivo (depende #capas): $d = h-6$ (cm)	64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Cuantía balanceada $\rho_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$	2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,mín} = 0.7\sqrt{f_c/f_y}*b*d$ (cm ²)	3.091
Acero Máximo: $A_{s,máx} = 0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$	13.60

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 10

*Propiedades viga 25*70*

V- (25*70)	
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL	
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)	210
Fluencia del Acero: f_y (kg/cm ²)	4200
Base de la Viga: b_w (cm)	25
Peralte Total de la Viga: h (cm)	70
Peralte efectivo (depende #capas): $d = h-6$ (cm)	64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Cuantía balanceada $\rho_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$	2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,mín} = 0.7\sqrt{f_c/f_y}*b*d$ (cm ²)	3.864
Acero Máximo: $A_{s,máx} = 0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$	17.00

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 11*Propiedades viga 30*50*

V (30*50)	
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL	
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)	210
Fluencia del Acero: f_y (kg/cm ²)	4200
Base de la Viga: b_w (cm)	30
Peralte Total de la Viga: h (cm)	50
Peralte efectivo (depende #capas): $d = h - 6$ (cm)	44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Cuantía balanceada $\rho_b = (0.85 * f_c * 6000 * \beta_1) / (f_y (f_y + 6000))$	2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,mín} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y * b * d$ (cm ²)	3.188
Acero Máximo: $A_{s,máx}$ (cm ²) = $0.5 * (0.85 * f_c * 6000 * \beta_1) / (f_y (f_y + 6000))$	14.03

Nota: Fuente (Elaboración propia).**Tabla 12***Propiedades viga 30*70*

V (30*70)	
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL	
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)	210
Fluencia del Acero: f_y (kg/cm ²)	4200
Base de la Viga: b_w (cm)	30
Peralte Total de la Viga: h (cm)	70
Peralte efectivo (depende #capas): $d = h - 6$ (cm)	64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.850
Cuantía balanceada $\rho_b = (0.85 * f_c * 6000 * \beta_1) / (f_y (f_y + 6000))$	2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,mín} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y * b * d$ (cm ²)	4.637
Acero Máximo: $A_{s,máx}$ (cm ²) = $0.5 * (0.85 * f_c * 6000 * \beta_1) / (f_y (f_y + 6000))$	20.40

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 13

Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo I

V-102/202 (30*50)-EJE 1-2-TRAMO I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max} (cm^2) = 0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 14

Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo II

V-102/202 (30*50)-EJE 1-2-TRAMO II		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max} (cm^2) = 0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 15

Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo III

V-102/202 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOIII		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max} (cm^2) = 0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 16

Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo IV

V-102/202 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOIV		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max} (cm^2) = 0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 17

Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo V

V-102/202 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOV		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 18

Propiedades de diseño de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo VI

V-102/202 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOV I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.760%	11.40
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.644%	9.66
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2391	8.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2026	7.58

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 19*Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo I*

V-302 (30*50)-EJE 1-2-TRAMO I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 20*Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo II*

V-302 (30*50)-EJE 1-2-TRAMO II		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 21*Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo III*

V-302 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOIII		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,máx}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 22*Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo IV*

V-302 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOIV		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,máx}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 23

Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo V

V-302 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOV		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 24

Propiedades de diseño de la viga 302 (30*50)-eje 1-2-tramo VI

V-302 (30*50)-EJE 1-2-TRAMOV I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		50
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		44
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.188
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		14.03
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.380%	5.70
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1195	4.47

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 25

Propiedades de diseño de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo I

V-106/206 (25*70)-EJE A-C-E-G-TRAMO I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		25
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuantía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.864
Acero Máximo: $A_{s,max}(cm^2)=0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		17.00
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.566%	9.90
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1713	9.32
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1028	5.59

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 26

Propiedades de diseño de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo II

V-106/206 (25*70)-EJE A-C-E-G-TRAMO II		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		25
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuantía balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.864
Acero Máximo: $A_{s,max}(cm^2)=0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		17.00
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.566%	9.90
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.487%	8.52
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1713	9.32
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1474	8.02
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1028	5.59

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 27

Propiedades de diseño de la viga 306 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo I

V-306 (25*70)-EJE A-C-E-G-TRAMO I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		25
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.864
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		17.00
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 28

Propiedades de diseño de la viga 306 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo II

V-306 (25*70)-EJE A-C-E-G-TRAMO II		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		25
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		3.864
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		17.00
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.339%	5.94
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1028	5.59

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 29

Propiedades de diseño de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo I

V-107/207 (30*70)-EJE B-D-F-TRAMO I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		4.637
Acero Máximo: $A_{s,max}(cm^2)=0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		20.40
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.773%	16.23
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1233	6.71
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1233	6.71
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2340	12.73
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1233	6.71

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 30

Propiedades de diseño de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo II

V-107/207 (30*70)-EJE B-D-F-TRAMO II		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		4.637
Acero Máximo: $A_{s,max}(cm^2)=0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		20.40
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s1} -$ (cm ²)	cuant 0.773%	16.23
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s3} -$ (cm ²)	cuant 0.690%	14.49
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : $A_{s2} +$ (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : $A_{s4} +$ (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2340	12.73
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1233	6.71
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.2089	11.36
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$	DUCT 0.1233	6.71

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 31

Propiedades de diseño de la viga 307 (30*70)-eje B-D-F-tramo I

V-307 (30*70)-EJE B-D-F-TRAMO I		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		4.637
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		20.40
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.679%	14.25
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1233	6.71
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1233	6.71
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.2054	11.18
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1233	6.71

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 32

Propiedades de diseño de la viga 307 (30*70)-eje B-D-F-tramo II

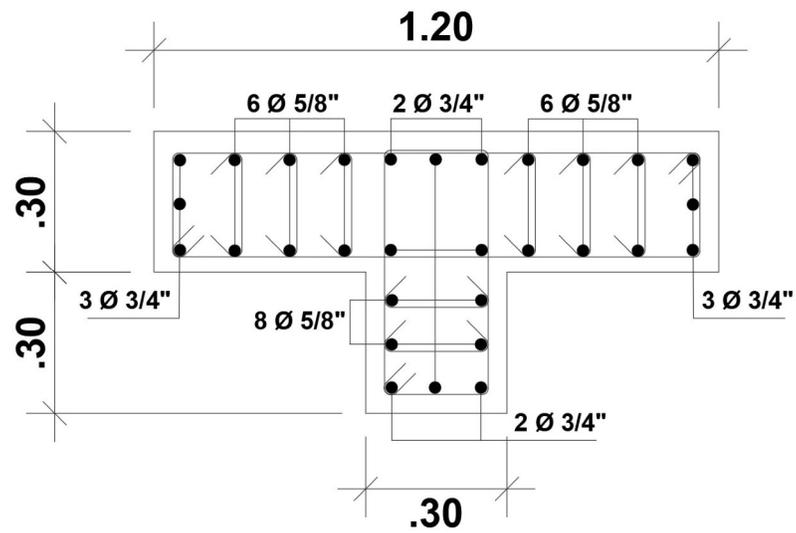
V-307 (30*70)-EJE B-D-F-TRAMO II		
PROPIEDADES DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL		
Resistencia a la compresión del concreto: f_c (kg/cm ²)		210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)		4200
Base de la Viga: b_w (cm)		30
Peralte Total de la Viga: h (cm)		70
Peralte efectivo (depende #capas) : $d = h-6$ (cm)		64
Factor de relación $\beta_1 = c/a$		0.850
Cuántia balanceada $p_b = (0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		2.13%
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.7\sqrt{f_c}/f_y*b*d$ (cm ²)		4.637
Acero Máximo: $A_{s,max}$ (cm ²)= $0.5*(0.85*f_c*6000*\beta_1)/(f_y(f_y+6000))$		20.40
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero negativo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s1} - (cm ²)	cuant 0.679%	14.25
Acero negativo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s3} - (cm ²)	cuant 0.530%	11.13
Acero positivo total izquierdo del ELEMENTO estructural : A_{s2} + (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Acero positivo total derecho del ELEMENTO estructural : A_{s4} + (cm ²)	cuant 0.407%	8.55
Profundidad del bloque de compresión del A_{s1} : $a_1 = A_{s1}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.2054	11.18
Profundidad del bloque de compresión del A_{s2} : $a_2 = A_{s2}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1233	6.71
Profundidad del bloque de compresión del A_{s3} : $a_3 = A_{s3}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1605	8.73
Profundidad del bloque de compresión del A_{s4} : $a_4 = A_{s4}*f_y/0.85*f_c*b_w$ (cm)	DUCT 0.1233	6.71

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Por otro lado, se aprecian las dimensiones de las columnas en la Figura 12, en donde se muestra el desarrollo de las columnas diseñadas según las solicitaciones sísmicas.

Figura 12

Columna tipo 01 diseñada con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo

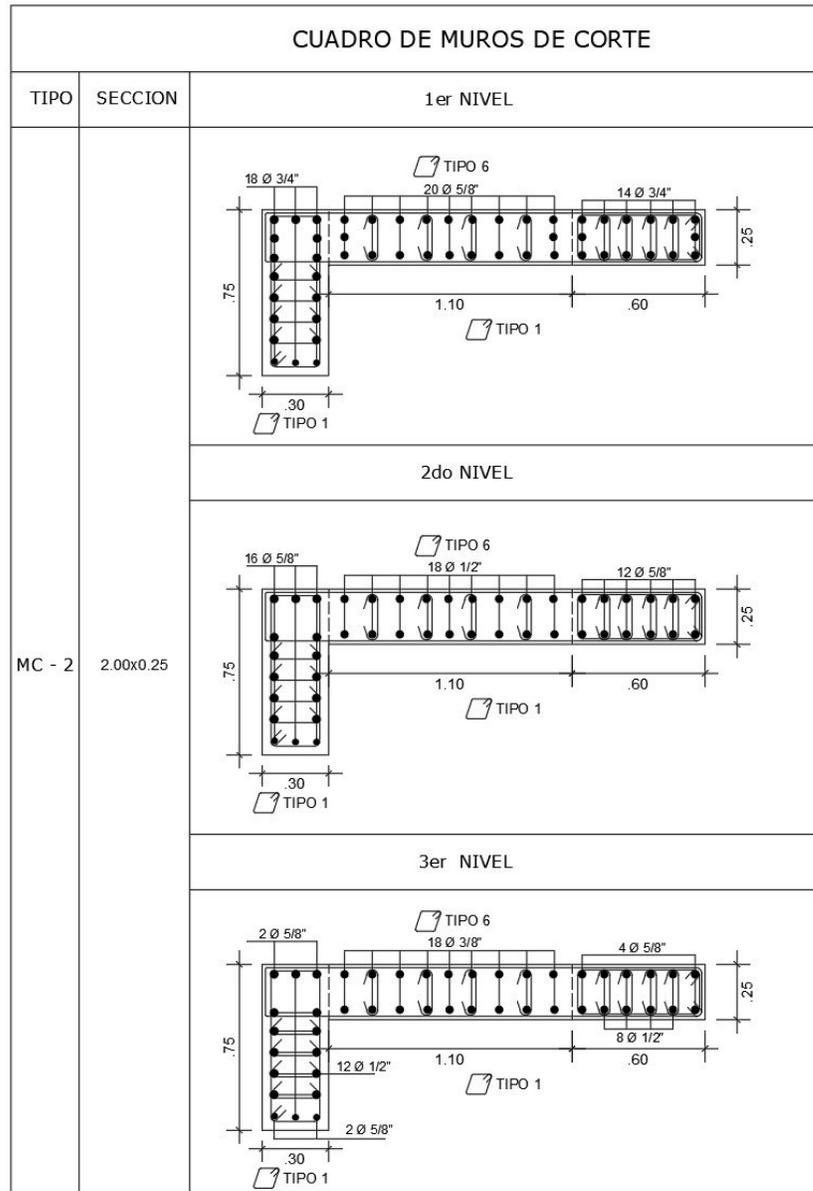


Nota: Fuente (Elaboración propia).

En la edificación se utilizó vigas, columnas y muros de corte, según lo requerido por rigidez.

Figura 13

Muros estructurales de tipo 2, diseñadas con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 14

Muros estructurales de tipo 3, diseñadas con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo

CUADRO DE MUROS DE CORTE		
TIPO	SECCION	1er NIVEL
MC - 3	2.00x0.25	

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 15

Muros estructurales de tipo 4, diseñadas con el espectro de la Microzonificación Sísmica de Chiclayo

CUADRO DE MUROS DE CORTE		
TIPO	SECCION	1er NIVEL
MC - 3	2.00x0.25	
		2do NIVEL
3er NIVEL		

Nota: Fuente (Elaboración propia).

PESO DE LA EDIFICACIÓN

En resumen, se muestra en la tabla 12 la masa y peso total de la edificación:

Tabla 33

Peso total de la edificación

PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN		
PISOS	MASA	PESO (Tn)
TOTAL	82.89	812.88

Nota: Fuente (Elaboración propia).

FUERZA CORTANTE EN ELEVACIÓN

La fuerza sísmica horizontal en cualquier nivel i , correspondiente a la dirección considerada se calculará de la siguiente manera:

$$F_1 = \alpha_i \cdot v$$

$$\alpha_1 = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^N P_i(h_i)^j}$$

Tabla 34

Fuerzas laterales por nivel

NIVEL	ALTURA (m)	CORTANTE ABSOLUTO (tonf)	FUERZA/NIVEL (tonf)
3	10.5	89.0837	89.0837
2	7.5	188.6844	99.6007
1	4.5	251.5062	62.8218

Nota: Fuente (Elaboración propia).

ACELERACIONES ESPERADAS Y SUS COEFICIENTES DE AMPLIACIÓN

Para analizar los diferentes niveles de desempeño de la estructura (daños y máximas deformaciones) bajo la acción sísmica se van a considerar diferentes sismos, en función de su probabilidad de ocurrencia:

Sismos

- a) Servicio Sísmico (SS). El nivel de movimiento del suelo que excede una probabilidad del 50% durante una vida útil de 50 años del edificio, período de retorno = 75 años.
- b) Sismo de Diseños (SD). El nivel de movimiento del suelo que supera una probabilidad del 10 % durante los 50 años de vida útil de un edificio, período de retorno = 475 años.
- c) Sismo Máximo (SM). Un nivel de movimiento del suelo con un 5% de probabilidad de ser excedido durante una vida útil de 50 años, período de retorno = 975 años.

Para determinar la aceleración sísmica de servicio y la aceleración sísmica máxima, podemos partir del sismo de diseño donde:

$$\frac{a_1}{a_2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{0.4}$$

a: aceleración

T: Periodo de retorno

Sismo de Diseño

Probabilidad de excedencia del 10%

$$P_{diseño} = 0.1$$

Vida útil (años)

$$n_{diseño} = 50$$

Periodo de Retorno

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P)^{\frac{1}{n}}}$$

$$T_{diseño} = 475.06$$

Aceleración del sismo de diseño

$$a_{diseño} = 0.45 * g$$

$$a_{diseño} = 4.41 \text{ m/s}^2$$

Sismo de Servicio

Probabilidad de excedencia del 50%

$$P_{servicio} = 0.5$$

Vida útil (años)

$$n_{servicio} = 50$$

Periodo de Retorno

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P)^{\frac{1}{n}}}$$

$$T_{servicio} = 72.64$$

$$k = 0.4$$

Aceleración del sismo de diseño

$$a_{servicio} = 0.45 * g$$

$$a_{servicio} = 2.08 \text{ m/s}^2$$

$$f_{servicio} = 0.47$$

Sismo Máximo

Probabilidad de excedencia del 5%

$$P_{m\acute{a}ximo} = 0.05$$

Vida útil (años)

$$n_{m\acute{a}ximo} = 50$$

Periodo de Retorno

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P)^{\frac{1}{n}}}$$

$$T_{m\acute{a}ximo} = 975.29$$

$$k = 0.4$$

Aceleración del sismo de diseño

$$a_{m\acute{a}ximo} = 0.45 * g$$

$$a_{m\acute{a}ximo} = 5.89 \text{ m/s}^2$$

$$f_{m\acute{a}ximo} = 1.33$$

A continuación, en la tabla 14 a manera de resumen se presentan los factores de ampliación de escala para determinar los puntos de desempeño:

Tabla 35

Coefficientes de ampliación

TIPO DE SISMO	COEFICIENTE DE AMPLIACIÓN (m/s^2)
Servicio	2.08
Diseño	4.41
Máximo	5.89

Nota: Fuente (Elaboración propia).

SEÑALES SÍSMICAS

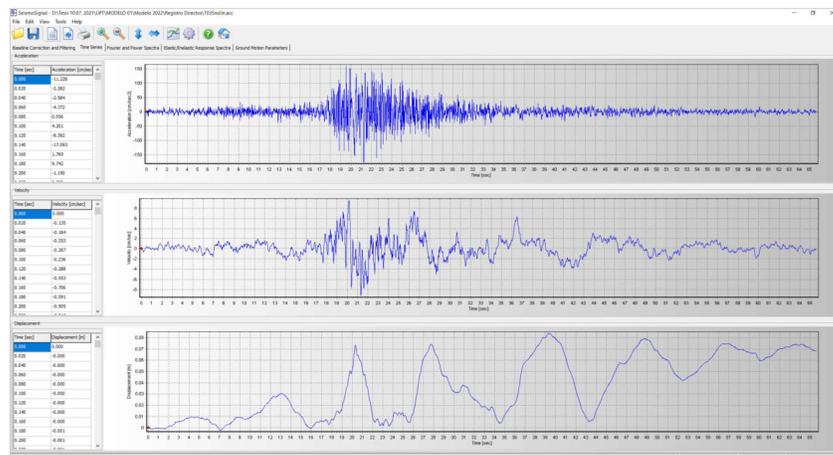
Para el desarrollo de esta investigación, se analizaron las señales sísmicas del sismo de Lima en el año 1966 y 1974, el de Huaraz de 1970 respectivamente.

- a) **Sismo en Lima 17/10/1966 (7035) (7036)** Terremoto de magnitud 7.5, que afectó a la población en el interior de Lima y Callao.
- b) **Sismo en Huaraz 31/05/1970 (7038) (7039)** Terremoto de magnitud 7.7, que afectó a Lima, Ancash y La Libertad dejando 70000 muertos y al país en Estado de emergencia.
- c) **Sismo en Lima 03/10/1974 (7050) (7051)** Terremoto de magnitud 7.5 que afectó a Lima y Callao reportando daños severos en las edificaciones de la capital y un saldo de 352 muertos.

Los espectros de aceleración se obtuvieron con la señal de cada uno de los acelerogramas para cada uno de los sismos en sentidos (norte-sur, este-oeste), utilizando el programa SEISMOSIGNAL, con la finalidad de obtener las máximas deformaciones absolutas experimentadas por la estructura.

Figura 16

Acelerograma para el sismo 7035, SEISMOSIGNAL

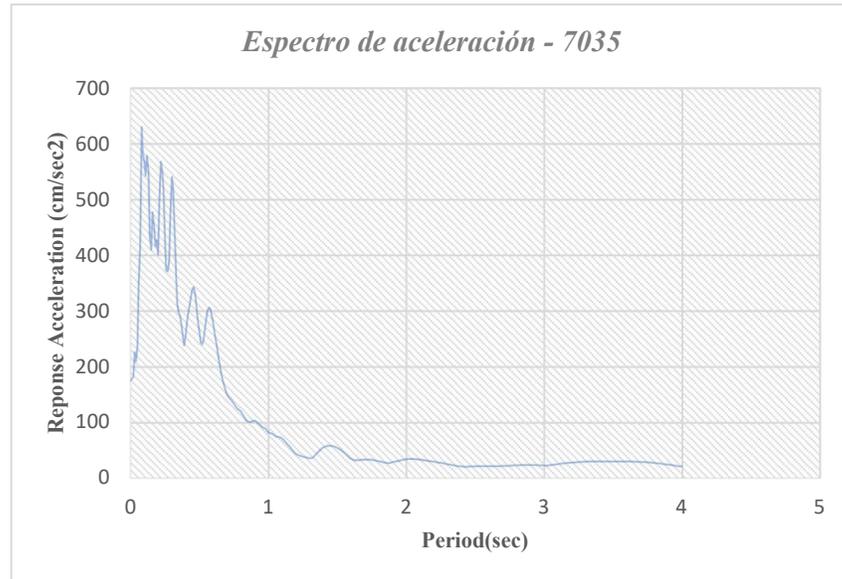


Nota: Fuente (Elaboración propia).

Sismo en Lima 17/10/1966

Figura 17

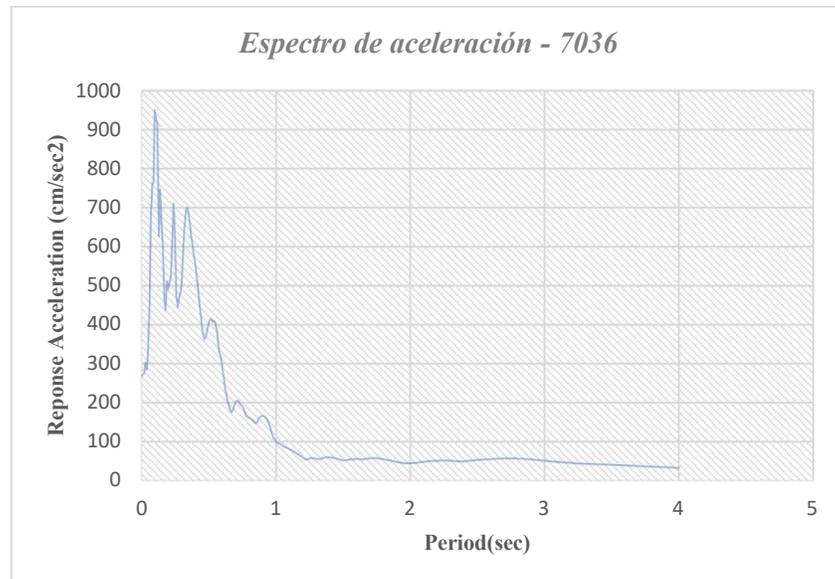
Espectro de aceleración para el sismo 7035



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 18

Espectro de aceleración para el sismo 7036

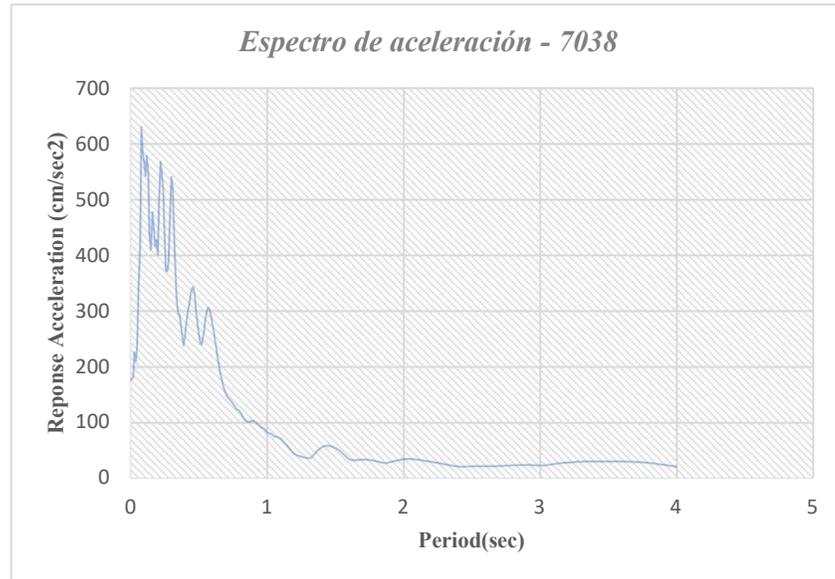


Nota: Fuente (Elaboración propia).

Sismo en Huaraz 31/05/1970

Figura 19

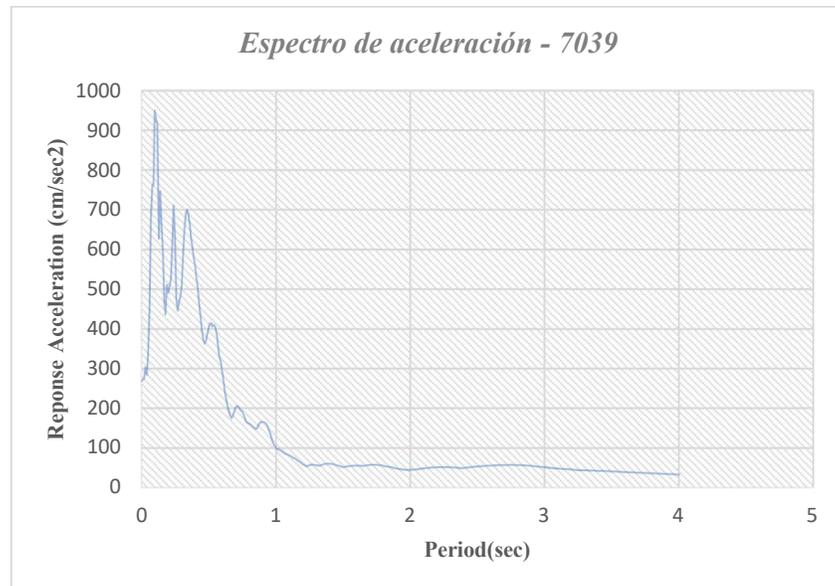
Espectro de aceleración para el sismo 7038



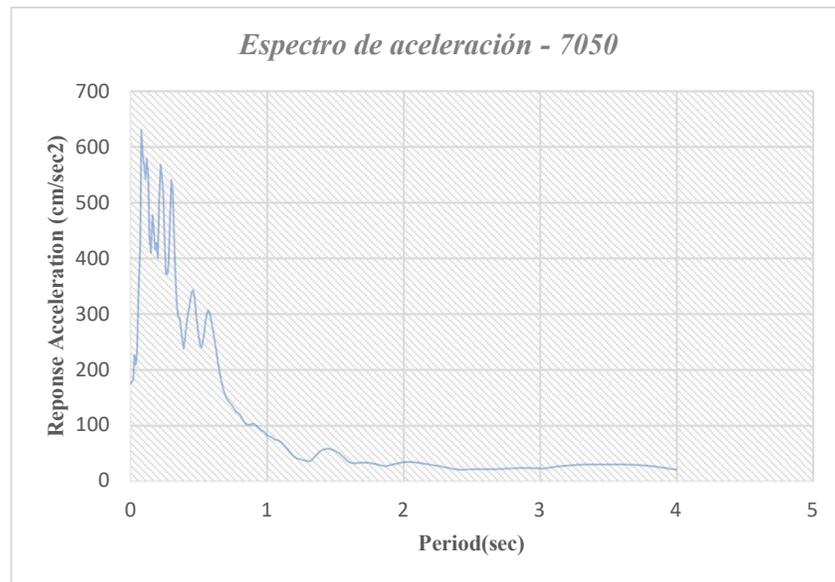
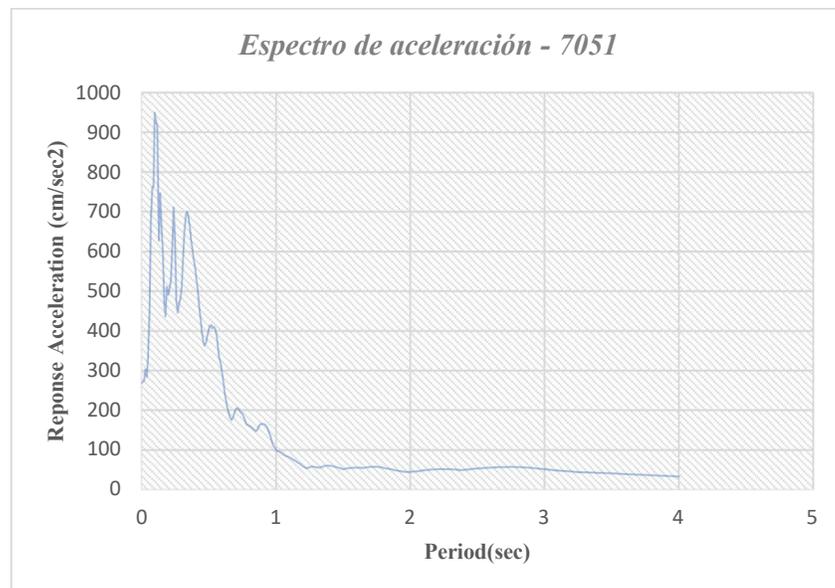
Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 20

Espectro de aceleración para el sismo 7039



Nota: Fuente (Elaboración propia).

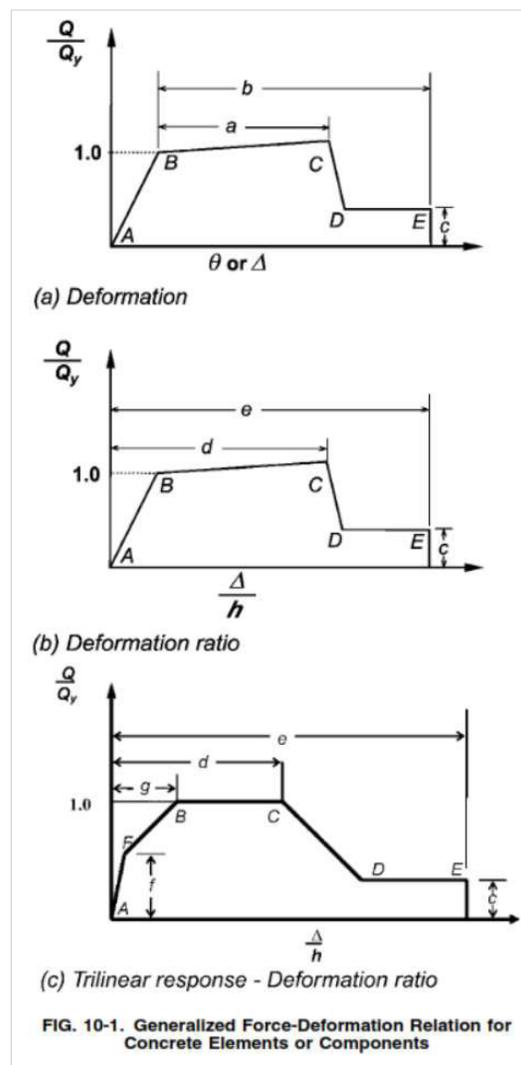
Sismo en Lima 03/10/1974**Figura 21***Espectro de aceleración para el sismo 7050**Nota:* Fuente (Elaboración propia).**Figura 22***Espectro de aceleración para el sismo 7051**Nota:* Fuente (Elaboración propia).

ROTULAS PLÁSTICAS

La rótula se define estableciendo parámetros como la deformación inelástica estable ("a"), la deformación total hasta el punto de colapso ("b") y la resistencia residual ("c").

Figura 23

Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de hormigón



Nota: Fuente (ASCE 41-13).

Tabla 36

Parámetros de modelado y aceptación numérica criterios para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	Performance Level	
						IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{min}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Nota: Fuente (ASCE 41-13).

Tabla 37

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado

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

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

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_c) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Nota: Fuente (ASCE 41-13).

Criterios de Aceptabilidad Requeridos

Es necesario realizar una revisión de la estructura en tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo sismo), para establecer un control adecuado de las derivas, teniendo en cuenta la rigidez reducida de vigas y columnas, que a su vez limita el comportamiento inelástico de sus componentes, según su estado de aceptabilidad.

- a) Para el Sismo de Servicio (SE): Se debe asegurar que el punto de desempeño esté realmente en el rango elástico con una deriva máxima de 0.005.
- b) Para el Sismo de Diseño (DE): La deriva máxima debe limitarse a 0.01, la deriva inelástica debe limitarse a 0.005 y con un patrón de rotulas plásticas por debajo del límite de ocupación inmediata.
- c) Para el Sismo Máximo (SM): La deriva máxima debe limitarse a 0.015 y la deriva inelástica a 0.01 para un adecuado control de daños, con un patrón de rótulas plásticas por debajo de Seguridad de Vida.

Tabla 38

Límites de deformación

Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33Vi/Pi
Maximum inelastic drift	0.005	0.005-0.015	No limit	No limit

Nota: Fuente (ATC-40, 1996).

4.2. DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

MODELACIÓN NO LINEAL

Se empleó el software ETABS versión 18.1.1 para realizar análisis no lineal estático y no lineal dinámico. Se definió la asignación de rotulas plásticas siguiendo la norma ASCE 41-13. Para el análisis estático no lineal, se creó un patrón de cargas que utilizará el caso no lineal estático, induciendo el colapso de la edificación y proporcionando resultados de desempeño en el rango inelástico. En el análisis dinámico no lineal, se generaron casos de análisis basados en señales registradas para cada evento sísmico, amplificadas para evaluar el desempeño de cada elemento según su máxima deformación. Además, se obtuvieron curvas IDA para determinar el grado de amplificación sísmica que conduce a la máxima deformación permitida en la estructura.

PATRONES DE CARGA “PUSHOVER”

Figura 24

Asignación del patrón de cargas en la dirección X

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story3	D1	89.0837	0	0
Story2	D1	99.6007	0	0
Story1	D1	62.8218	0	0

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 25

Asignación del patrón de cargas en la dirección Y

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story3	D1	0	89.0837	0
Story2	D1	0	99.6007	0
Story1	D1	0	62.8218	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Nota: Fuente (Elaboración propia).

FUNCIÓN “TIME HISTORY”

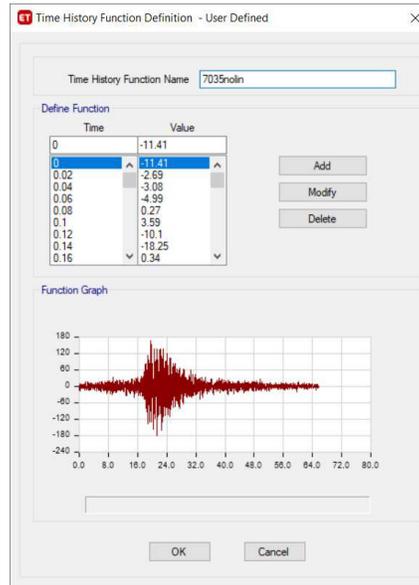
Se incorporaron señales sísmicas para los sismos tal como se muestran en las figuras de a continuación, se incorporó al modelo los componentes en los sentidos este-oeste, según las funciones “Time History”

Se analizó el Pabellón 01 para cada uno de estos terremotos descritos anteriormente y se estableció la deriva Y, la deriva X.

Sismo en Lima 17/10/1966

Figura 26

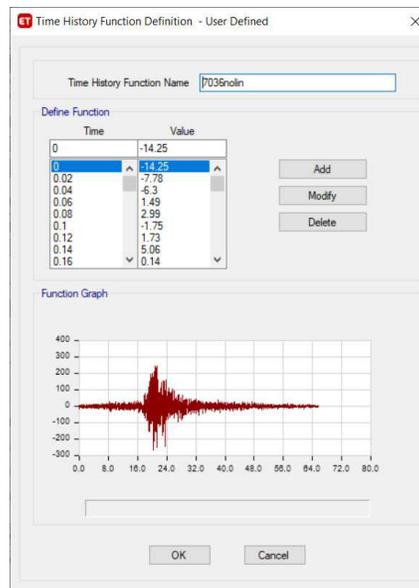
Función “time history”, norte-sur SISMO 7035



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 27

Función “time history”, este-oeste SISMO 7036

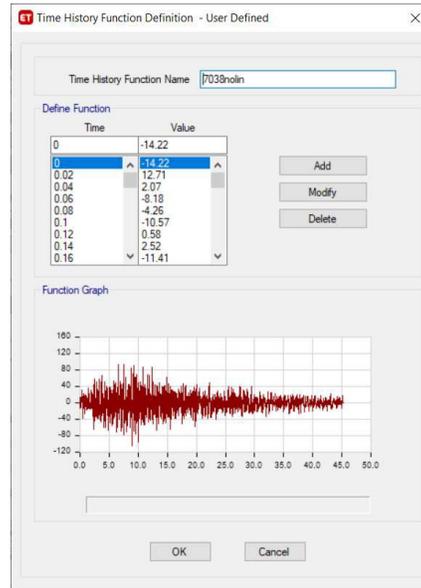


Nota: Fuente (Elaboración propia).

Sismo en Huaraz 31/05/1970

Figura 28

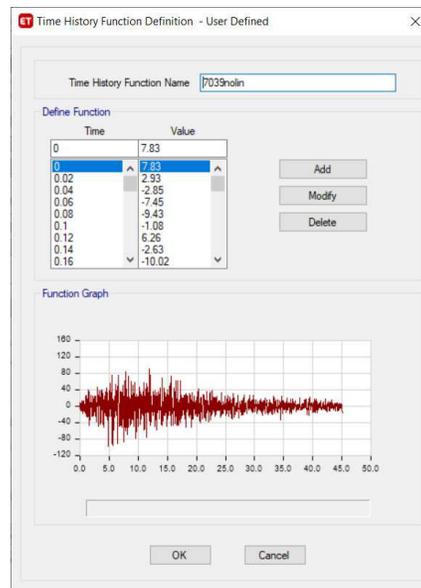
Función "time history", norte-sur SISMO 7038



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 29

Función "time history", este-oeste SISMO 7039

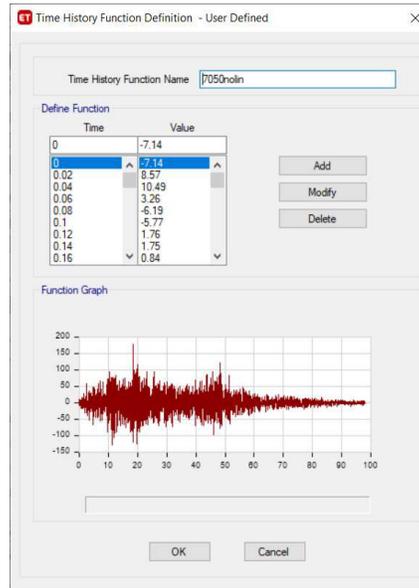


Nota: Fuente (Elaboración propia).

Sismo en Lima 03/10/1974

Figura 30

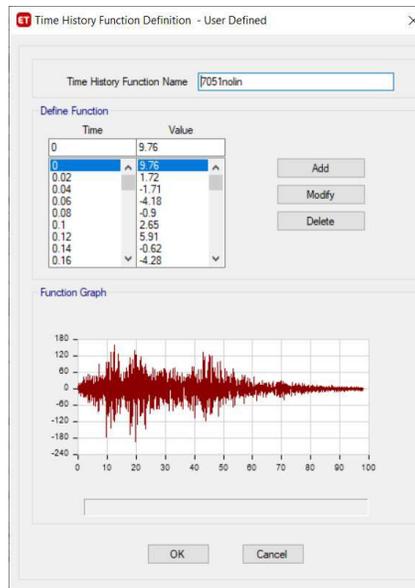
Función “time history”, norte-sur SISMO 7050



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 31

Función “time history”, este-oeste SISMO 7035



Nota: Fuente (Elaboración propia).

CASOS DE ANÁLISIS

Figura 32

Caso de carga lineal para cargas permanentes

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Dead
 - Load Case Type: Linear Static
 - Mass Source: MsSrc1
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
 - Use Preset P-Delta Settings: None
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 33

Caso de cargas lineal para cargas variables de entresiso

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Live
 - Load Case Type: Linear Static
 - Mass Source: MsSrc1
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
 - Use Preset P-Delta Settings: None
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Live	1

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 34

Caso de cargas lineal para cargas variables de la azotea

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Live Azotes [Design...]

Load Case Type: Linear Static [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	Scale Factor
Load Pattern	Live Azotes	1

[Add] [Delete]

[OK] [Cancel]

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 35

Caso de cargas no lineales

ET Load Case Data

General

Load Case Name: GRAVEDAD [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: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RAMPA	1
Load Pattern	Live	RAMPA	0.5
Load Pattern	Live Azotes	RAMPA	0.25

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 2000

Output Time Step Size: 0.02 sec

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

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

[OK] [Cancel]

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 36

Caso de carga tiempo historia no lineal, sismo en Lima 17/10/1966

Load Case Data

General

Load Case Name: TH 7035 7036 4g

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: GRAVEDAD

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	7035nolin	22.369
Acceleration	U2	7036nolin	14.65

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 3283

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 37

Caso de carga tiempo historia no lineal, sismo en Huaraz 31/05/1970

Load Case Data

General

Load Case Name: TH 7038 7039 4g

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: GRAVEDAD

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	7038nolin	37.63
Acceleration	U2	7039nolin	40.143

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 2259

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 38

Caso de carga tiempo historia no lineal, sismo en Lima 03/10/1974

Load Case Data

General

Load Case Name: ITH 7050 7051 4g

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: GRAVEDAD

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	7050nolin	23.169
Acceleration	U2	7051nolin	20.614

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 4899

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Nota: Fuente (Elaboración propia).

ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Las rótulas plásticas por defecto se definieron mediante el procedimiento ETABS versión 18.1.1 para determinar el nivel de desempeño global de la estructura al inicio y al final de cada elemento estructural. La ductilidad de un edificio está relacionada con la capacidad de los elementos para moverse en rangos inelásticos. A medida que aumenta la carga, se formará una rótula en cada elemento estructural, dejando evidencia del mecanismo de falla que producirá, el cual puede ser dúctil o frágil, provocando eventualmente el colapso de la estructura.

Tabla 39

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo I*

V-102/202 (30*50)-EJE1-TRAMO I	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	325.0
Base de la Columna i: bw (cm)	0
Base de la Columna j: bw (cm)	120
Longitud de rótula i (%)	0.000
Longitud de rótula i (%)	0.815

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 40

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo II*

V-102/202 (30*50)-EJE1-TRAMO II	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	400.0
Base de la Columna i: bw (cm)	120
Base de la Columna j: bw (cm)	0
Longitud de rótula i (%)	0.150
Longitud de rótula i (%)	1.000

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 41

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo III*

V-102/202 (30*50)-EJE1-TRAMO III	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz entre eje Ln (cm)	400.0
Base de la Columna i: bw (cm)	0
Base de la Columna j: bw (cm)	120
Longitud de rótula i (%)	0.000
Longitud de rótula i (%)	0.850

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 42

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo IV*

V-102/202 (30*50)-EJE1-TRAMOIV	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	400.0
Base de la Columna i: bw (cm)	120
Base de la Columna j: bw (cm)	0
Longitud de rótula i (%)	0.150
Longitud de rótula i (%)	1.000

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 43

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo V*

V-102/202 (30*50)-EJE1-TRAMOV	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	400.0
Base de la Columna i: bw (cm)	0
Base de la Columna j: bw (cm)	120
Longitud de rótula i (%)	0.000
Longitud de rótula i (%)	0.850

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 44

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 102/202 (30*50)-eje 1-2-tramo VI*

V-102/202 (30*50)-EJE1-TRAMOV I	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	387.5
Base de la Columna i: bw (cm)	120
Base de la Columna j: bw (cm)	0
Longitud de rótula i (%)	0.155
Longitud de rótula i (%)	1.000

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 45

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo I*

V-106/206 (25*70)-EJE A-C-E-G-TRAMO I	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	400.0
Base de la Columna i: bw (cm)	0
Base de la Columna j: bw (cm)	0
Longitud de rótula i (%)	0.000
Longitud de rótula i (%)	1.000

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 46

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 106/206 (25*70)-eje A-C-E-G-tramo II*

V-106/206 (25*70)-EJE A-C-E-G-TRAMO II	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	185.0
Base de la Columna i: bw (cm)	0
Base de la Columna j: bw (cm)	30
Longitud de rótula i (%)	0.000
Longitud de rótula i (%)	0.919

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 47

*Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo I*

V-107/207 (30*70)-EJE B-D-F-TRAMO I	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	770.0
Base de la Columna i: bw (cm)	30
Base de la Columna j: bw (cm)	30
Longitud de rótula i (%)	0.020
Longitud de rótula i (%)	0.980

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 48

Longitud efectiva de rótula plástica de la viga 107/207 (30*70)-eje B-D-F-tramo II

V-107/207 (30*70)-EJE B-D-F-TRAMOII	
LONGITUD EFÉCTIVA DE RÓTULA PLÁSTICA	
Luz Libre : Ln (cm)	185.0
Base de la Columna i: bw (cm)	30
Base de la Columna j: bw (cm)	0
Longitud de rótula i (%)	0.081
Longitud de rótula i (%)	1.000

Nota: Fuente (Elaboración propia).

4.3. RESULTADOS

Tabla 49

Cálculos para el desarrollo del diagrama momento curvatura de la viga 30x70 ubicada en el eje Y

Calculos					
Diseño a flexión			Diseño a corte		
fc	210	kg/cm2	Mpr	47.83	t-m
Ec	182591	kg/cm2	Vu	31.80	t
fy	4200	kg/cm2	Vs	27.63	t
E	2 100 000	kg/cm2	fi	10	mm
L1	6.80	m	sep	14	cm
b	30	cm	sep max	10	cm
rec	4.0	cm	sep	10	cm
h def	70	cm	sep real	10	cm
d	64.10	cm	Rotula plastica		
d'	5.91	cm	My	35.42	t-m
Asmin	6.41	cm2	a	12.73	cm
fi	19	mm	lv	857500	cm4
As (-)	16.23	cm2	roty	0.00256	rad
cuant (-)	0.77%		Cond1	0.1709	
As (+)	8.55	cm2	cond2	10	C
cuant (+)	0.41%		cond3	38.14	C
			cond4	0.14	1F
Sismicidad	ALTA		rotu	0.0259	
cuant b	2.14%		Mu	43.91	t-m
cuant max	1.07%		fact	1.240	
OK			Mr	7.08	t-m
μ	0.23	OK	μ	10.08	OK

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 50

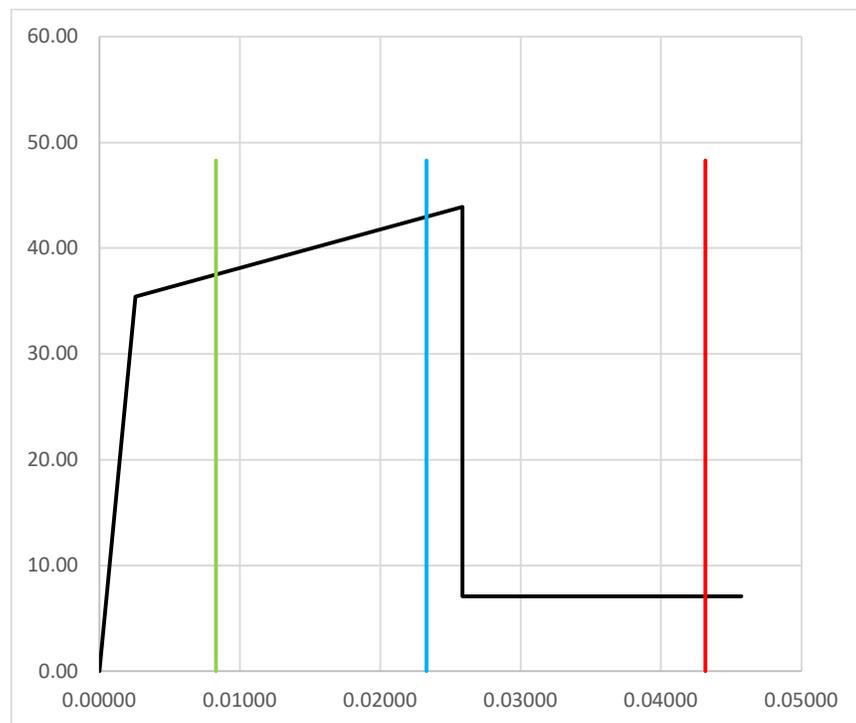
Criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de la viga 30x70 ubicada en el eje Y

Tabla 10-7 ASCE 41-13						
Cond	a	b	c	IO	LS	CP
0.00	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.50	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.1709	0.023	0.043	0.200	0.008	0.023	0.043

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 39

Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de concreto armado



Nota: Fuente (Elaboración propia).

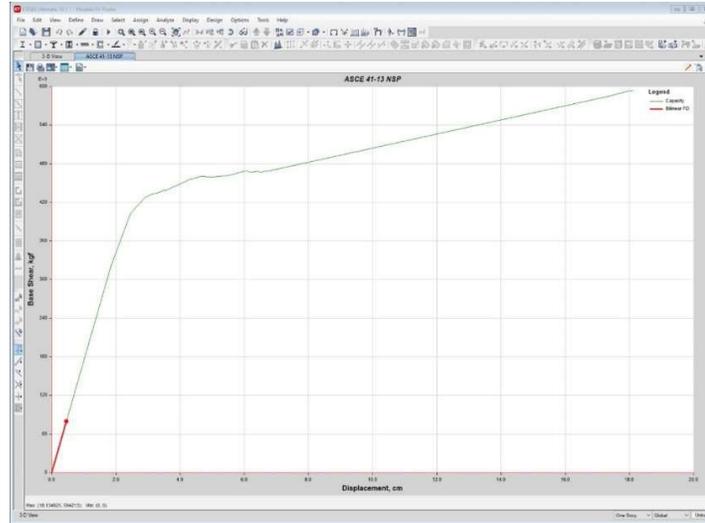
Tabla 51*Control de aceptación según ATC 40, sismo de servicio dirección X*

SISMO DE SERVICIO		
DERIVA, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES, ASCE 41-13		
Altura total del edificio, H(cm)	1050	
Desplazamientos del punto de desempeño (cm)	2.519	
Desplazamiento elástico, Dy (cm)	1.941	
Desplazamiento inelástico (cm)	0.2929	
Demanda de la ductilidad,	1.2979	
Máxima deriva total, MTD	0.0024	
Máxima deriva inelástica, MID	0.0003	
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MTD (Deriva total)		
Cortante de la base, Vi (TN)	251.506	CONTROL
Peso sísmico del edificio, Pi (TN)	812.884	
Ocupación Inmediata, (IO)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.02	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	0.02	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	0.10	Cumple
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MID (Deriva inelástica)		
Ocupación Inmediata, (IO)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.015	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	1	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	1	Cumple

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 40

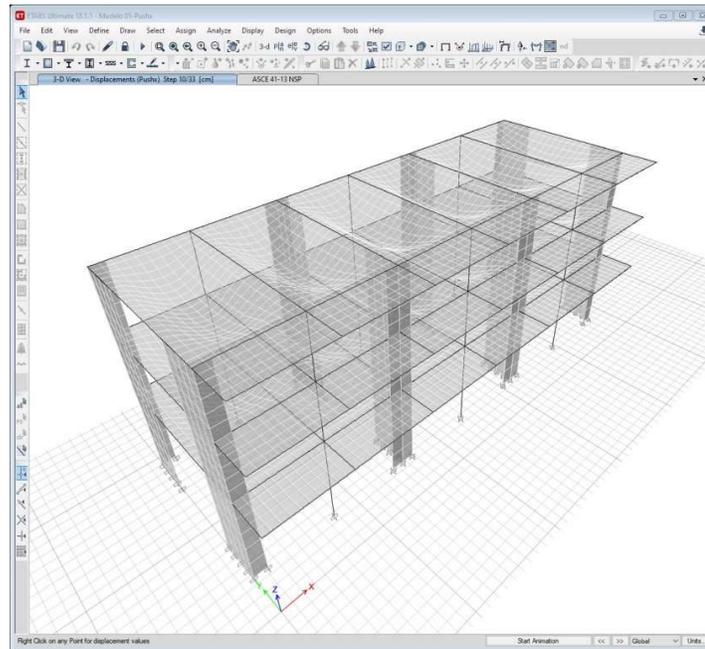
Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 41

Paso 10 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X



Nota: Fuente (Elaboración propia).

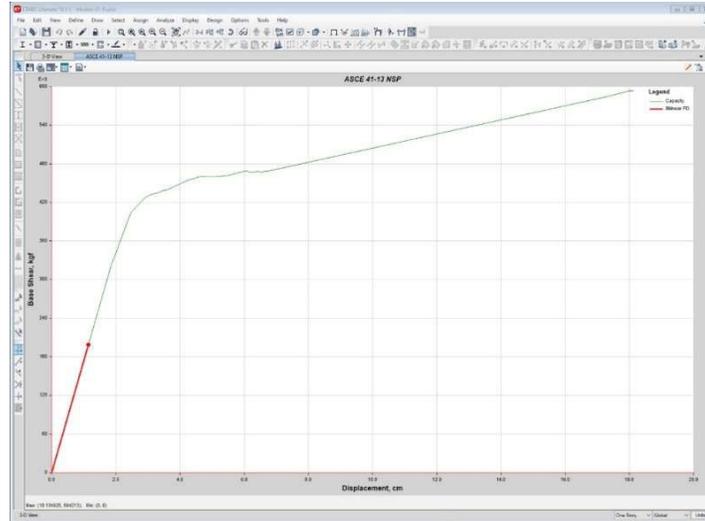
Tabla 52*Control de aceptación según ATC 40, sismo de diseño dirección X*

SISMO DE DISEÑO		
DERIVA, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES, ASCE 41-13		
Altura total del edificio, H(cm)	1050	
Desplazamientos del punto de desempeño (cm)	5.7558	
Desplazamiento elástico, Dy (cm)	2.424	
Desplazamiento inelástico (cm)	0.6859	
Demanda de la ductilidad,	2.3748	
Máxima deriva total, MTD	0.0055	
Máxima deriva inelástica, MID	0.0007	
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MTD (Deriva total)		
Cortante de la base, Vi (TN)	251.506	CONTROL
Peso sísmico del edificio, Pi (TN)	812.884	
Ocupación Inmediata, (IO)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.02	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	0.02	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	0.10	Cumple
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MID (Deriva inelástica)		
Ocupación Inmediata, (IO)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.015	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	1	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	1	Cumple

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 42

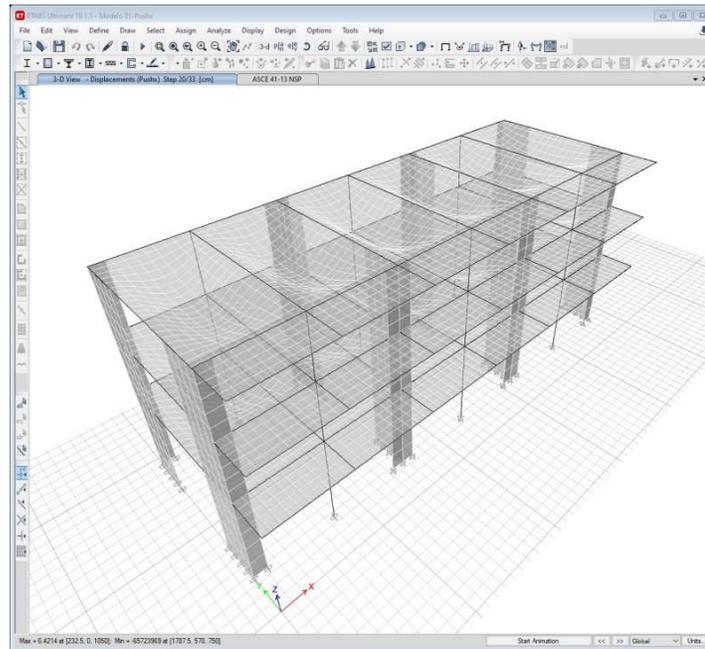
Punto de desempeño, sismo de diseño dirección X



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 43

Paso 20 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Tabla 53

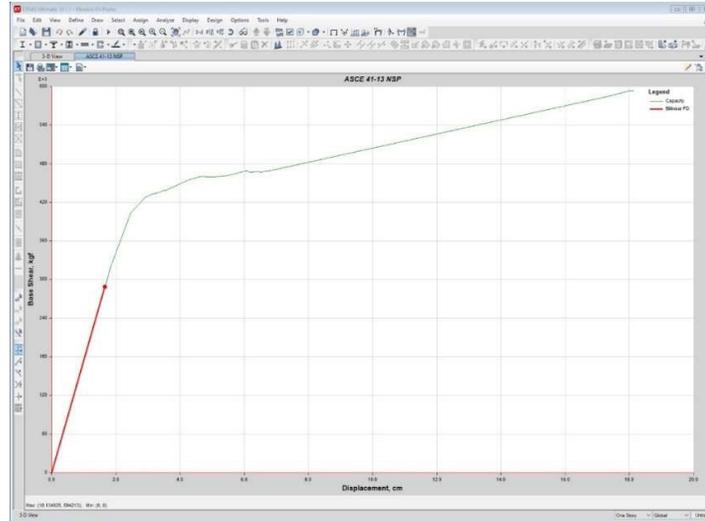
Control de aceptación según ATC 40, sismo máximo creíble esperado dirección X

SISMO MÁXIMO CREÍBLE ESPERADO		
DERIVA, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES, ASCE 41-13		
Altura total del edificio, H(cm)	1050	
Desplazamientos del punto de desempeño (cm)	9.1216	
Desplazamiento elástico, Dy (cm)	2.453	
Desplazamiento inelástico (cm)	0.9745	
Demanda de la ductilidad,	3.7185	
Máxima deriva total, MTD	0.0087	
Máxima deriva inelástica, MID	0.0009	
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MTD (Deriva total)		
Cortante de la base, Vi (TN)	251.506	CONTROL
Peso sísmico del edificio, Pi (TN)	812.884	
Ocupación Inmediata, (IO)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.02	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	0.02	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	0.10	Cumple
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MID (Deriva inelástica)		
Ocupación Inmediata, (IO)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.015	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	1	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	1	Cumple

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 44

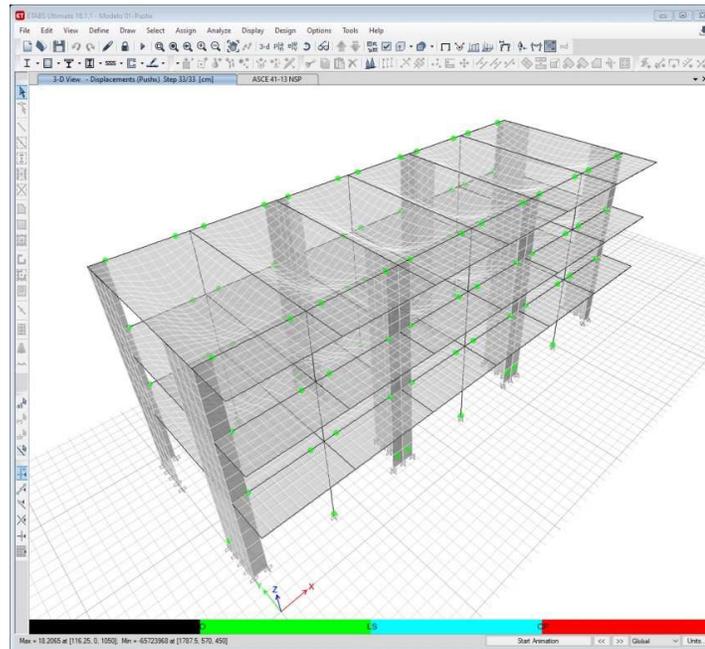
Punto de desempeño, sismo máximo creíble esperado dirección X



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 45

Paso 33 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X

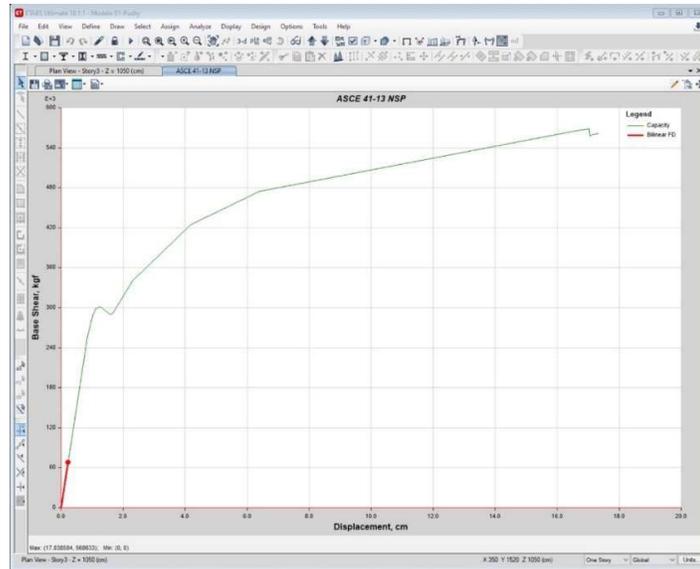


Nota: Fuente (Elaboración propia).

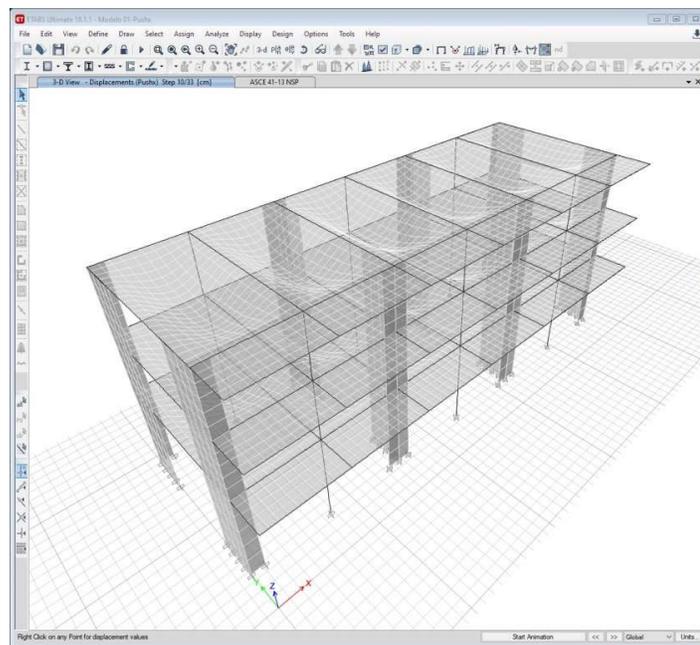
Tabla 54*Control de aceptación según ATC 40, sismo de servicio dirección Y*

SISMO DE SERVICIO		
DERIVA, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES, ASCE 41-13		
Altura total del edificio, H(cm)	1050	
Desplazamientos del punto de desempeño (cm)	1.5126	
Desplazamiento elástico, Dy (cm)	0.985	
Desplazamiento inelástico (cm)	0.1403	
Demanda de la ductilidad,	1.5364	
Máxima deriva total, MTD	0.0014	
Máxima deriva inelástica, MID	0.0001	
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MTD (Deriva total)		
Cortante de la base, Vi (TN)	251.506	CONTROL
Peso sísmico del edificio, Pi (TN)	812.884	
Ocupación Inmediata, (IO)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.02	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	0.02	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	0.10	Cumple
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MID (Deriva inelástica)		
Ocupación Inmediata, (IO)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.015	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	1	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	1	Cumple

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 46*Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X*

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 47*Paso 04 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección Y*

Nota: Fuente (Elaboración propia).

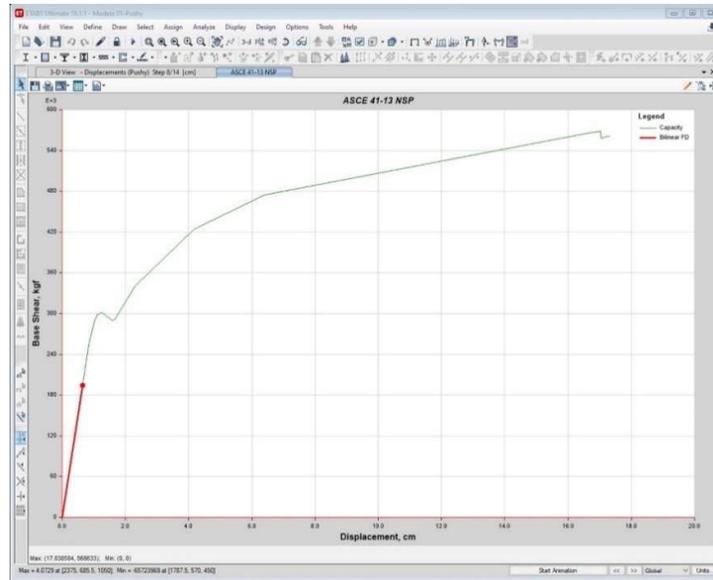
Tabla 55*Control de aceptación según ATC 40, sismo de diseño dirección Y*

SISMO DE DISEÑO		
DERIVA, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES, ASCE 41-13		
Altura total del edificio, H(cm)	1050	
Desplazamientos del punto de desempeño (cm)	5.1146	
Desplazamiento elástico, Dy (cm)	0.974	
Desplazamiento inelástico (cm)	0.3605	
Demanda de la ductilidad,	5.2533	
Máxima deriva total, MTD	0.0049	
Máxima deriva inelástica, MID	0.0003	
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MTD (Deriva total)		
Cortante de la base, Vi (TN)	251.506	CONTROL
Peso sísmico del edificio, Pi (TN)	812.884	
Ocupación Inmediata, (IO)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.02	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	0.02	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	0.10	Cumple
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MID (Deriva inelástica)		
Ocupación Inmediata, (IO)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.015	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	1	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	1	Cumple

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 48

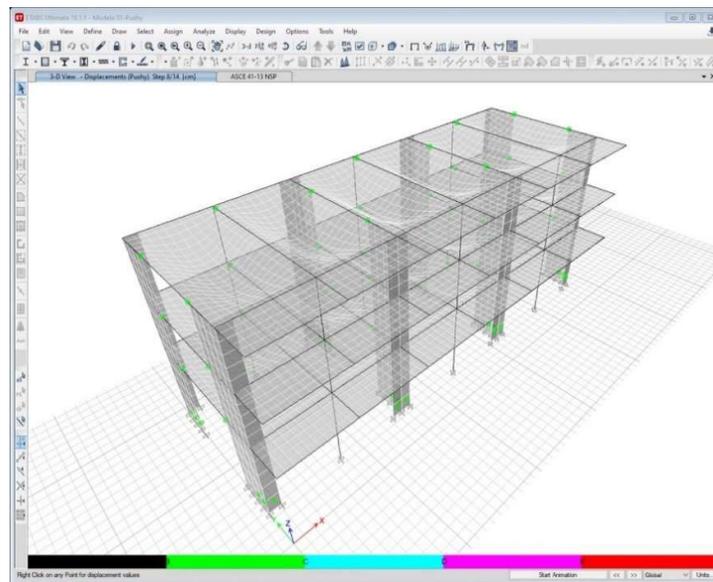
Punto de desempeño, sismo de diseño dirección Y



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 49

Paso 10 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección Y



Nota: Fuente (Elaboración propia).

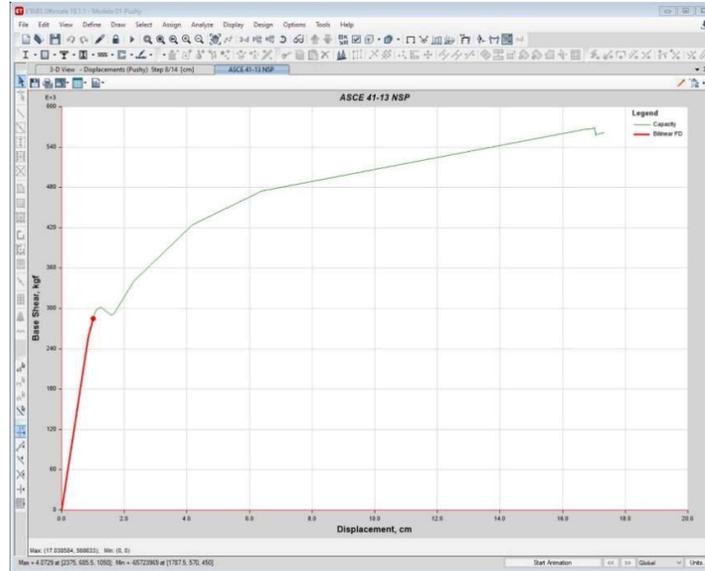
Tabla 56*Control de aceptación según ATC 40, sismo máximo creíble dirección Y*

SISMO MÁXIMO CREÍBLE ESPERADO		
DERIVA, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES, ASCE 41-13		
Altura total del edificio, H(cm)	1050	
Desplazamientos del punto de desempeño (cm)	7.8208	
Desplazamiento elástico, Dy (cm)	1.116	
Desplazamiento inelástico (cm)	0.5364	
Demanda de la ductilidad,	7.0060	
Máxima deriva total, MTD	0.0074	
Máxima deriva inelástica, MID	0.0005	
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MTD (Deriva total)		
Cortante de la base, Vi (TN)	251.506	CONTROL
Peso sísmico del edificio, Pi (TN)	812.884	
Ocupación Inmediata, (IO)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.01	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.02	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	0.02	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	0.10	Cumple
CONTROL DE ACEPTACIÓN SEGÚN ATC 40 PARA MID (Deriva inelástica)		
Ocupación Inmediata, (IO)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite inferior (DCLI)	0.005	Cumple
Daño controlado. Límite superior (DCLS)	0.015	Cumple
Seguridad de Vida, (IS)	1	Cumple
Estabilidad estructural, (SS)	1	Cumple

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 50

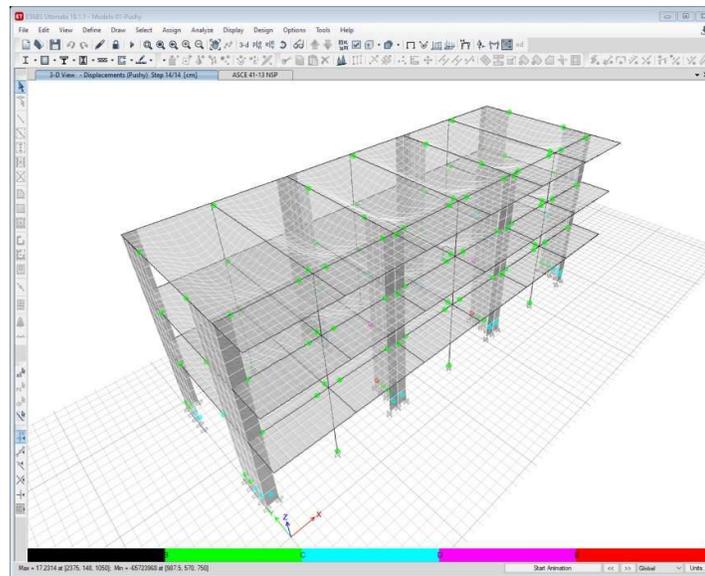
Punto de desempeño, sismo máximo creíble dirección Y



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 51

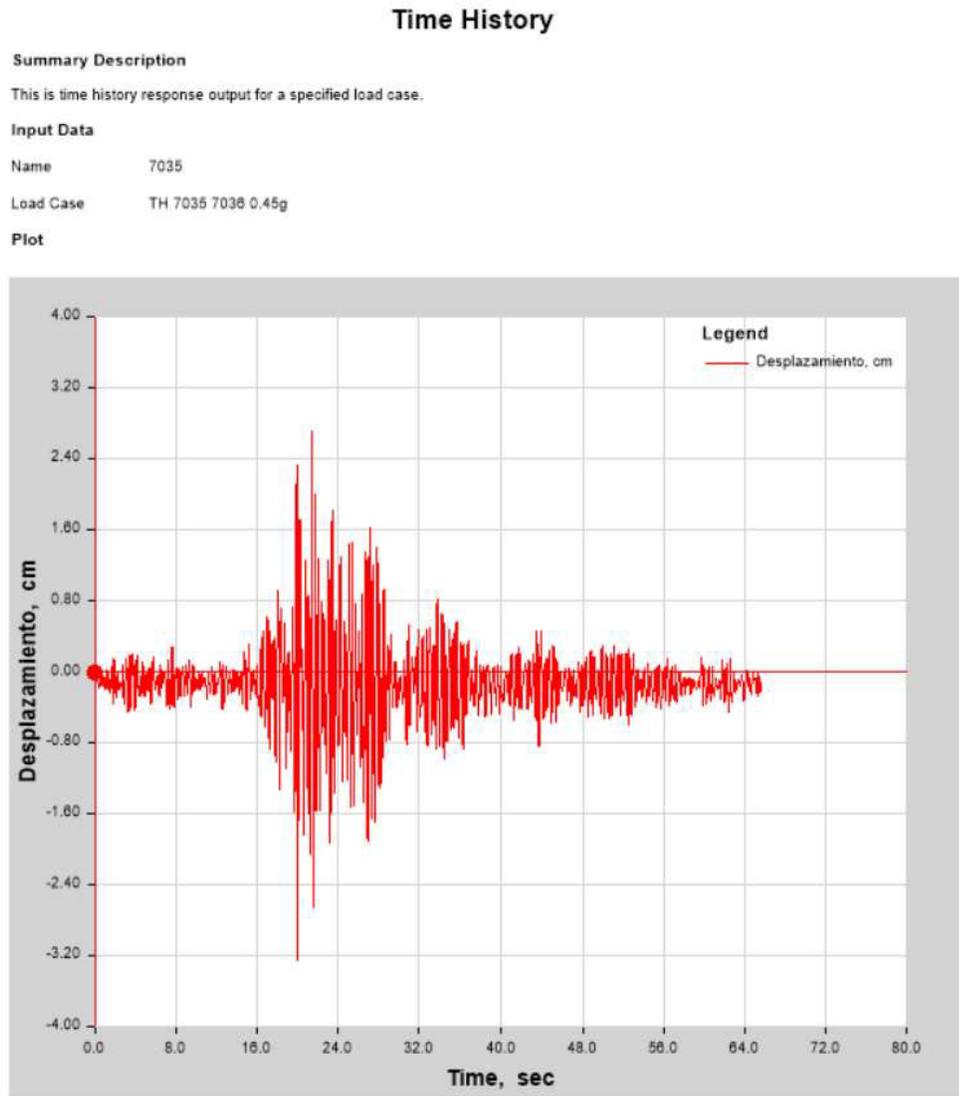
Paso 10 de la deformación en rotulas plásticas, sismo de servicio dirección X



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 52

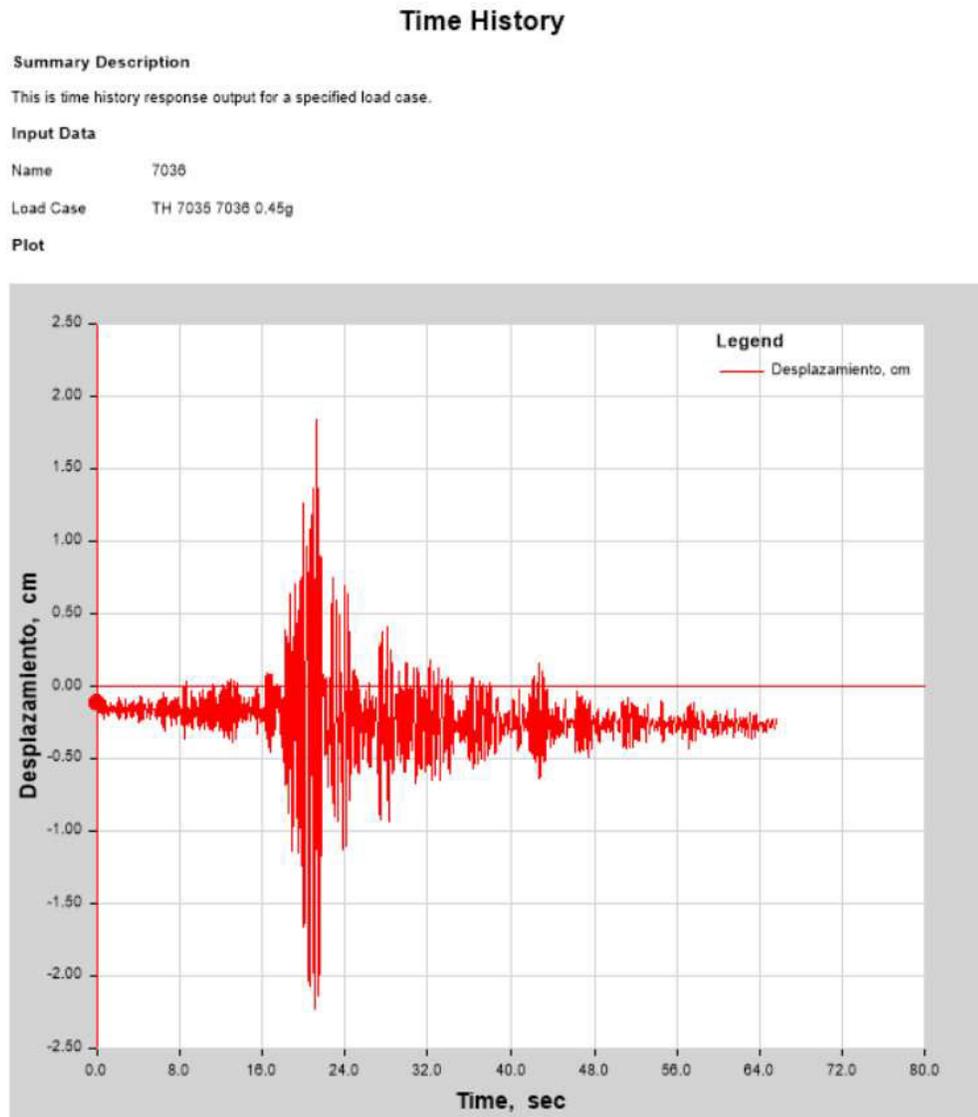
Desplazamientos Tiempo Historia o lineal – sismo 7035 – 0.45g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 53

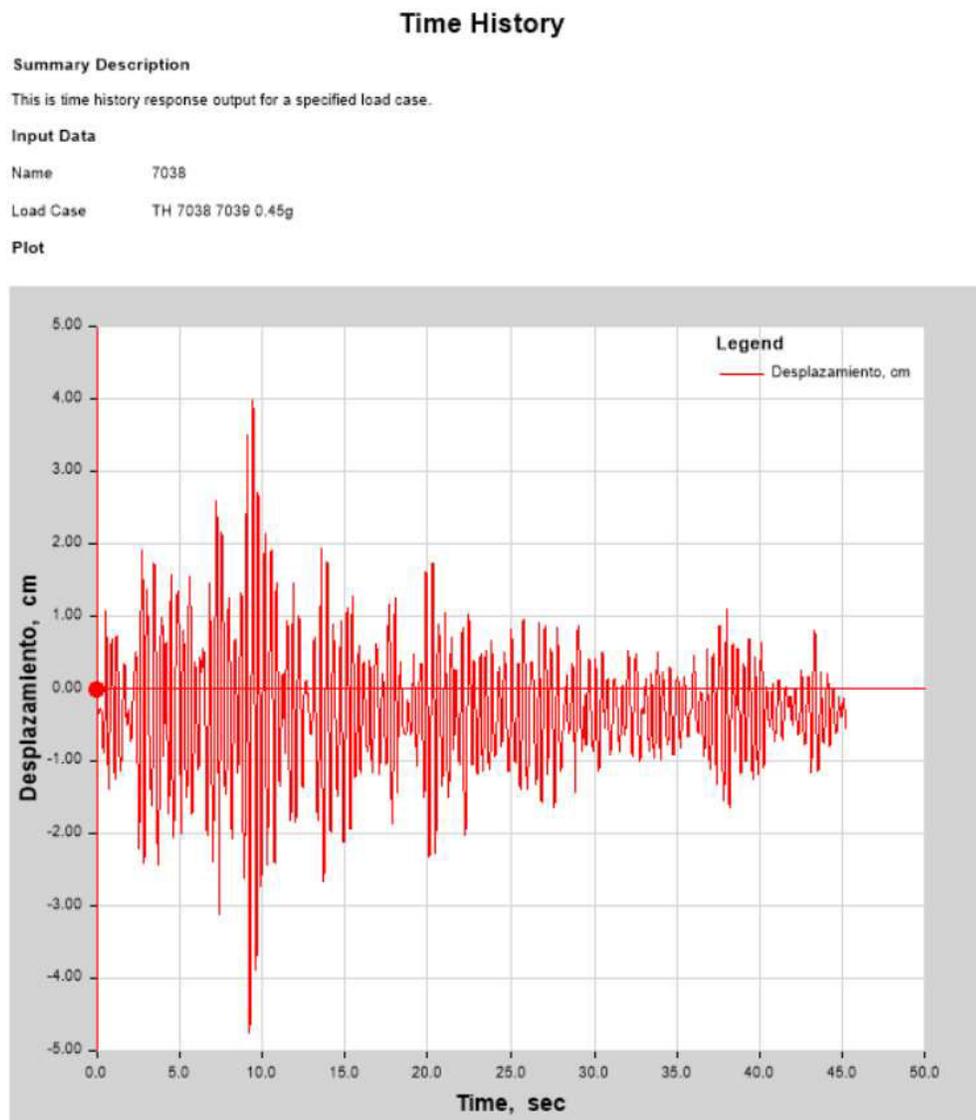
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 0.45g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 54

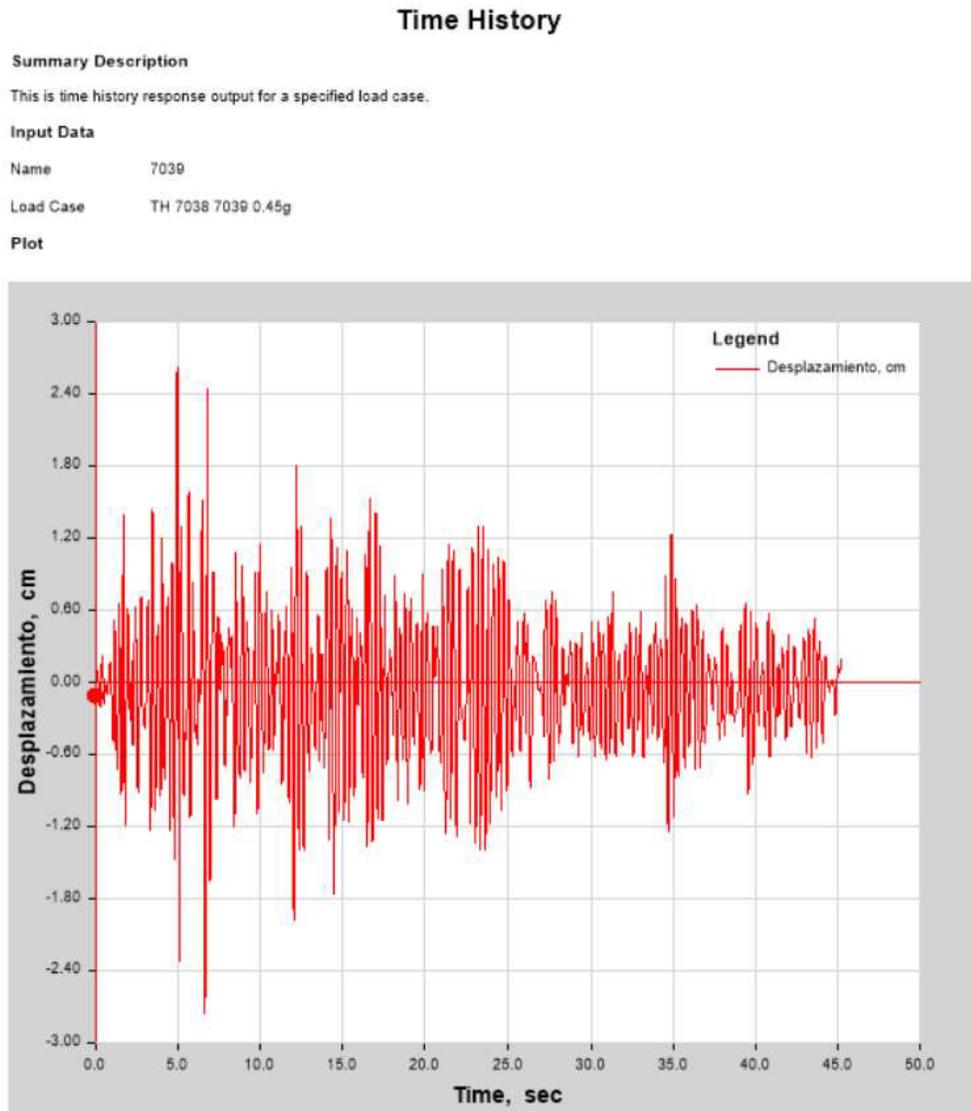
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 0.45g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 55

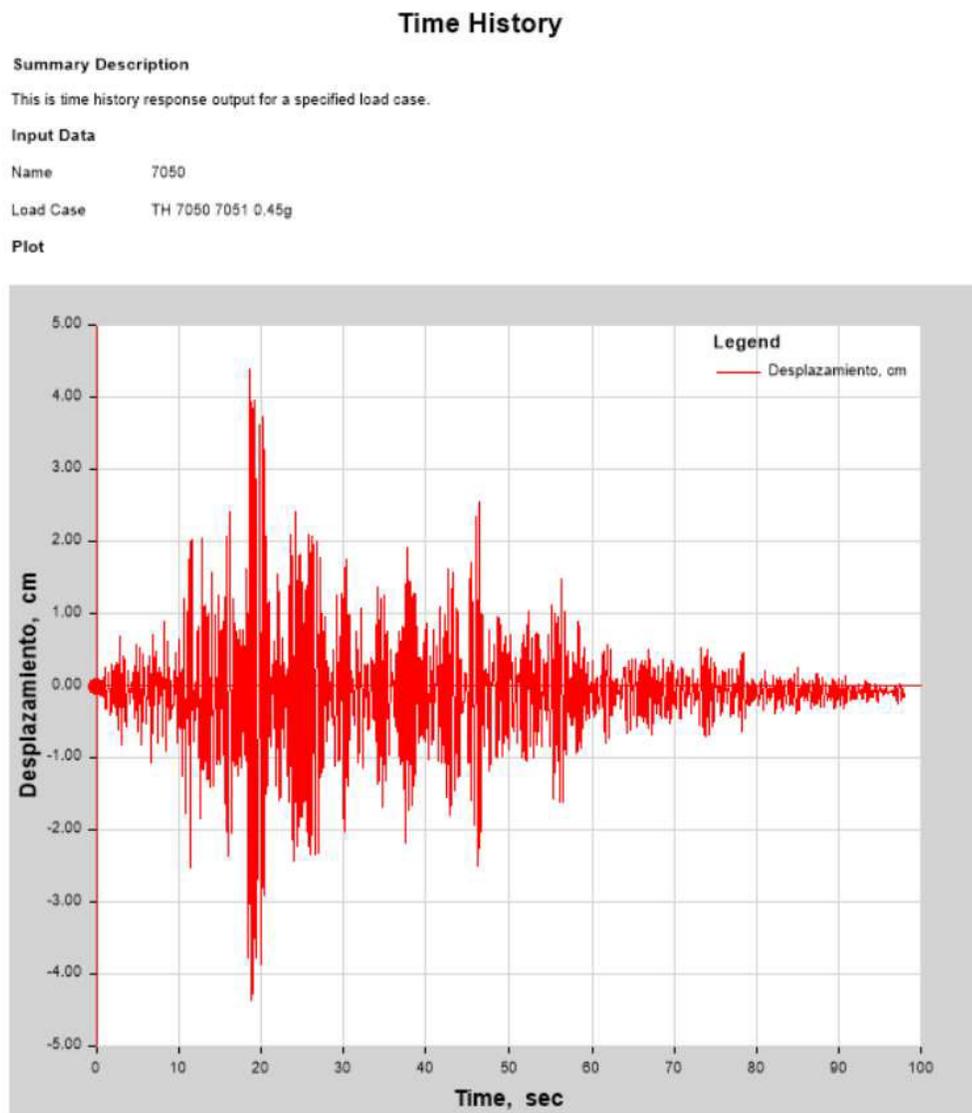
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 0.45g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 56

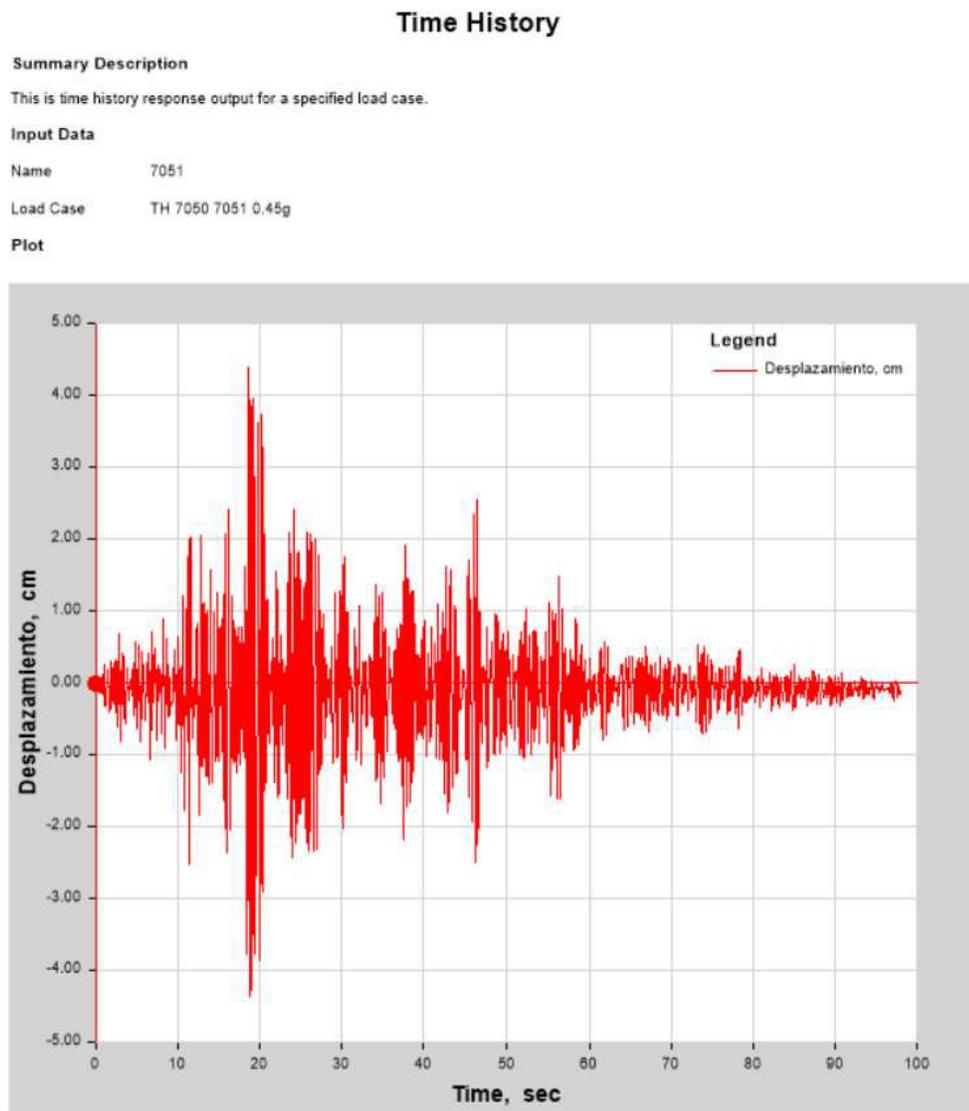
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 0.45g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 57

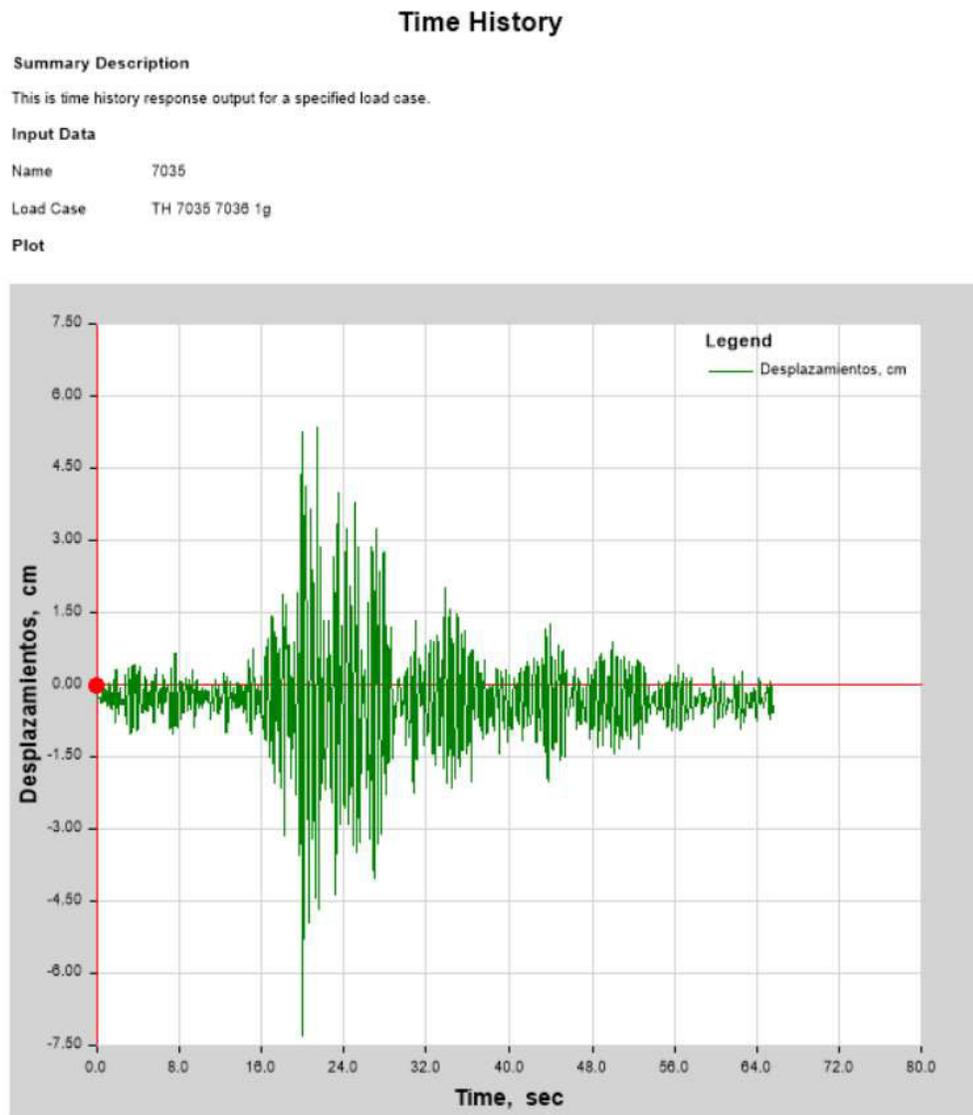
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 0.45g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 58

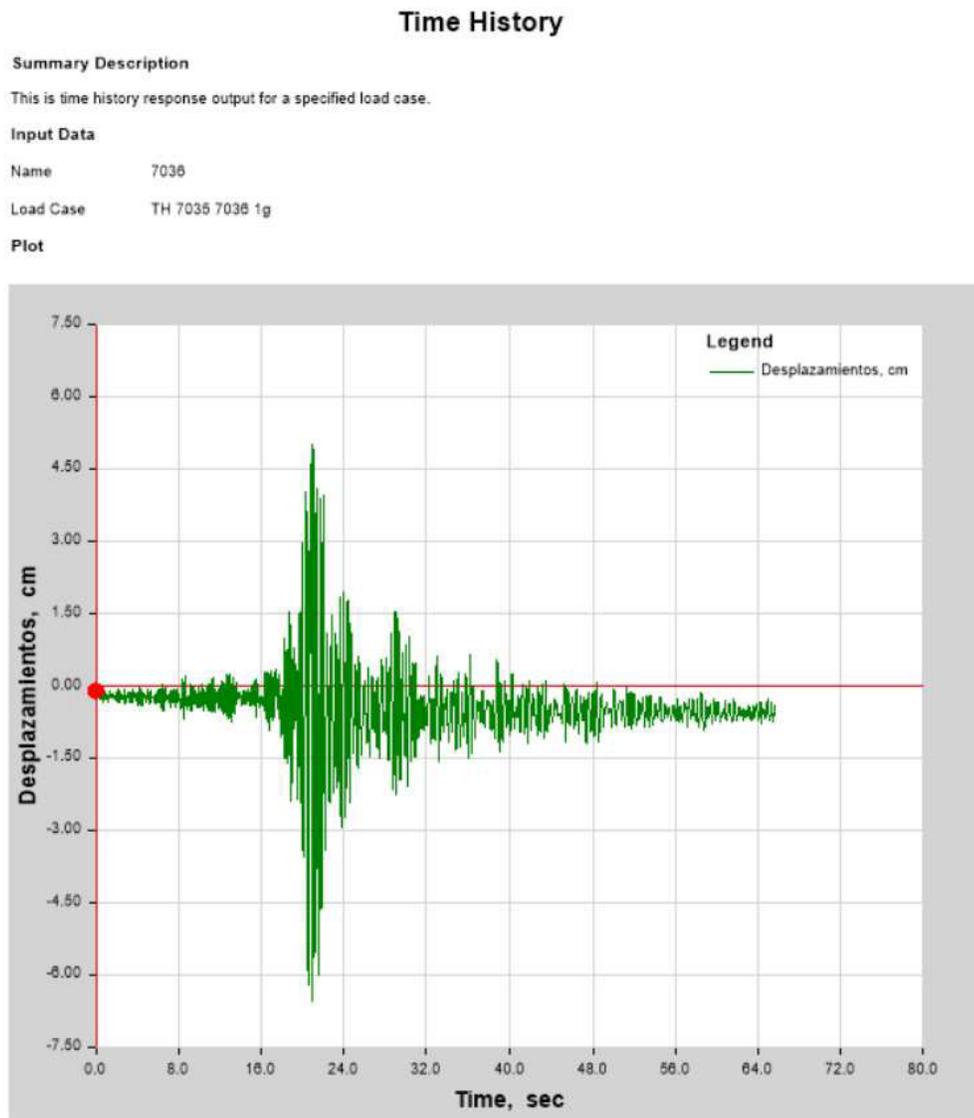
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 1g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 59

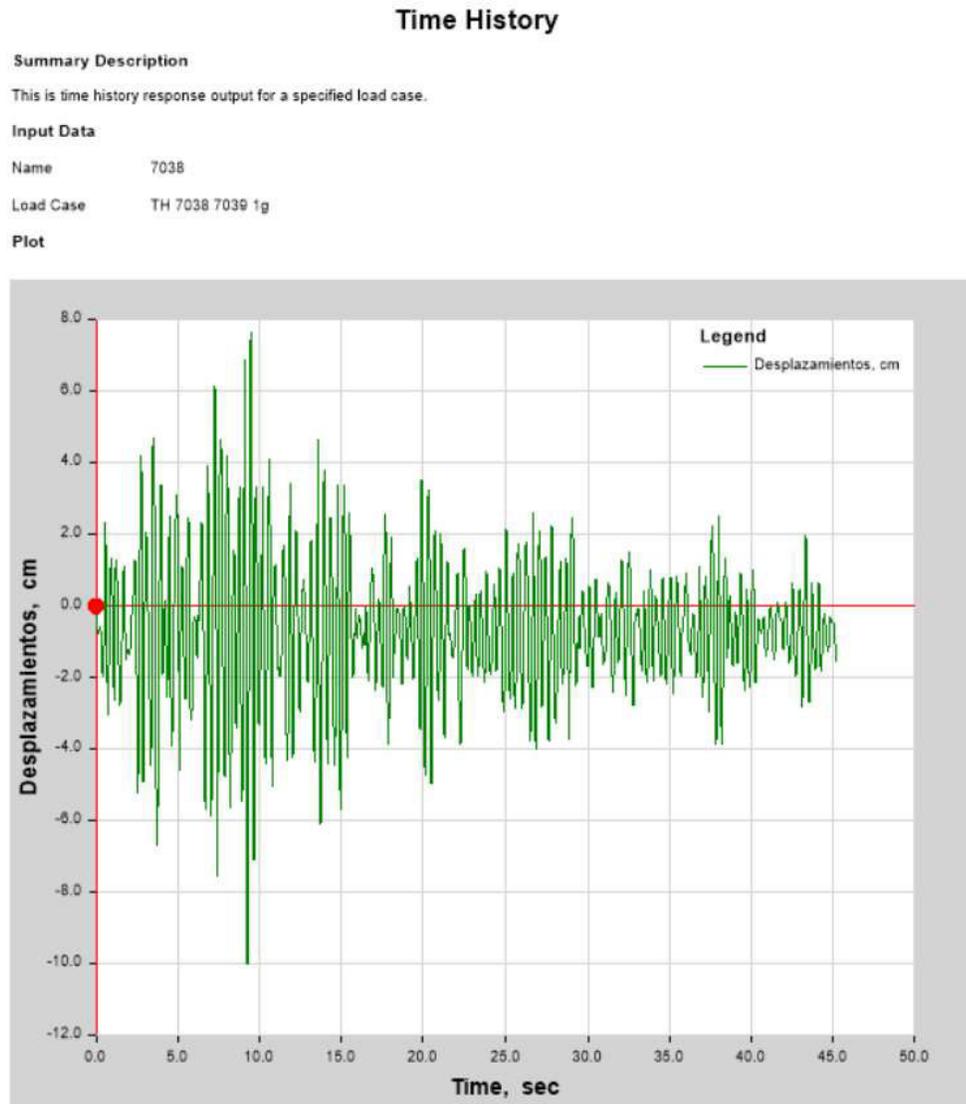
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 1g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 60

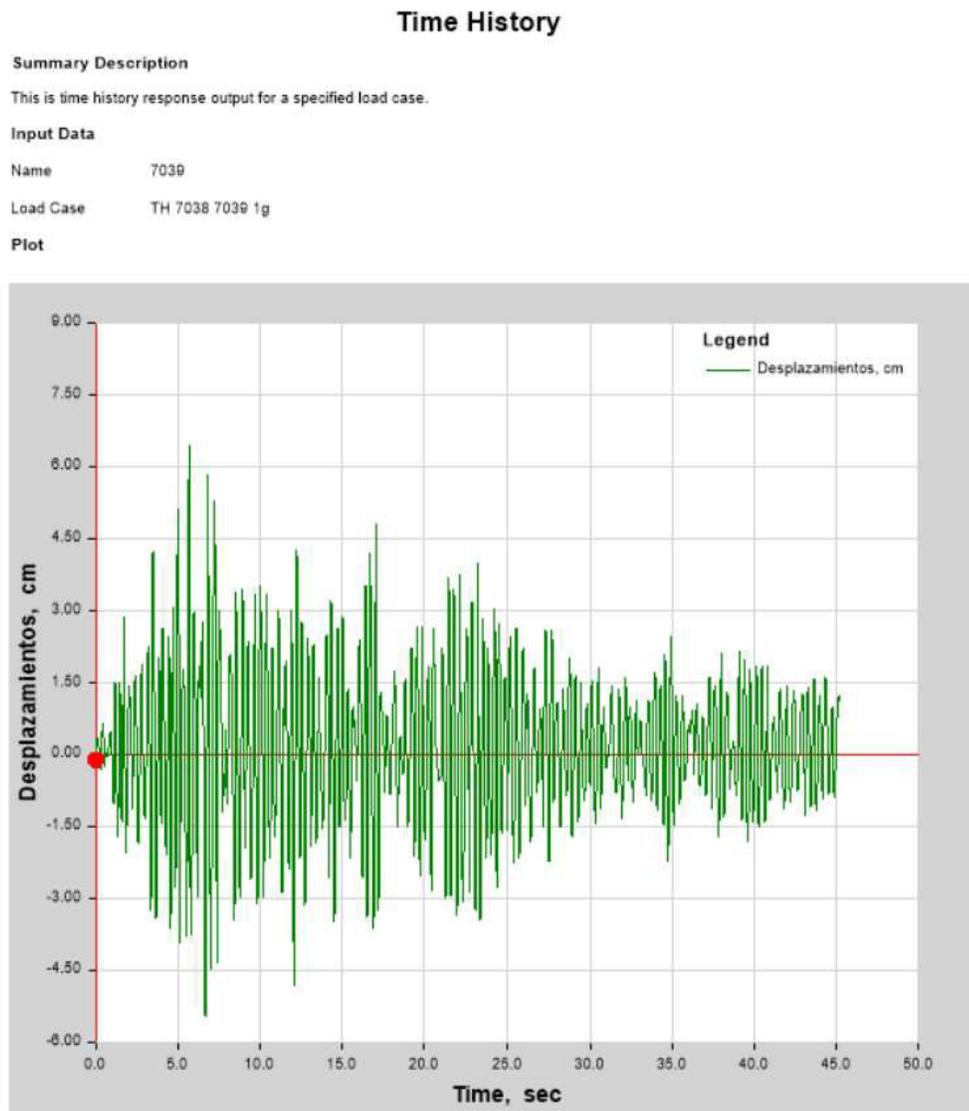
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 1g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 61

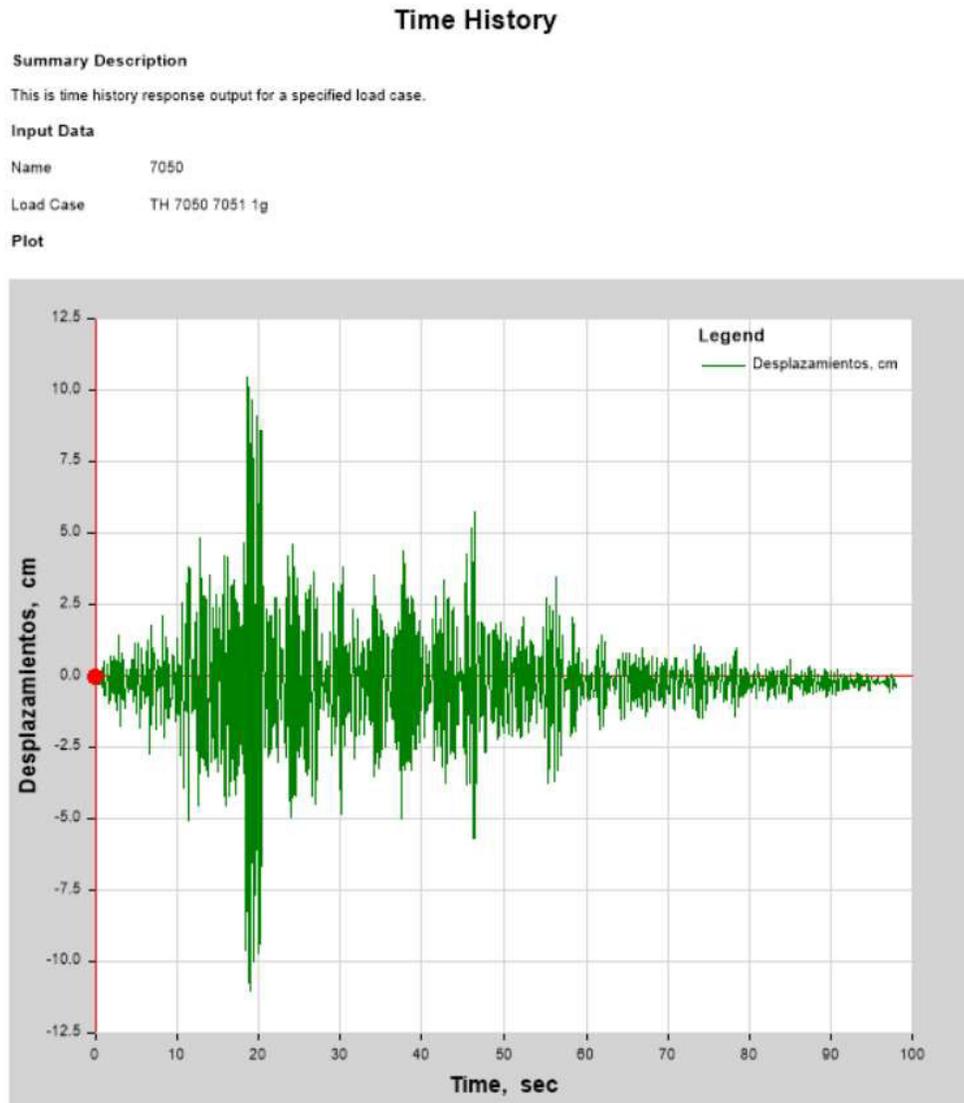
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 1g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 62

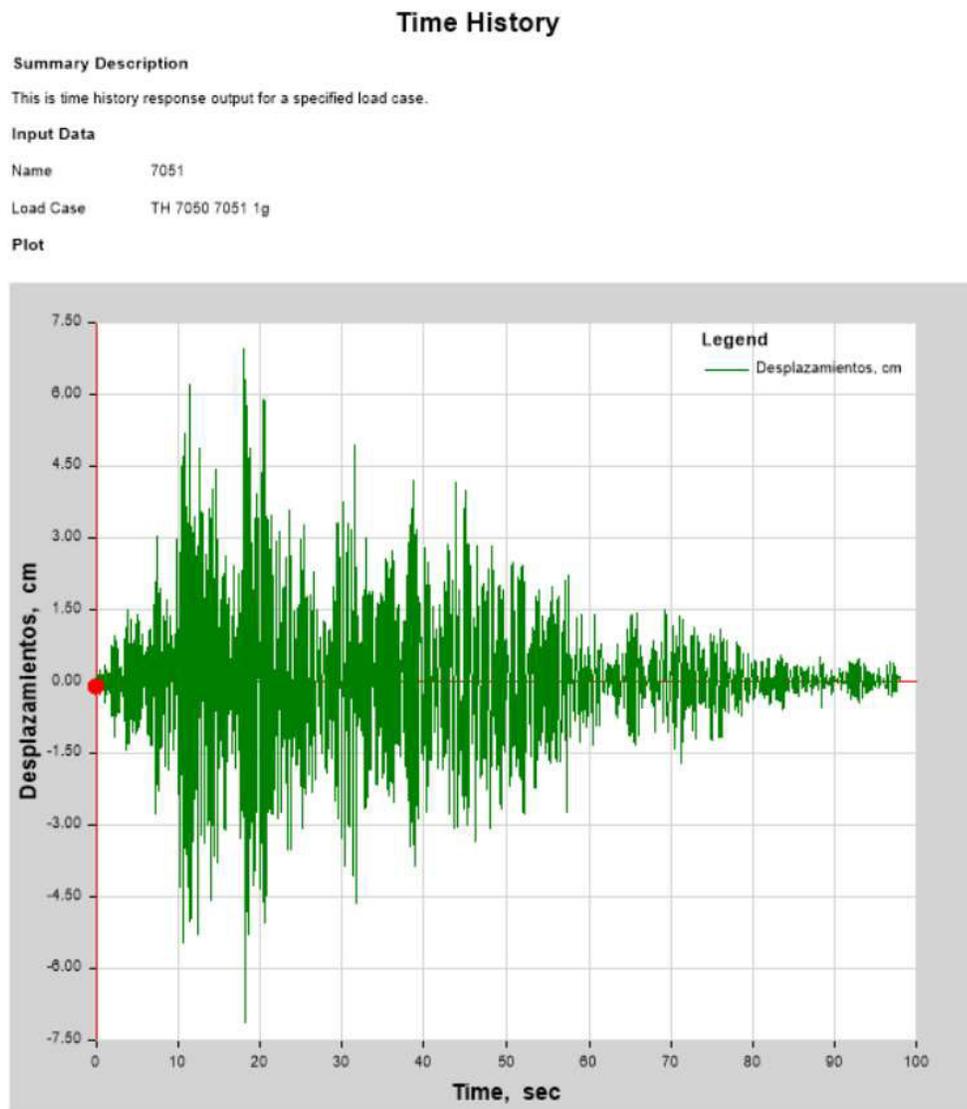
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 1g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 63

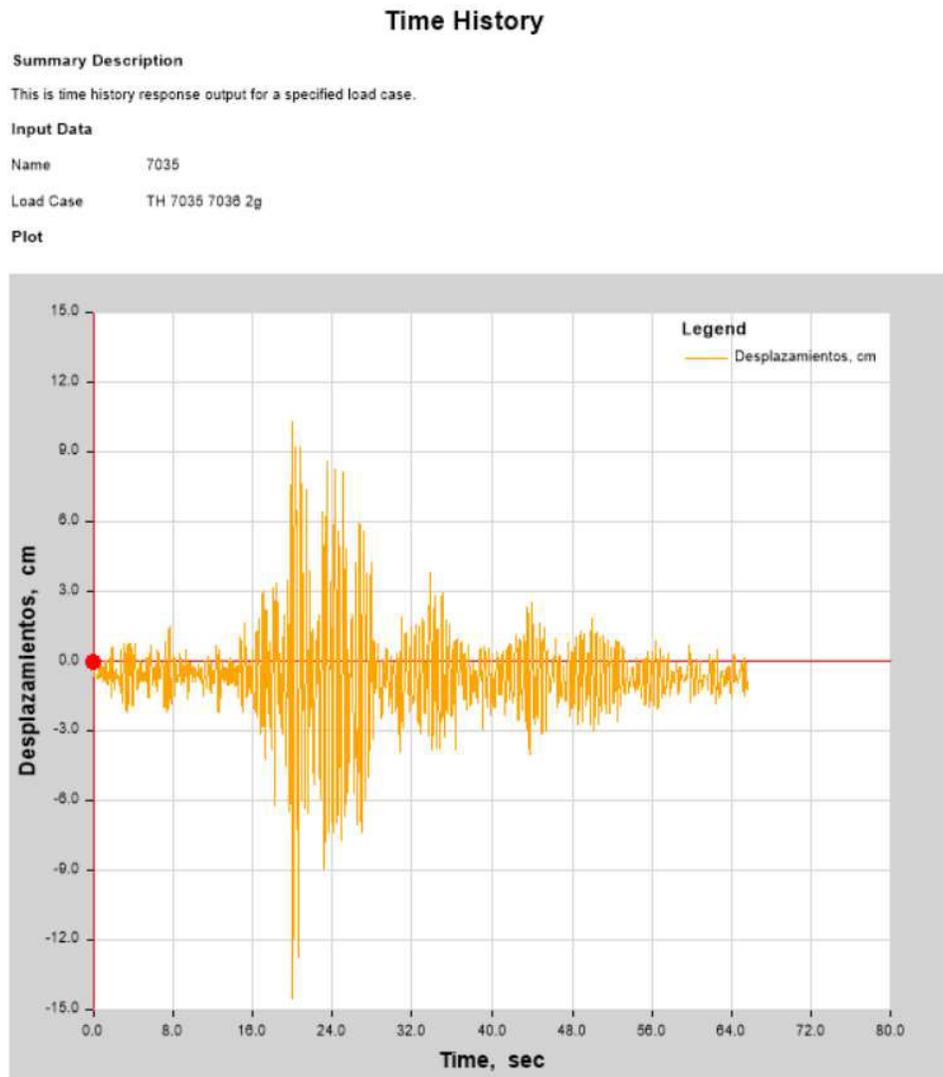
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 1g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 64

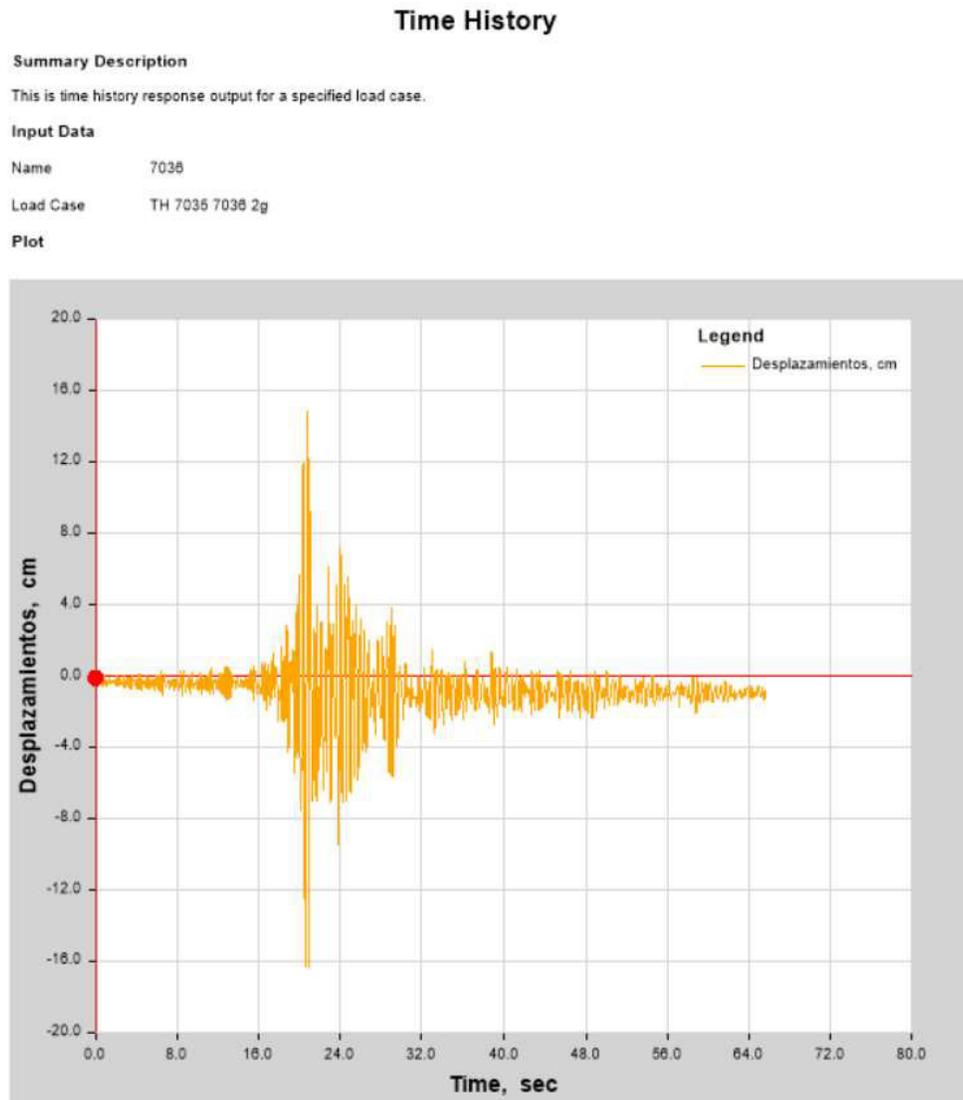
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 2g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 65

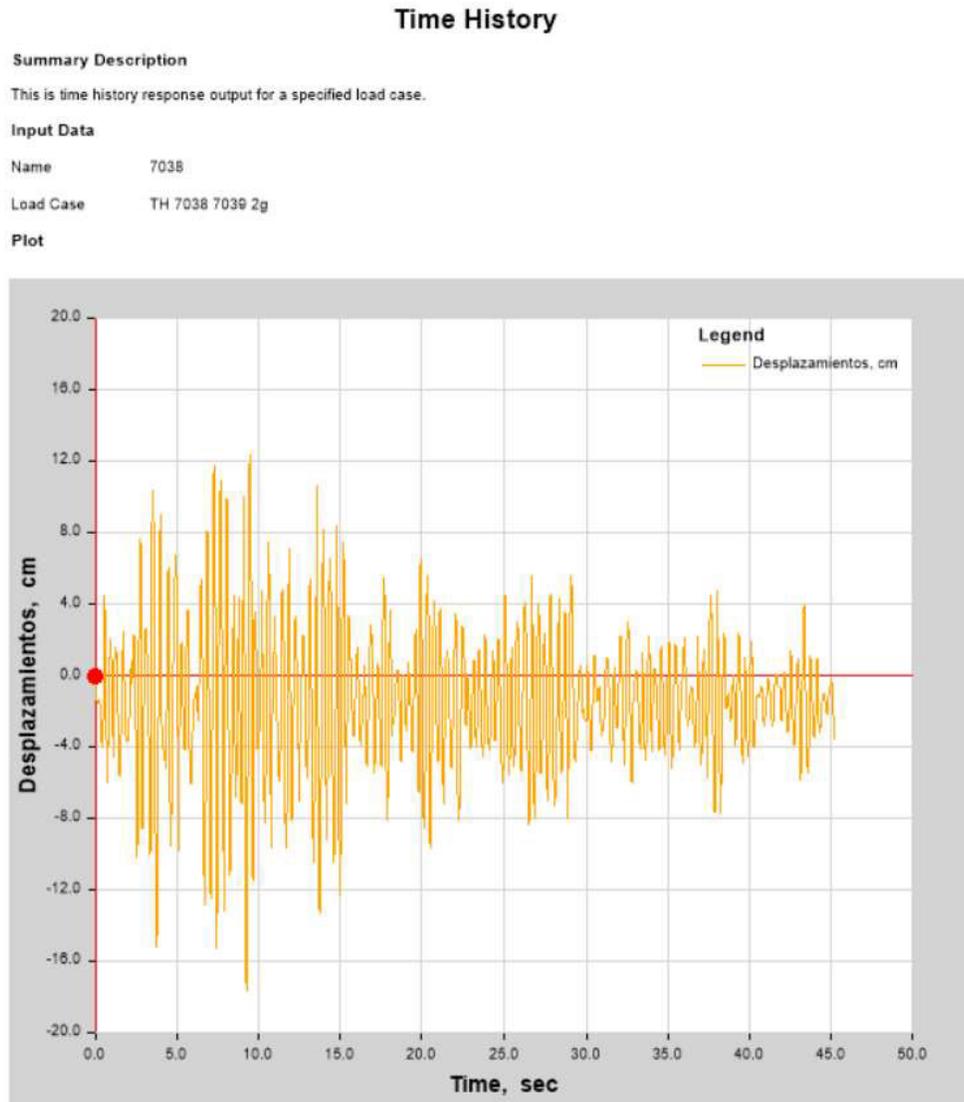
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 2g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 66

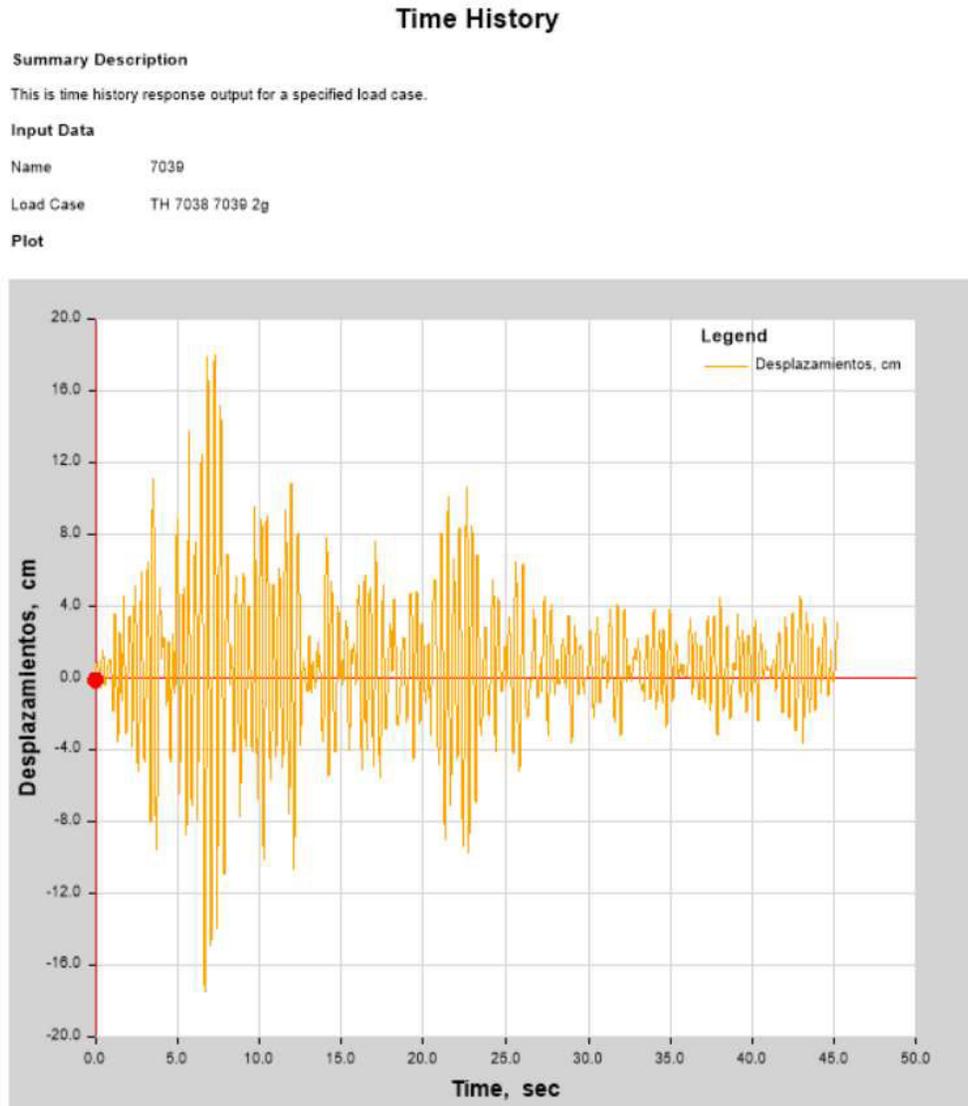
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 2g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 67

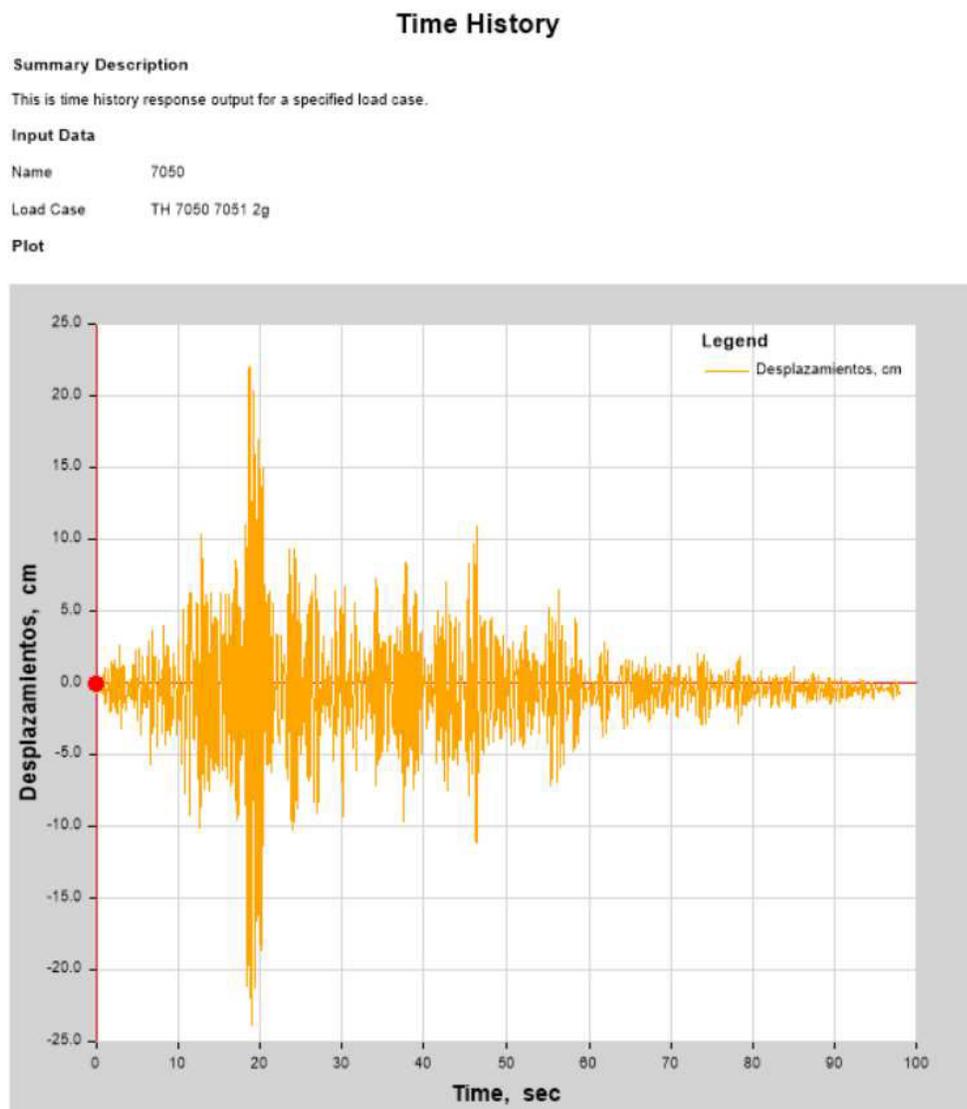
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 2g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 68

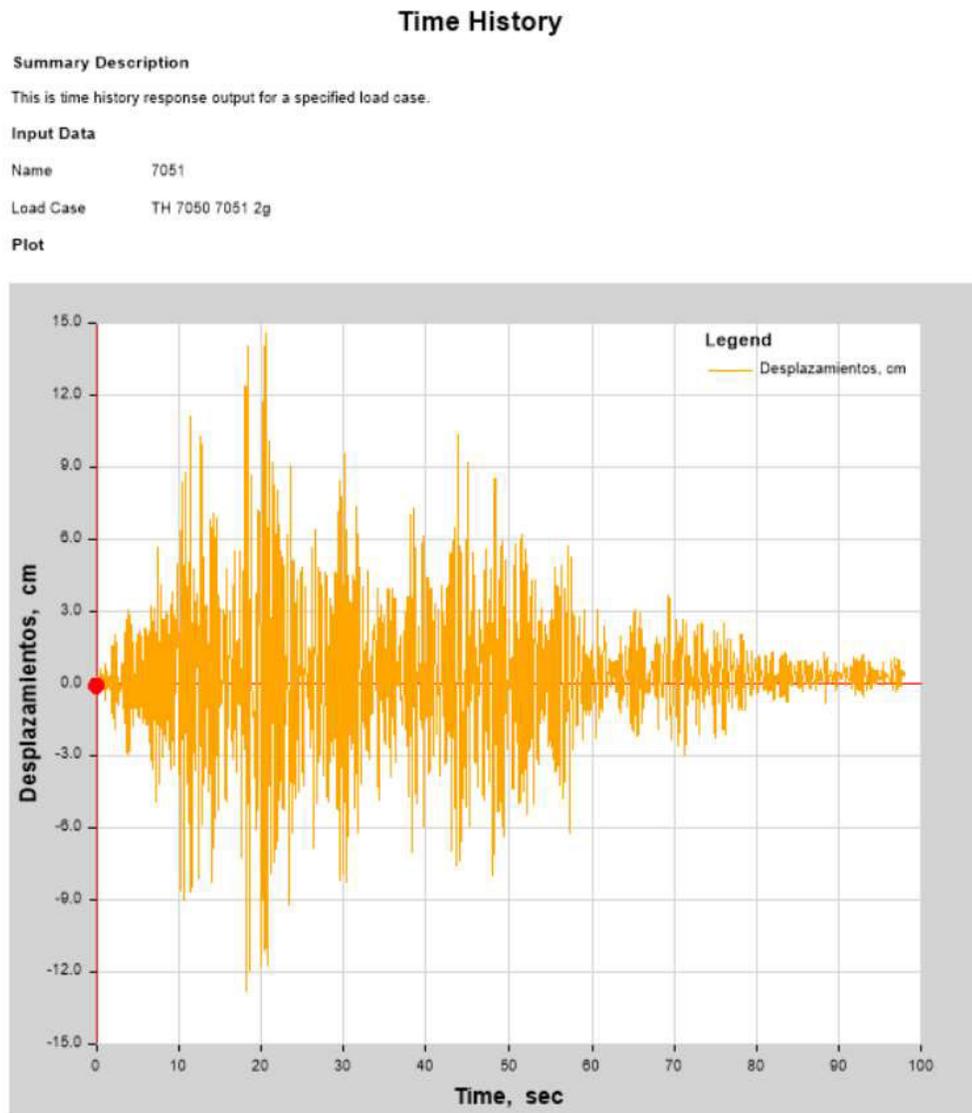
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 2g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 69

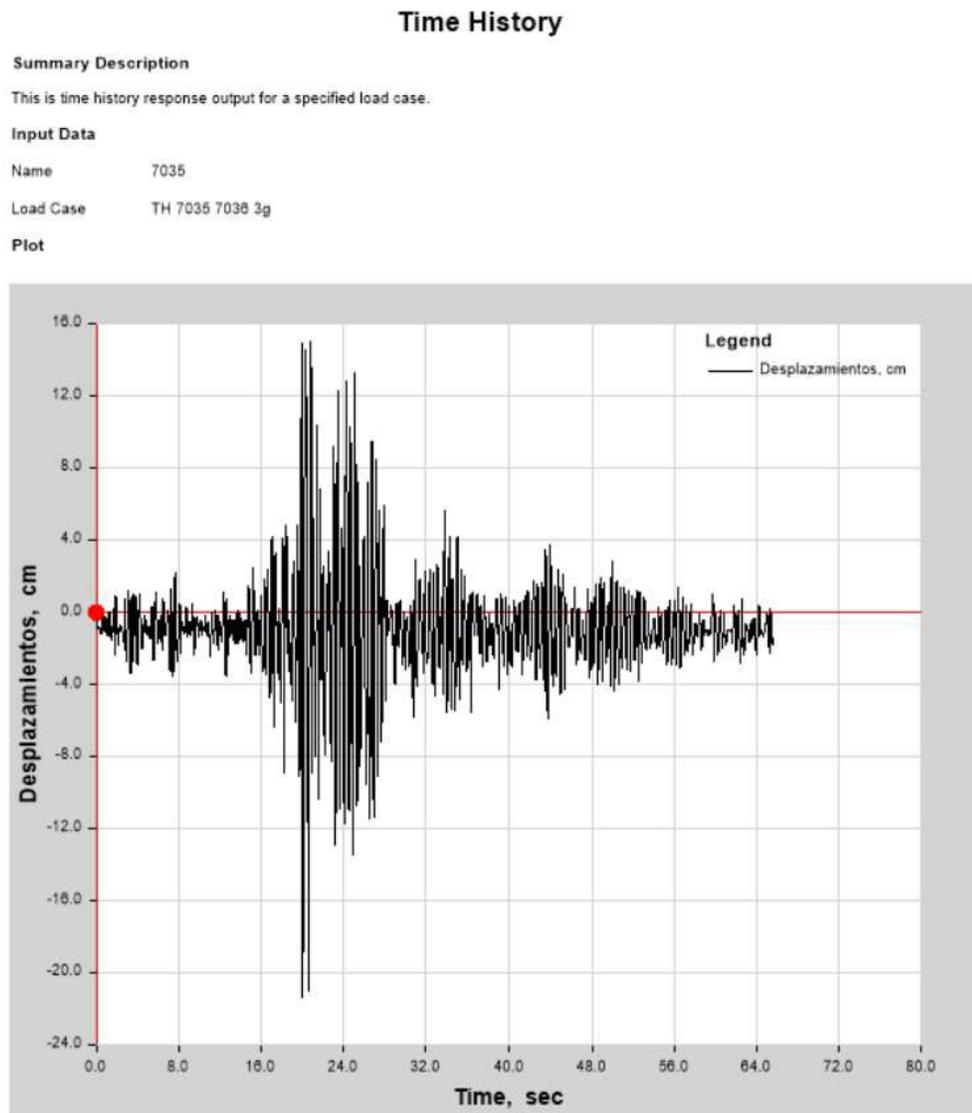
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 2g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 70

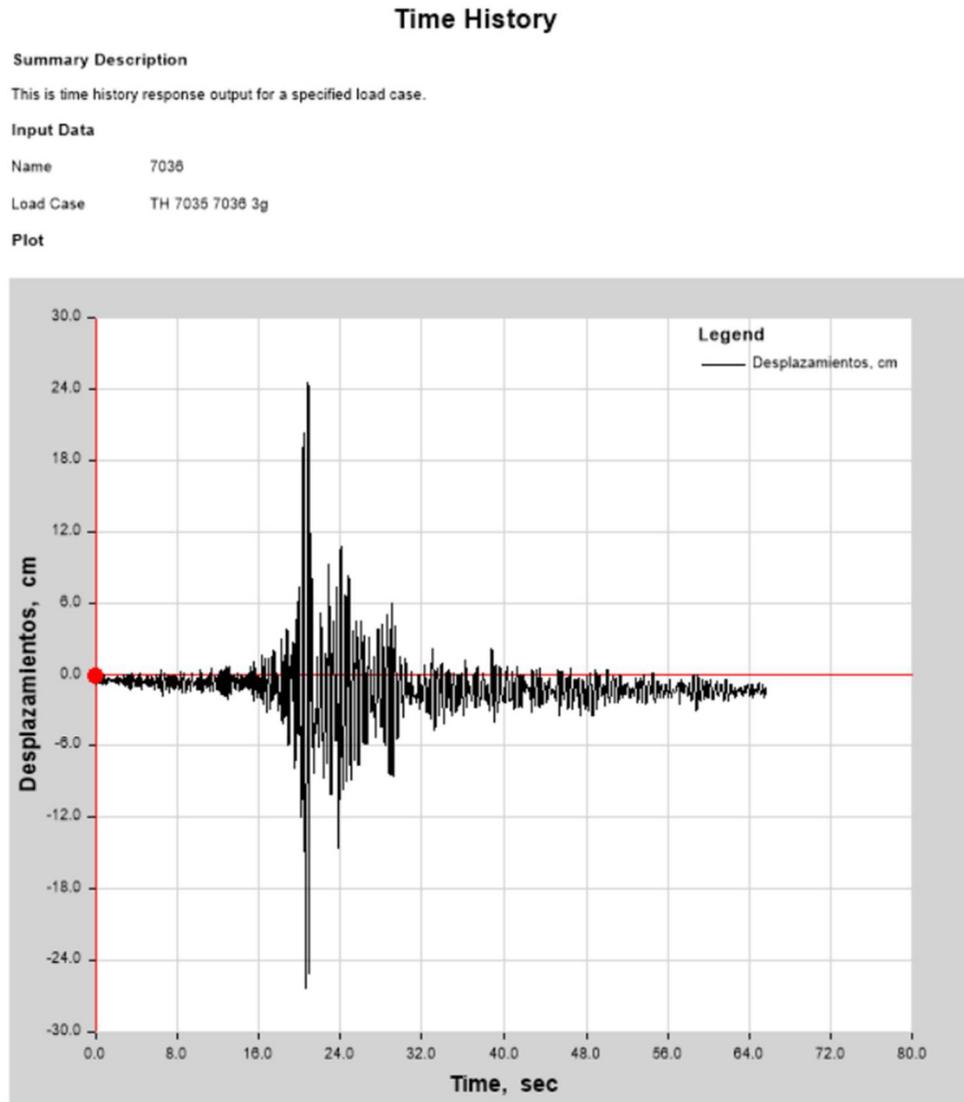
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 3g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 71

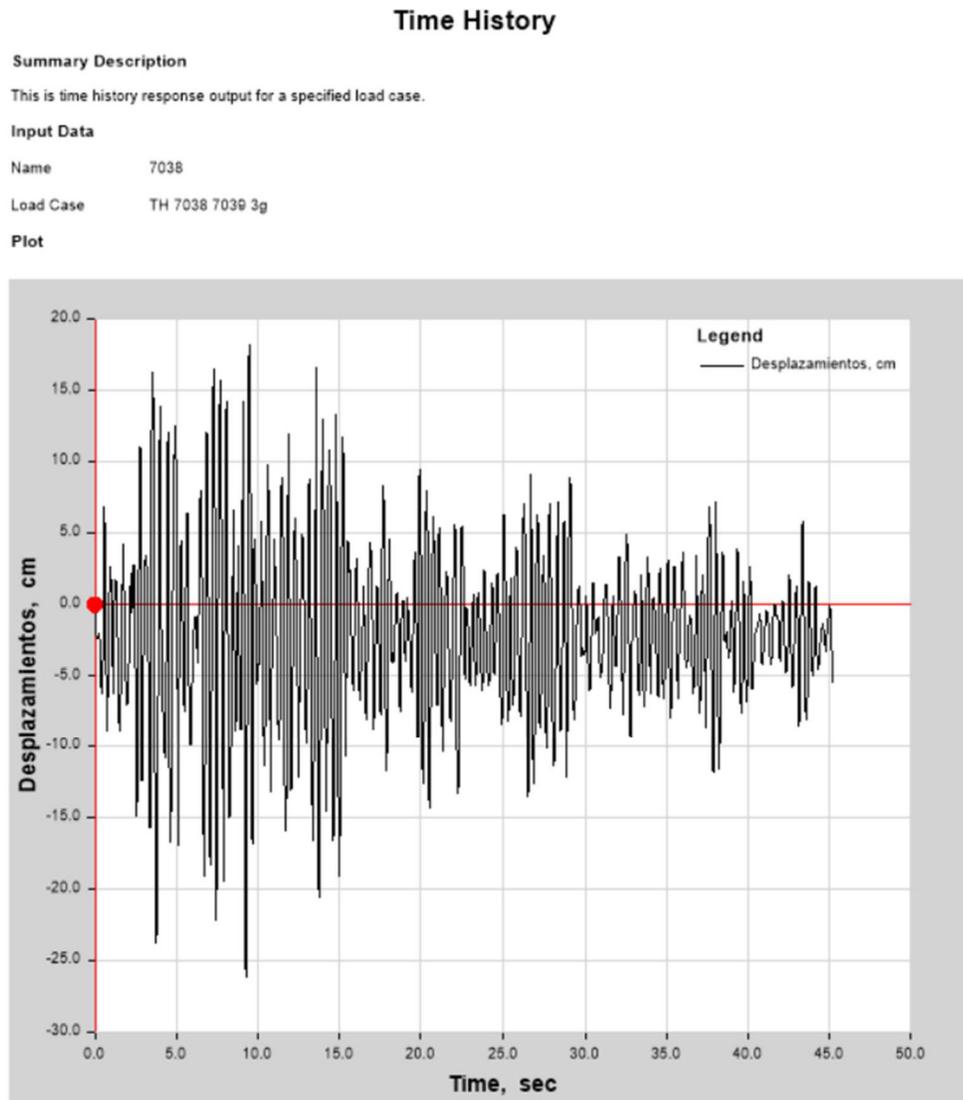
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 3g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 72

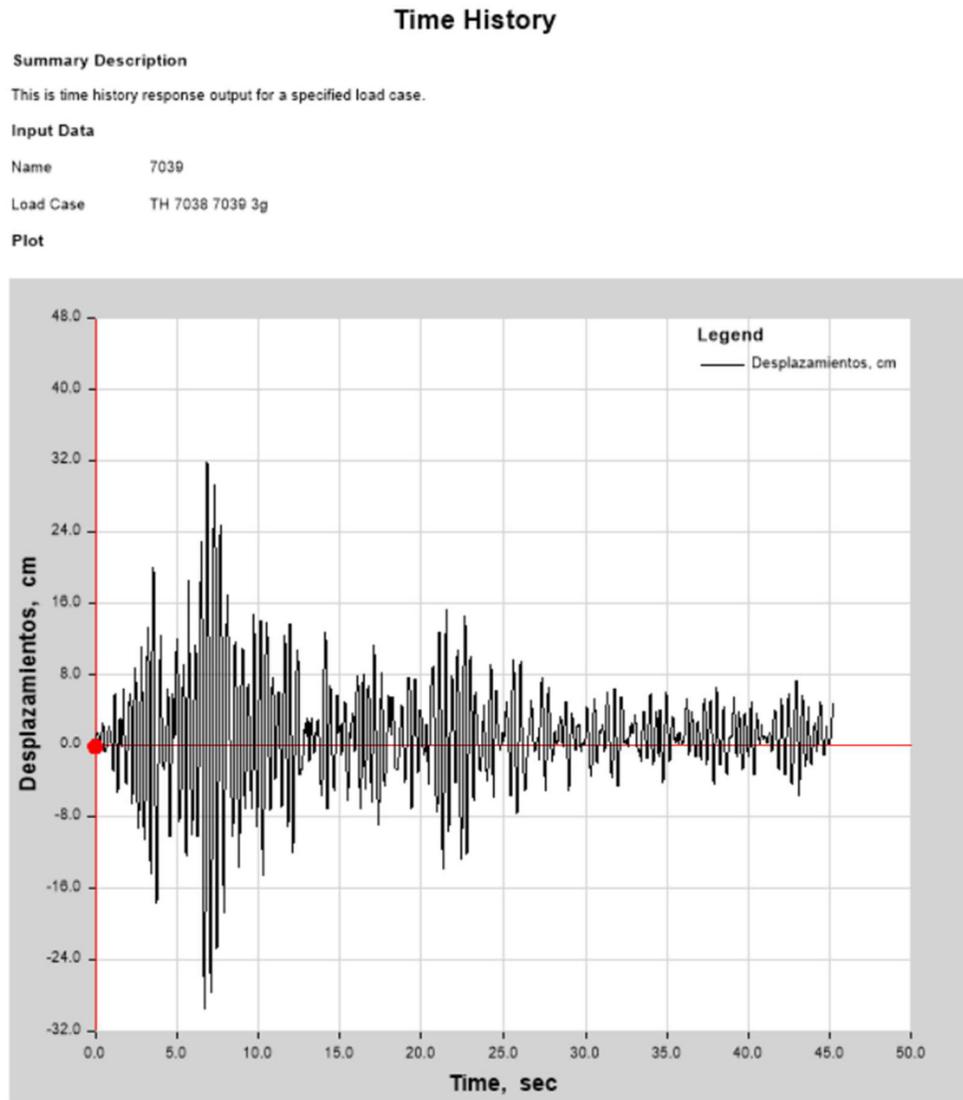
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 3g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 73

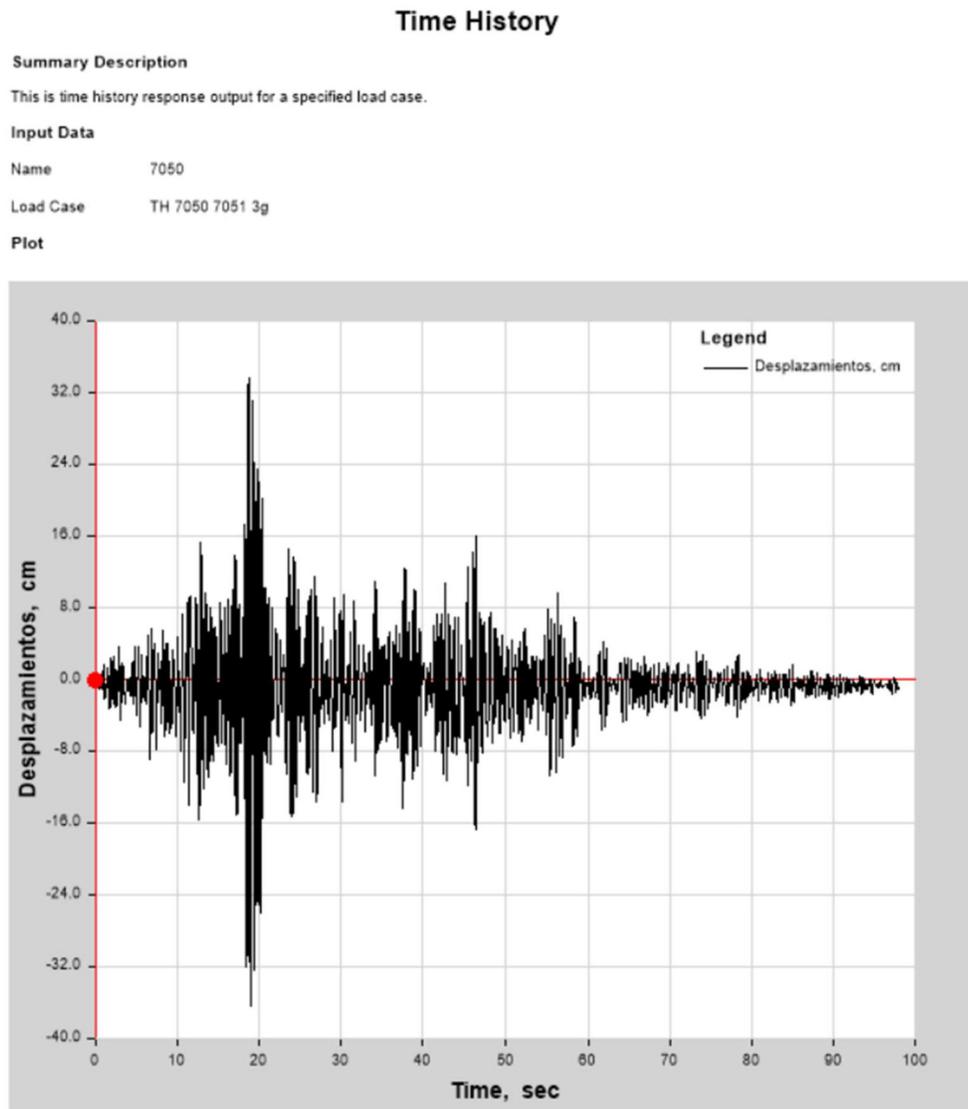
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 3g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 74

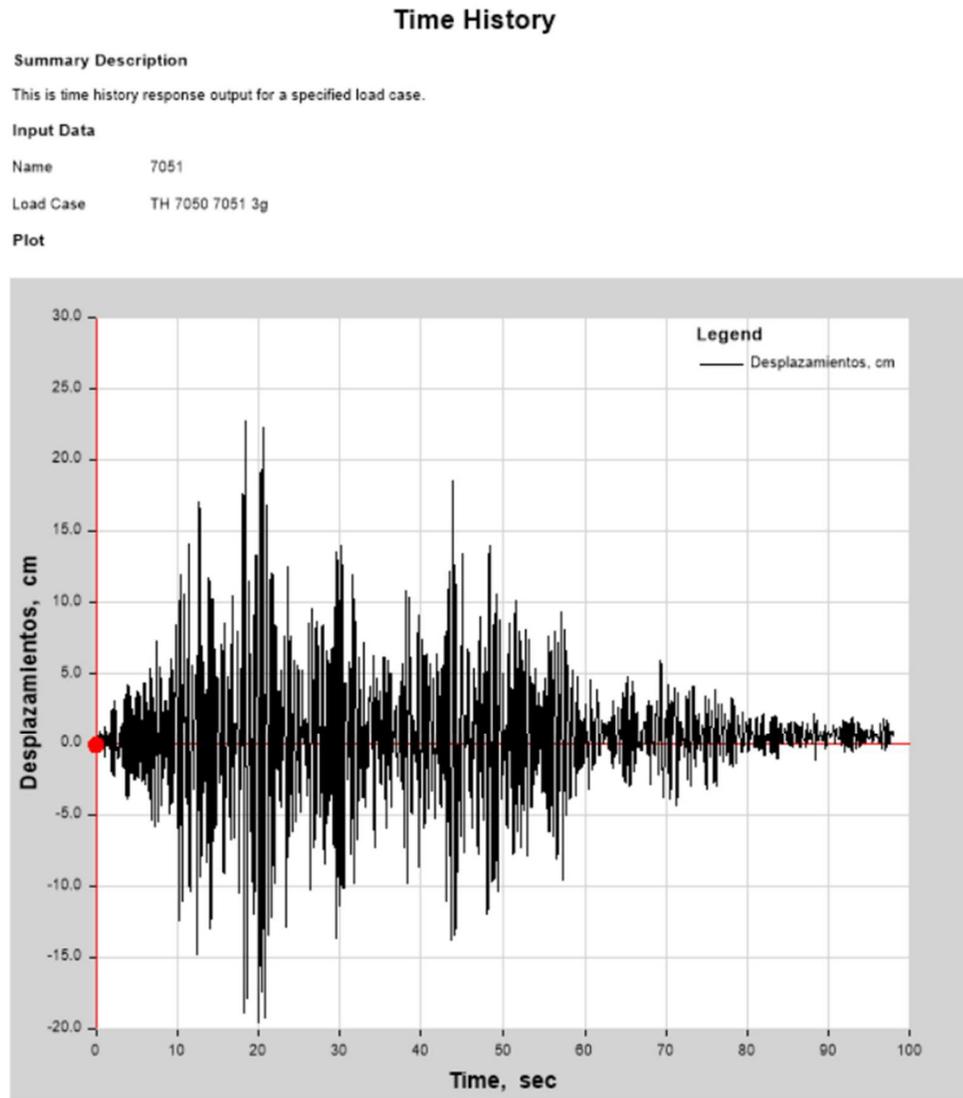
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 3g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 75

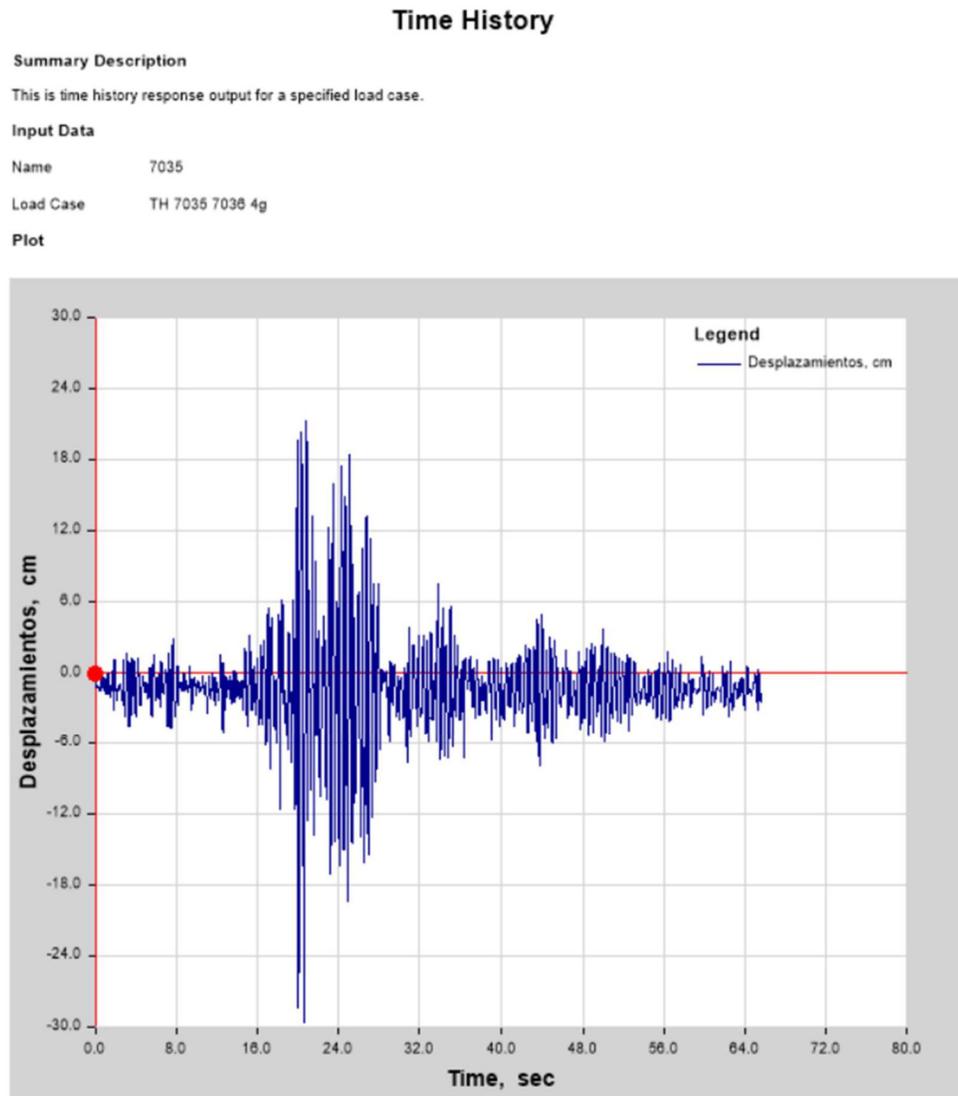
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 3g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 76

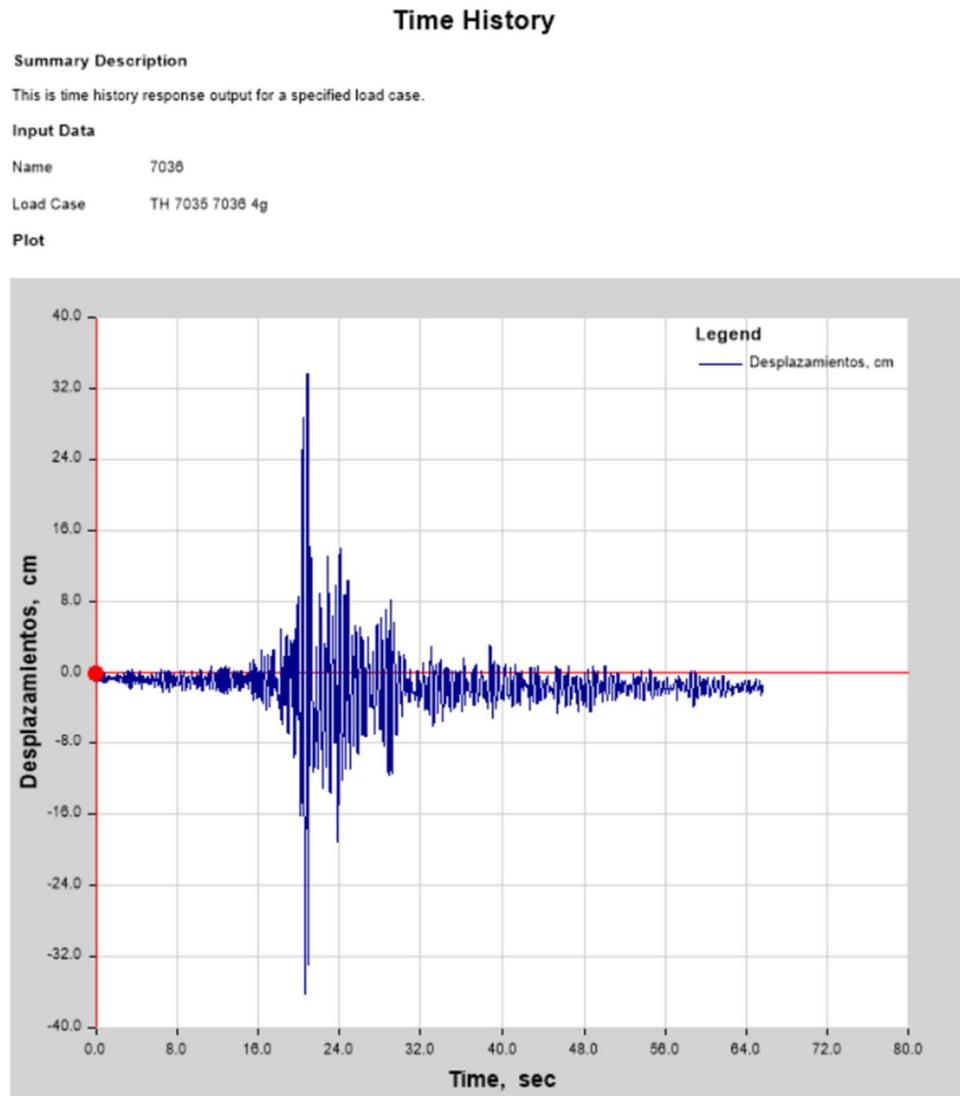
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 4g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 77

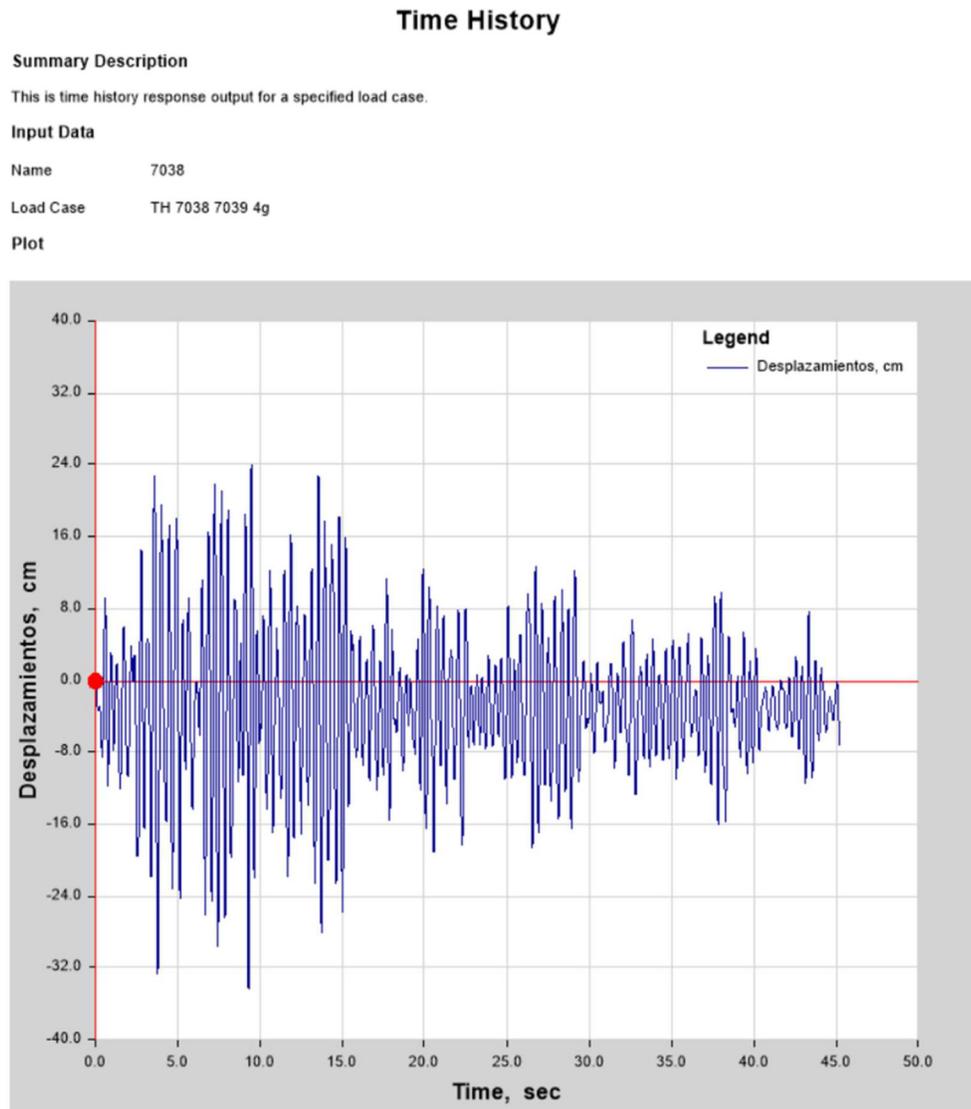
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 4g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 78

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 4g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 79

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 4g

Time History

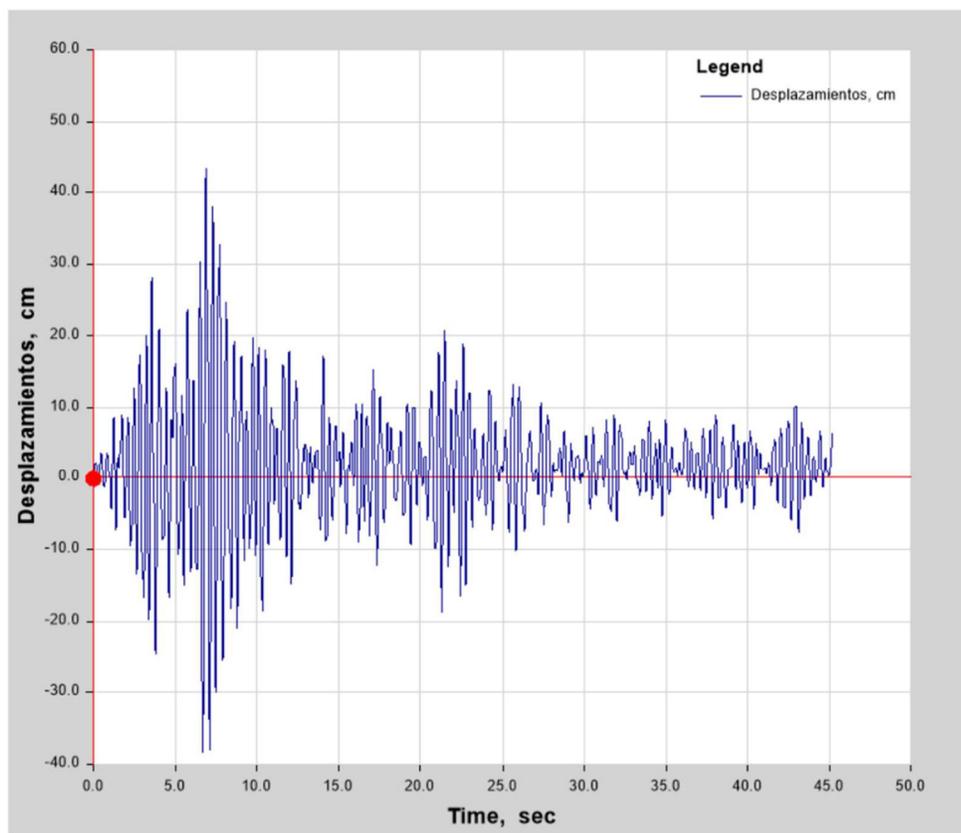
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7039
Load Case TH 7038 7039 4g

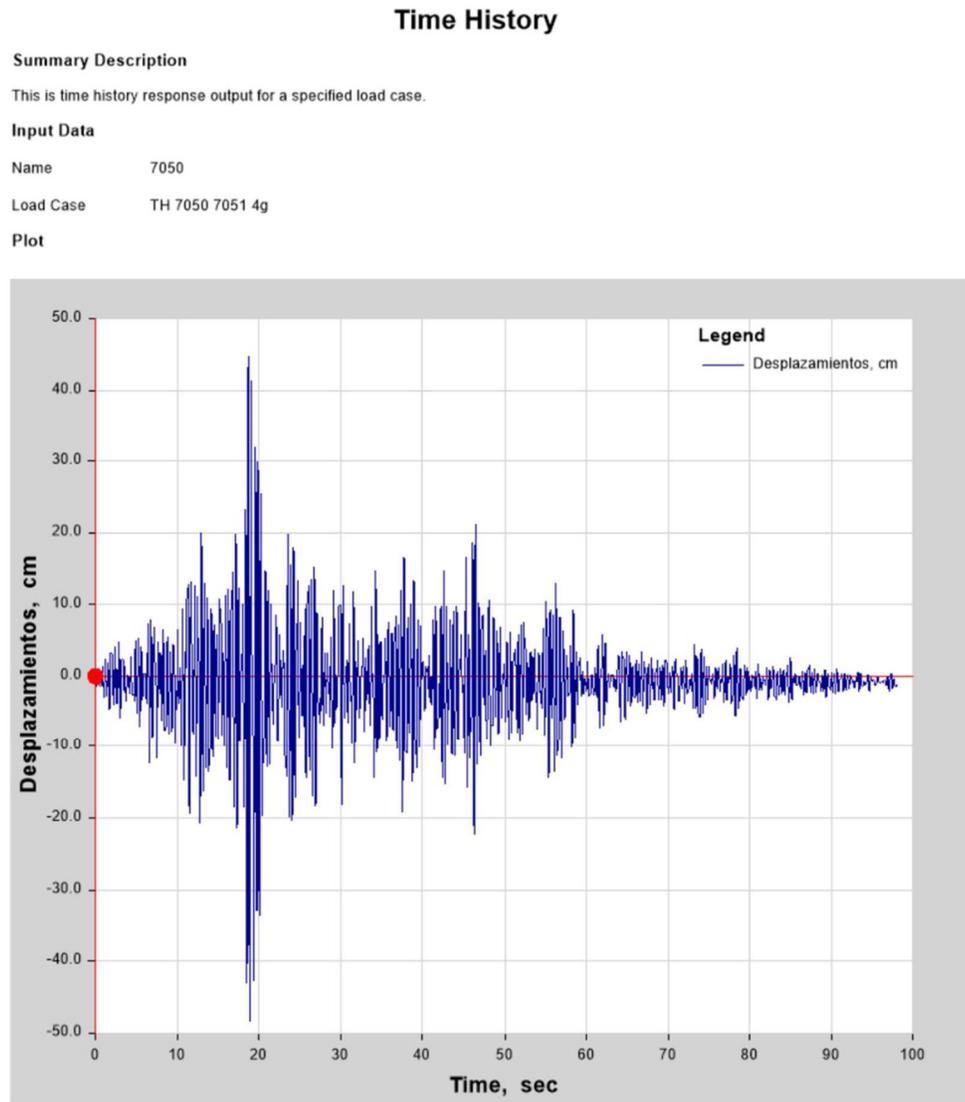
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 80

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 4g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 81

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 4g

Time History

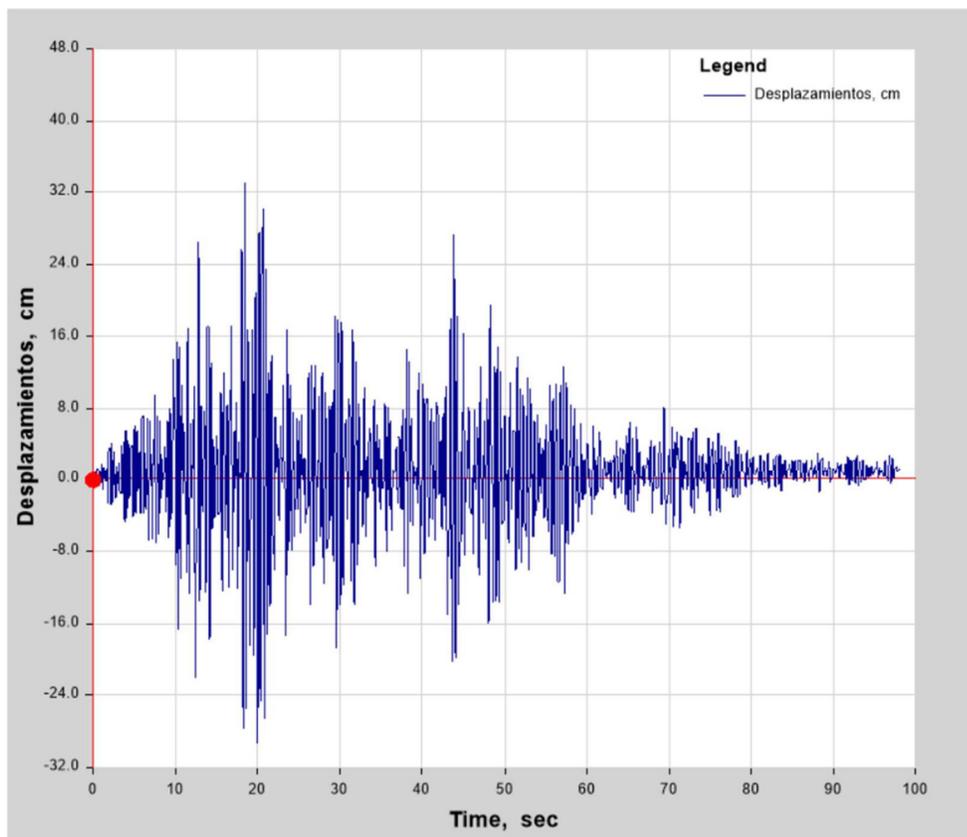
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7051
Load Case TH 7050 7051 4g

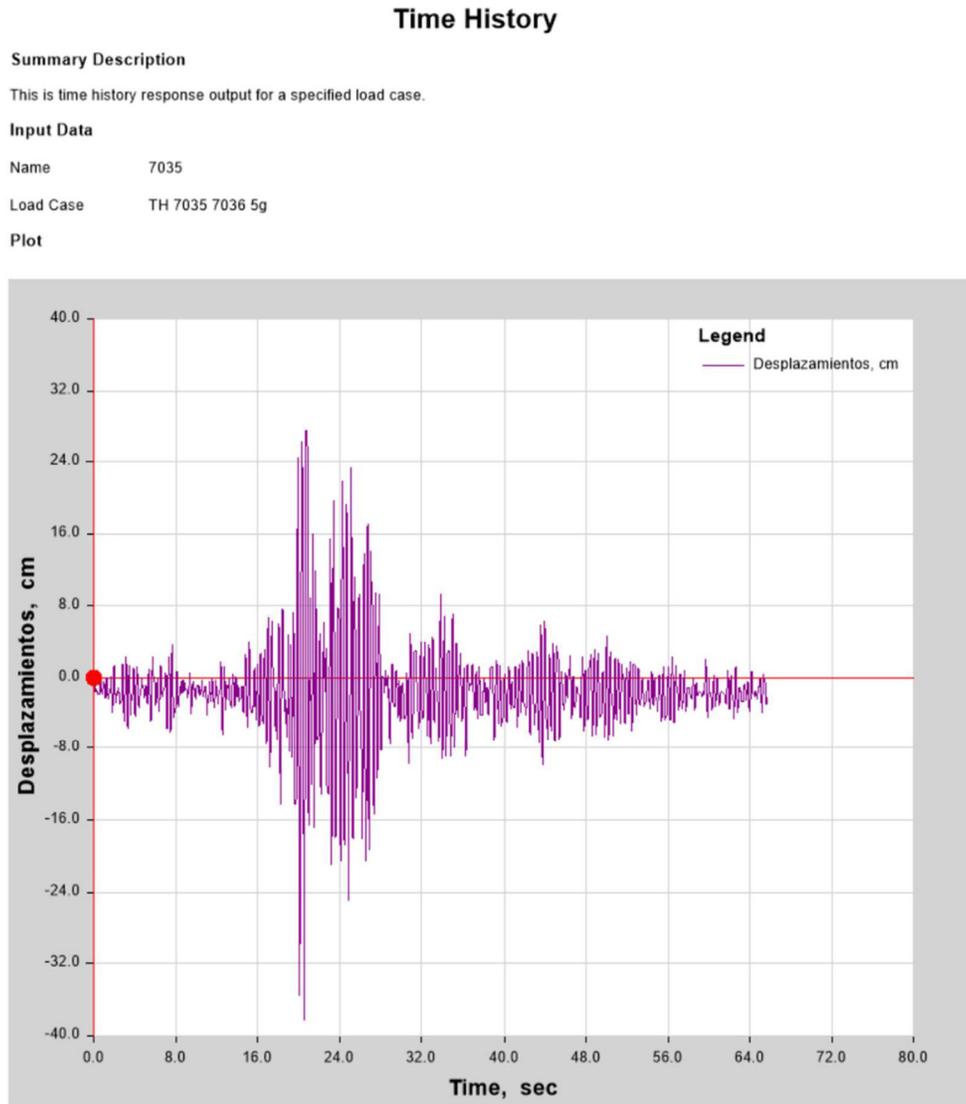
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 82

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 5g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 83

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 5g

Time History

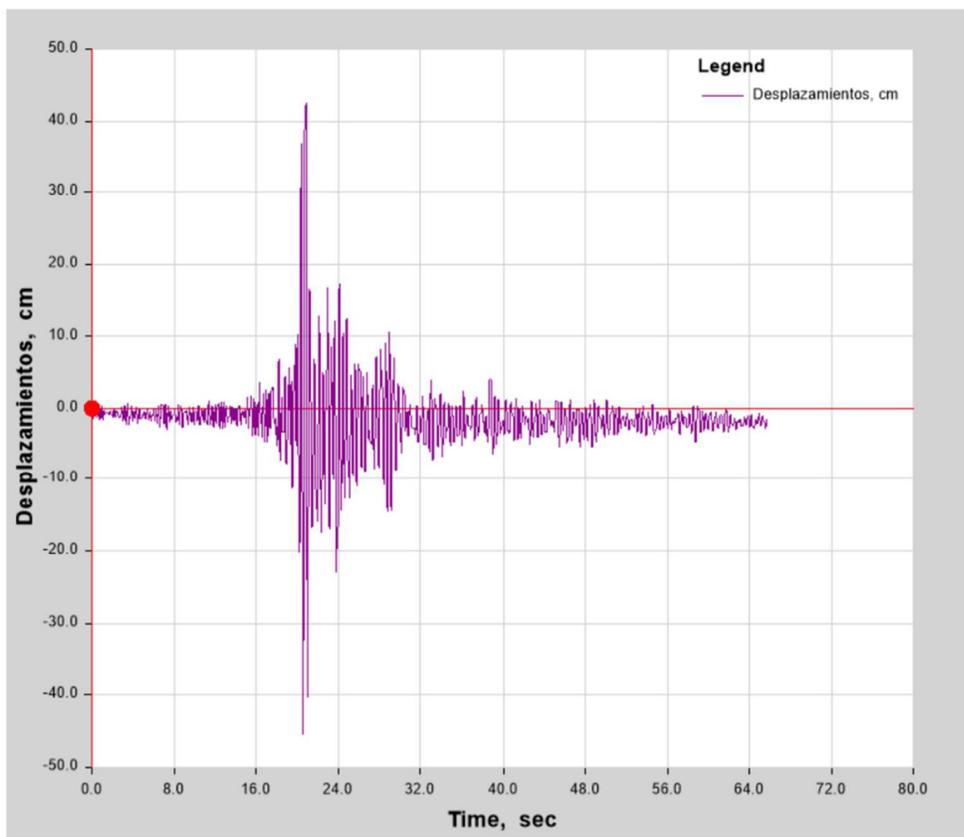
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7036
Load Case TH 7035 7036 5g

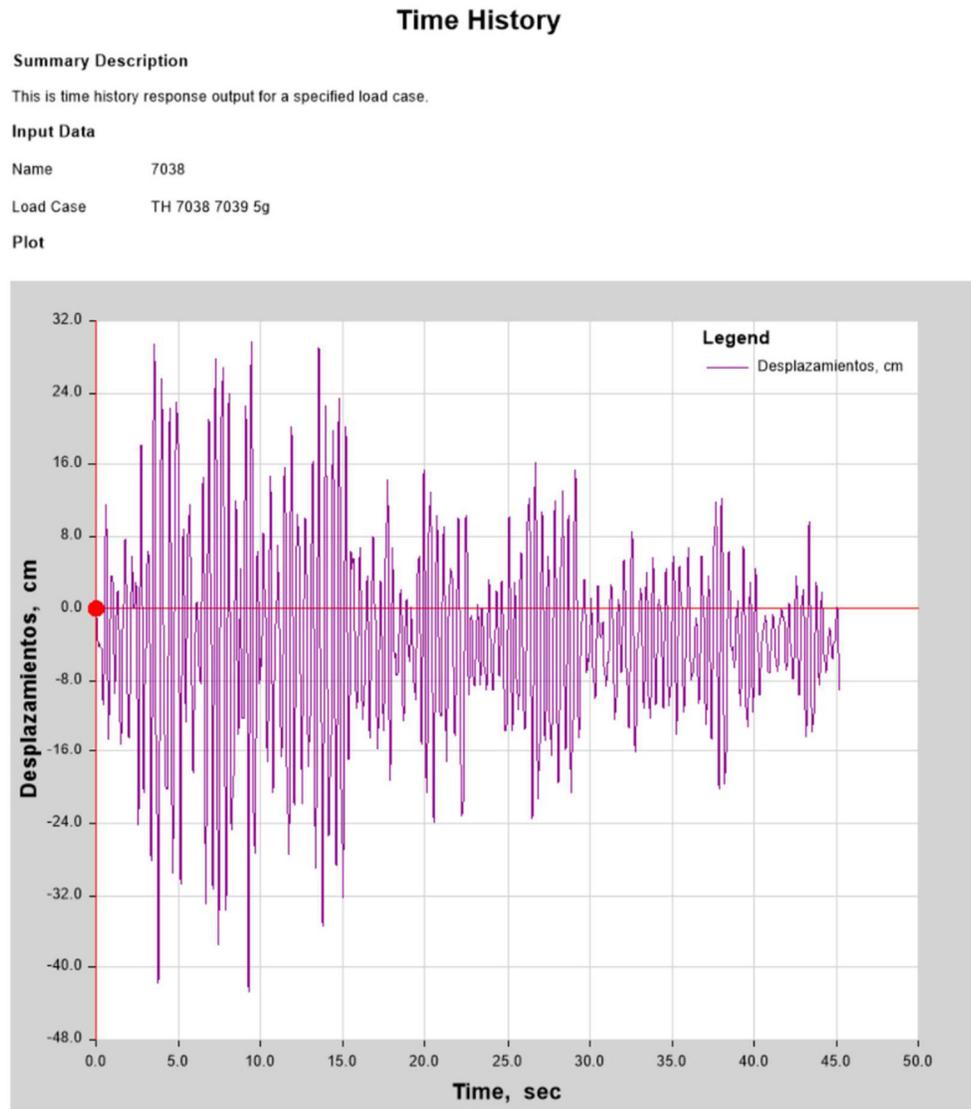
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 84

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 5g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 85*Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 5g*

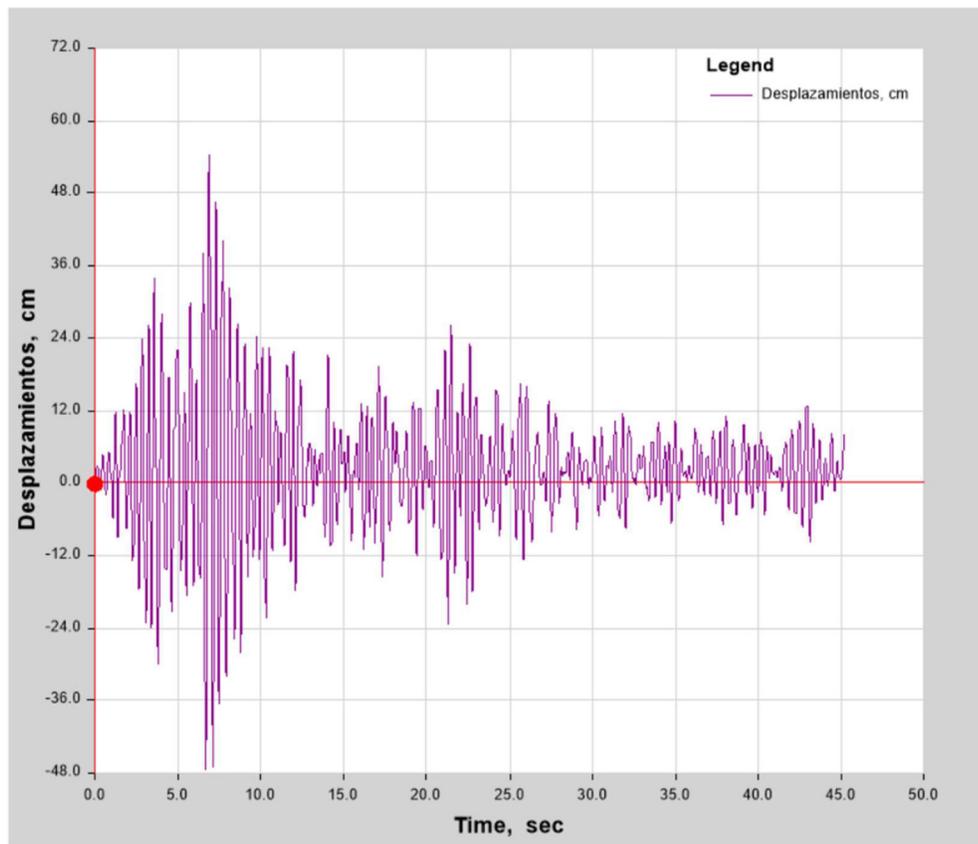
Time History

Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

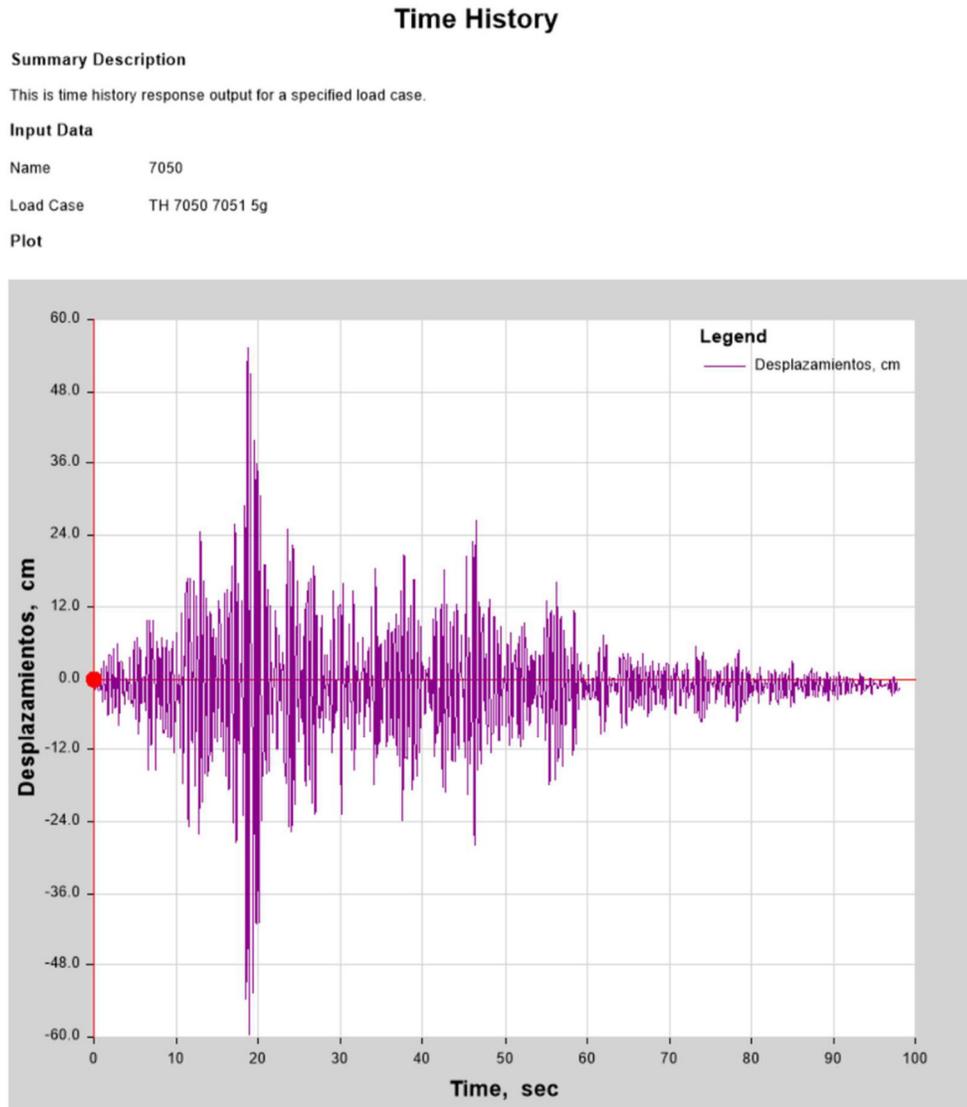
Name 7039
Load Case TH 7038 7039 5g

Plot

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 86

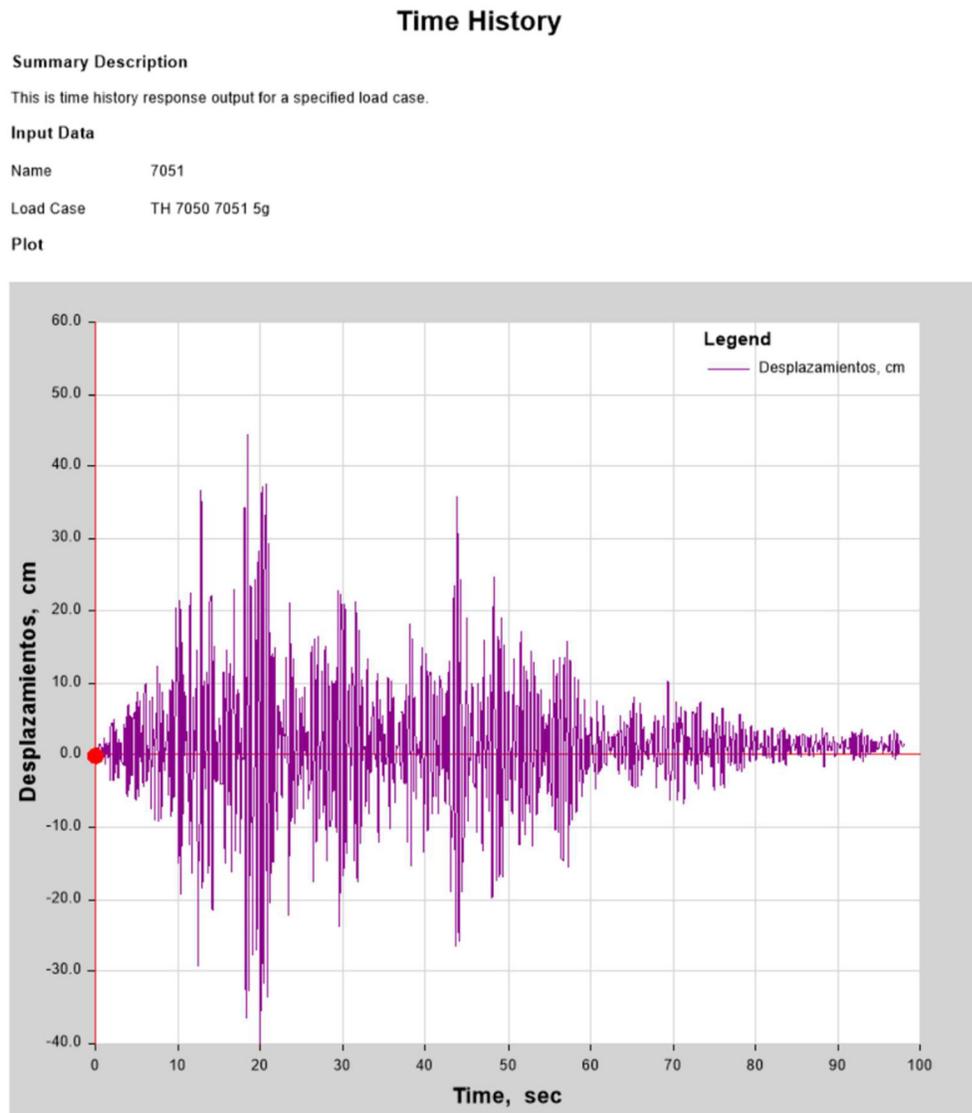
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 5g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 87

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 5g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 88

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 6g

Time History

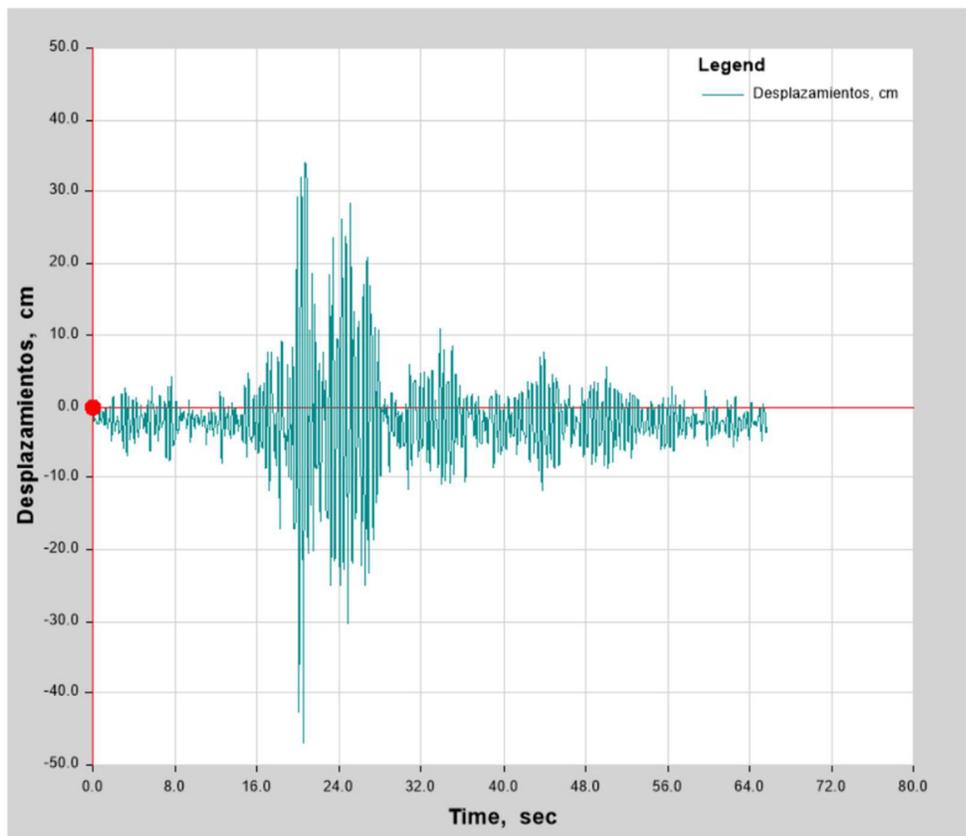
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7035
Load Case TH 7035 7036 6g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 89

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 6g

Time History

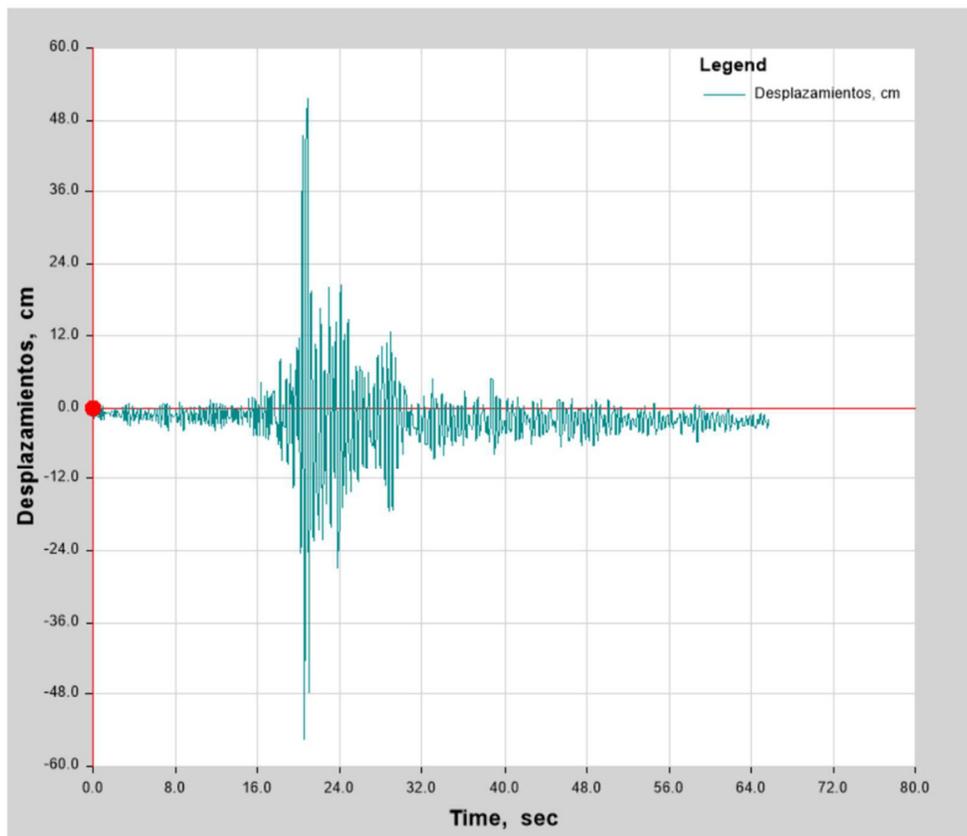
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7036
Load Case TH 7035 7036 6g

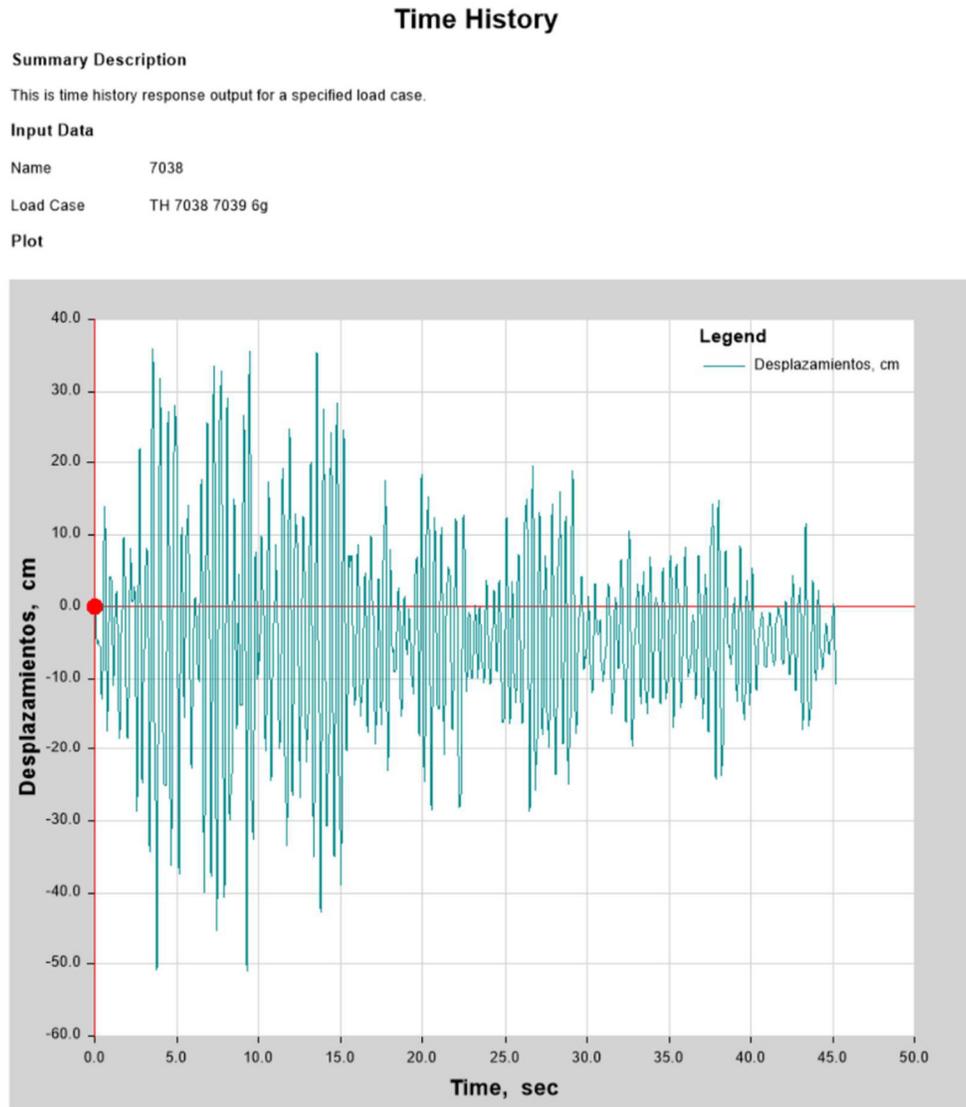
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 90

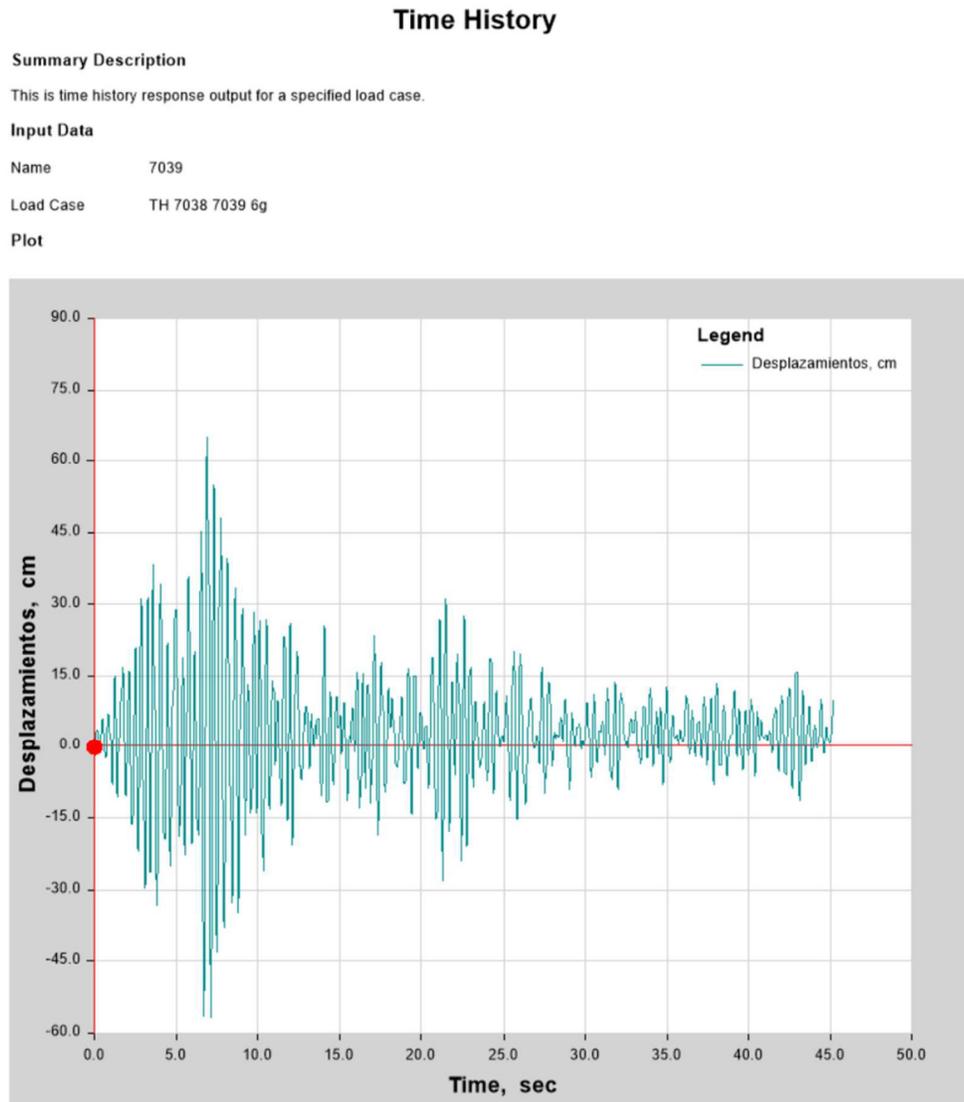
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 6g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 91

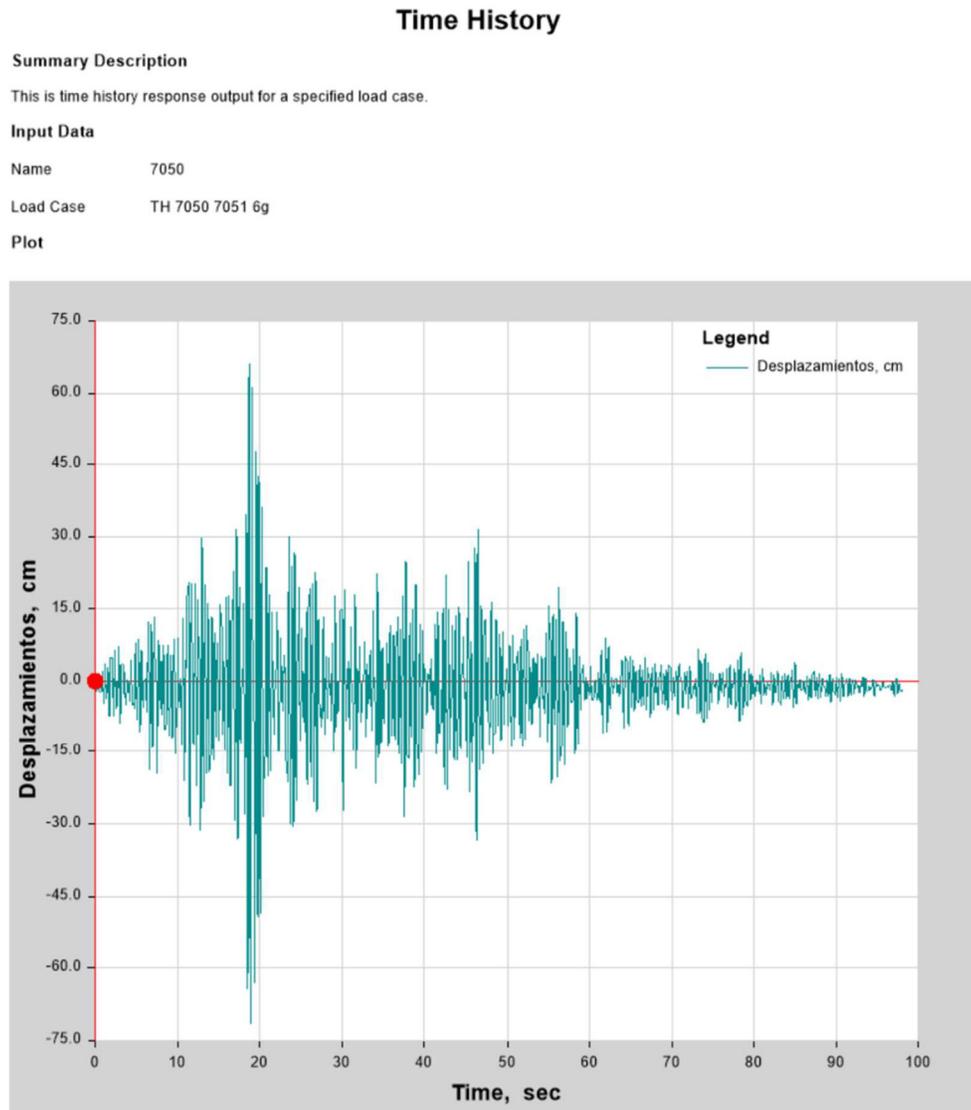
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 6g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 92

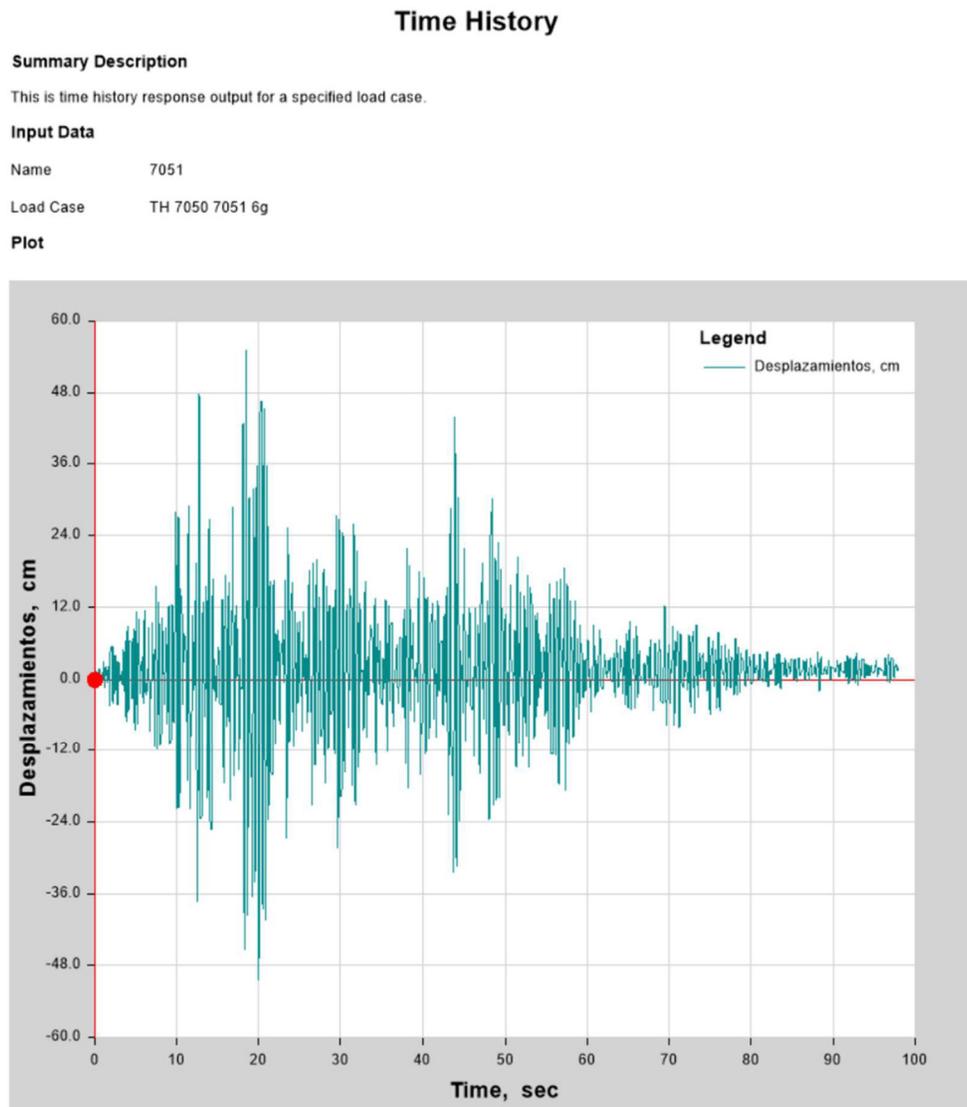
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 6g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 93

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 6g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 94

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 7g

Time History

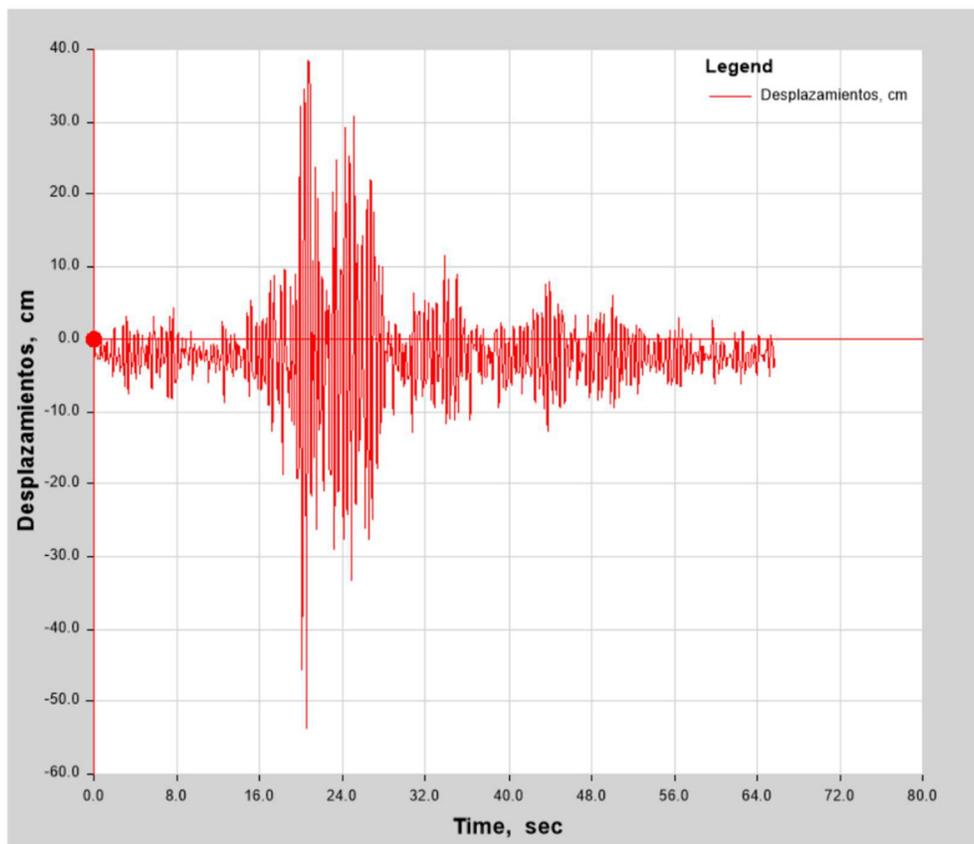
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7035
Load Case TH 7035 7036 7g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 95

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 7g

Time History

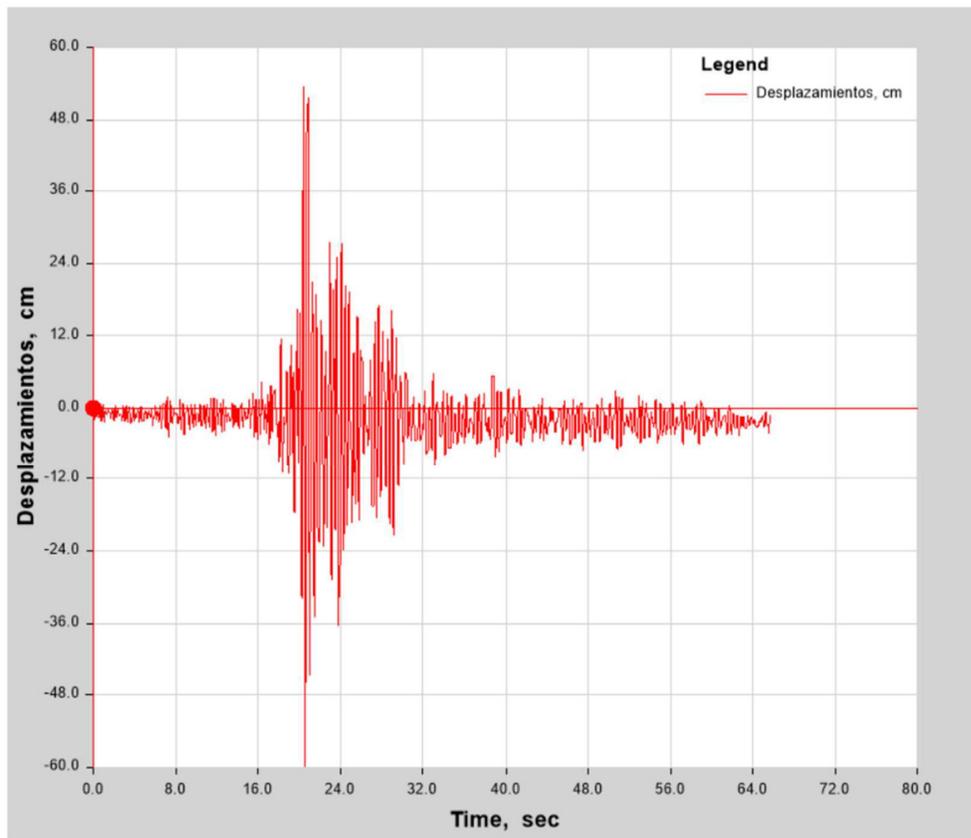
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7036
Load Case TH 7035 7036 7g

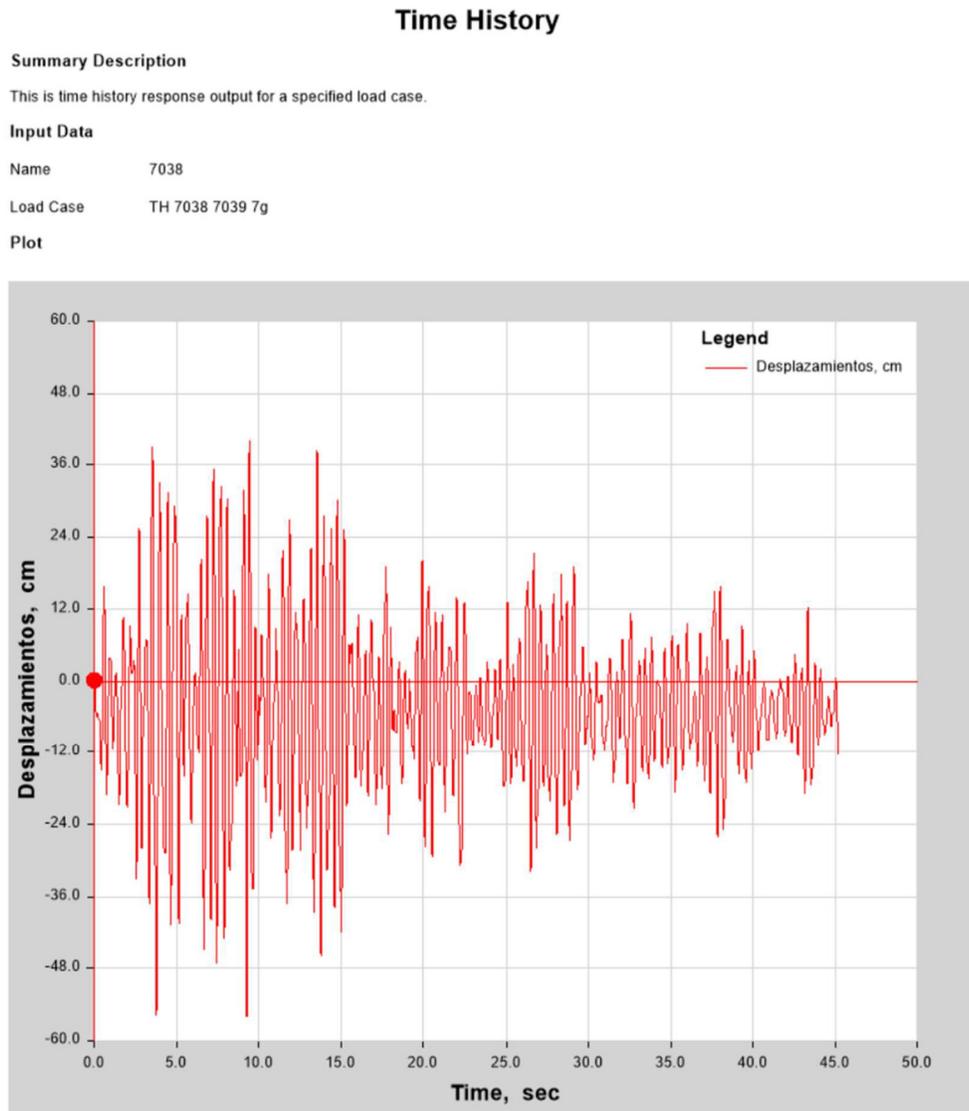
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 96

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 7g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 97

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 7g

Time History

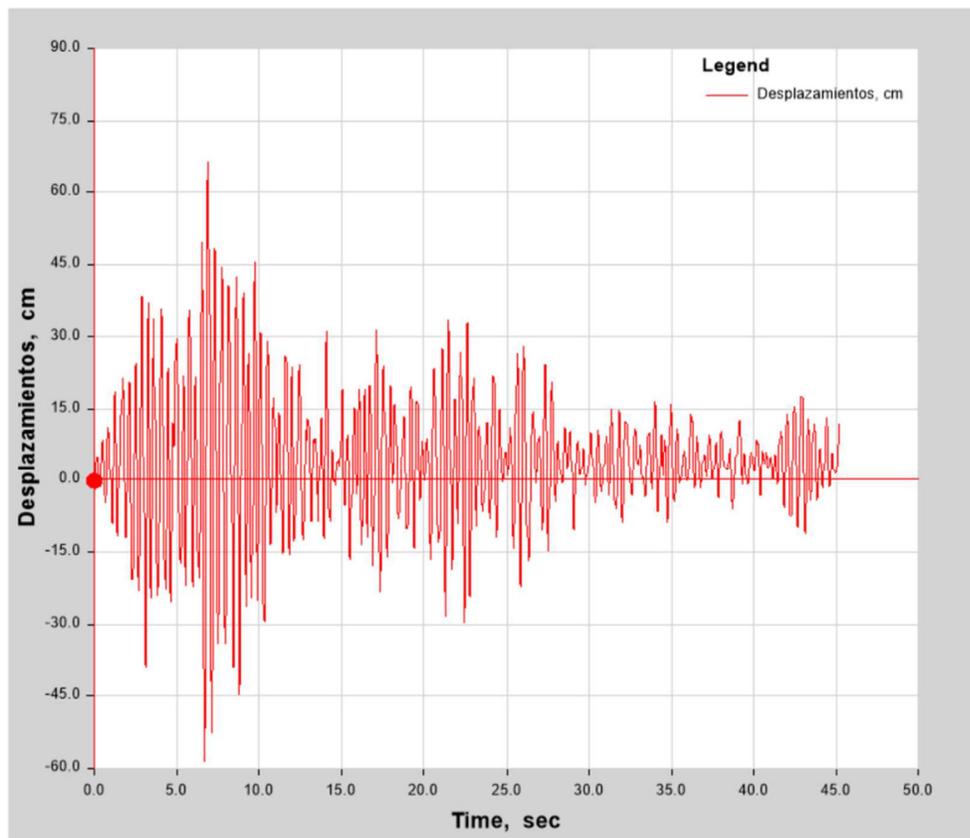
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7039
Load Case TH 7038 7039 7g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 98

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 7g

Time History

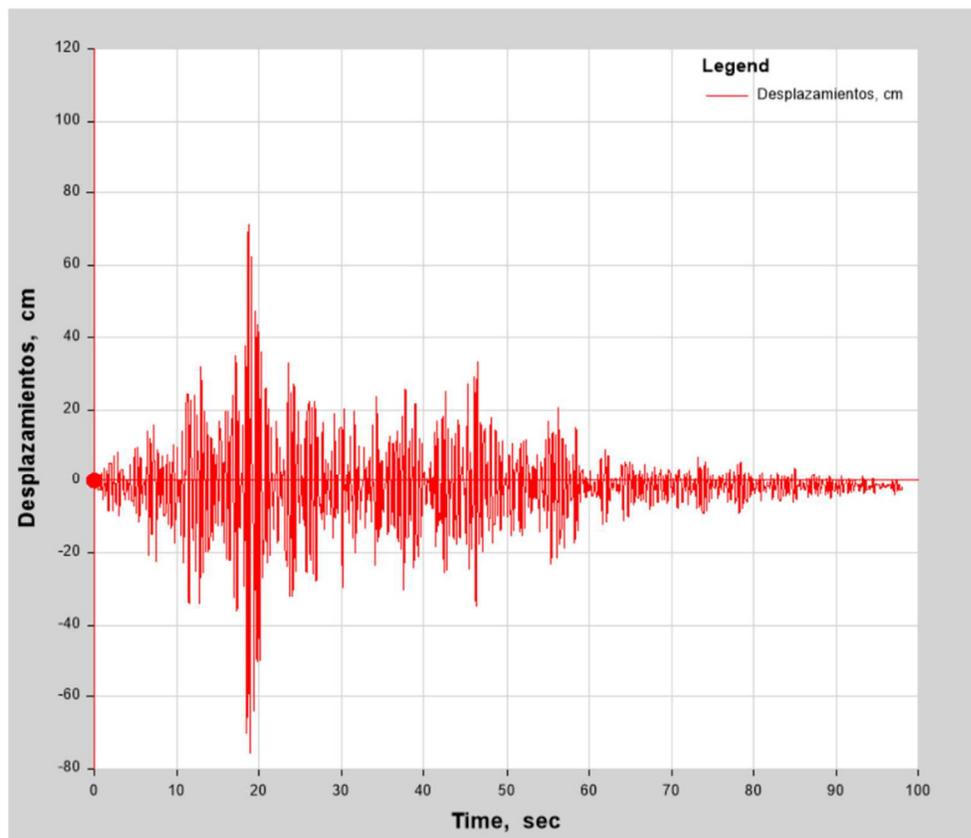
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7050
Load Case TH 7050 7051 7g

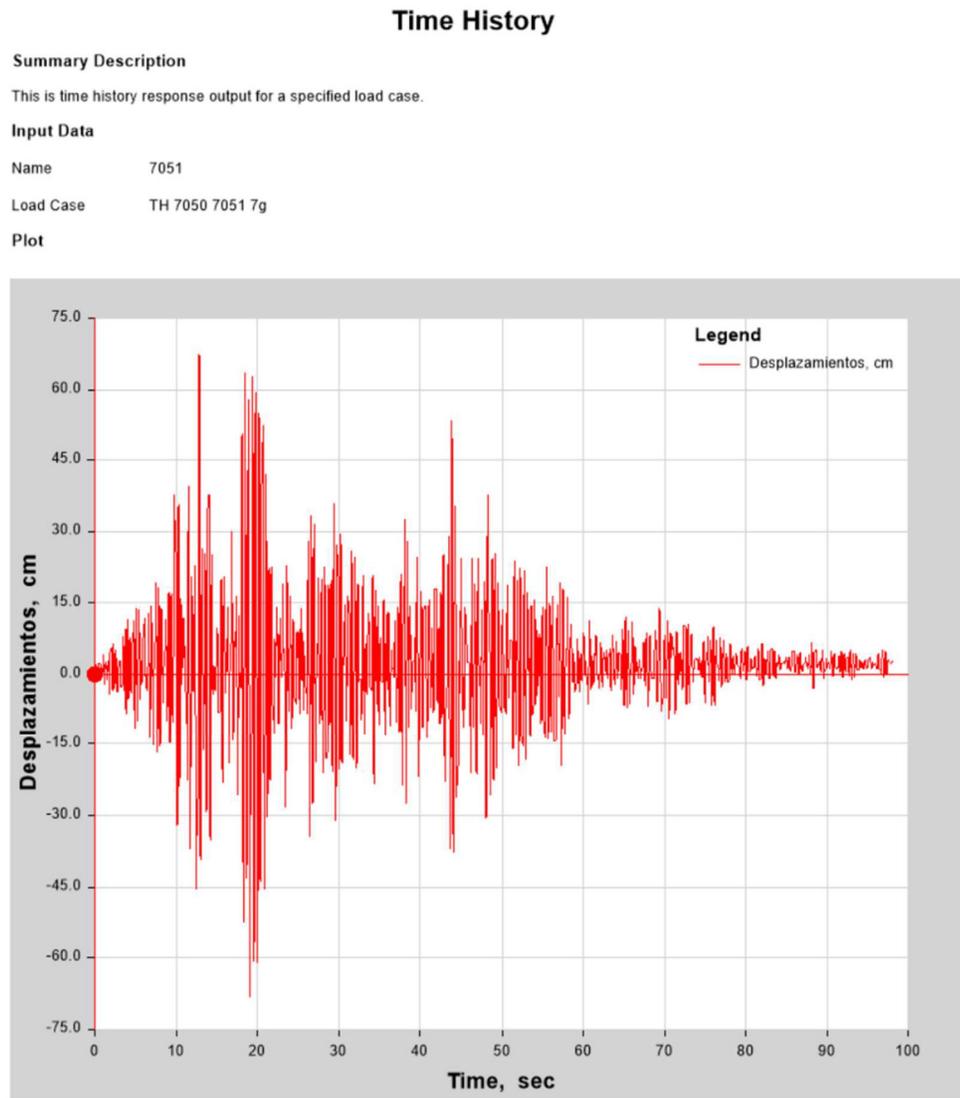
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 99

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 7g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 100

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 8g

Time History

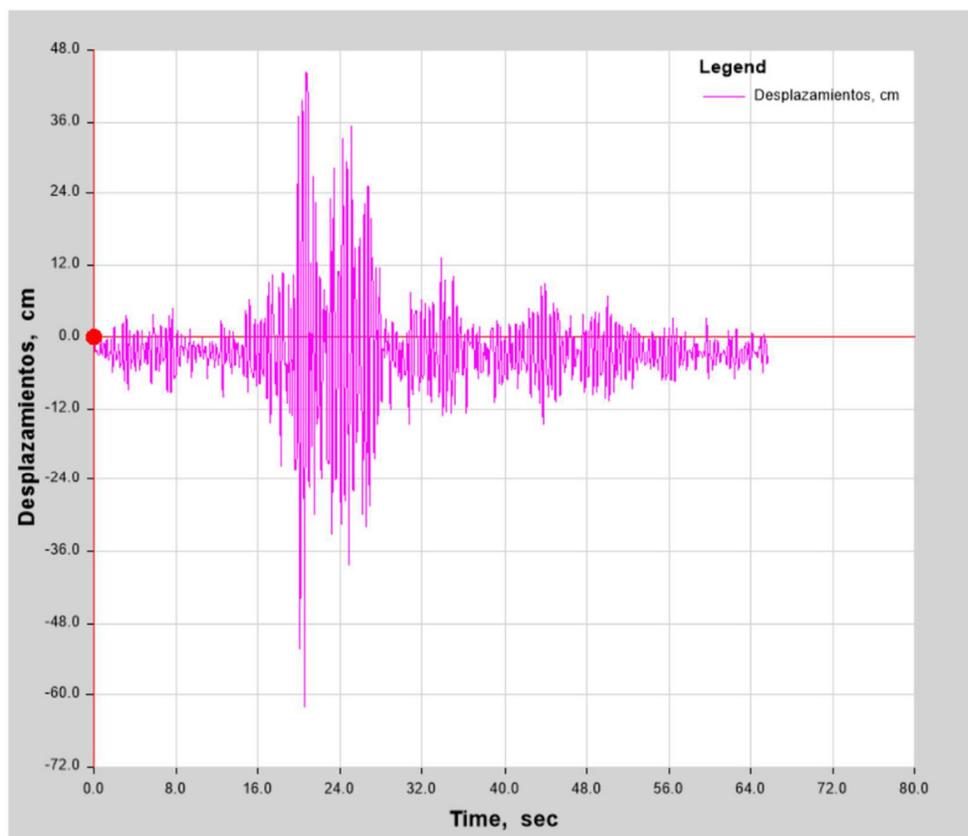
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7035
Load Case TH 7035 7036 8g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 101

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 8g

Time History

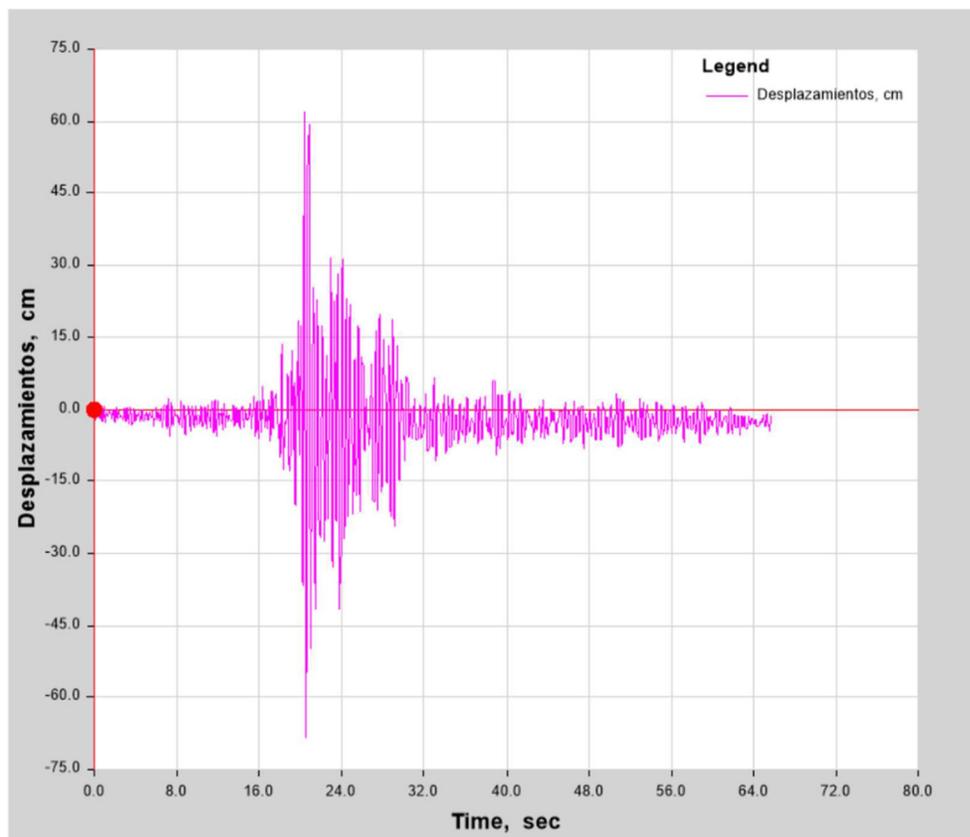
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7036
Load Case TH 7035 7036 8g

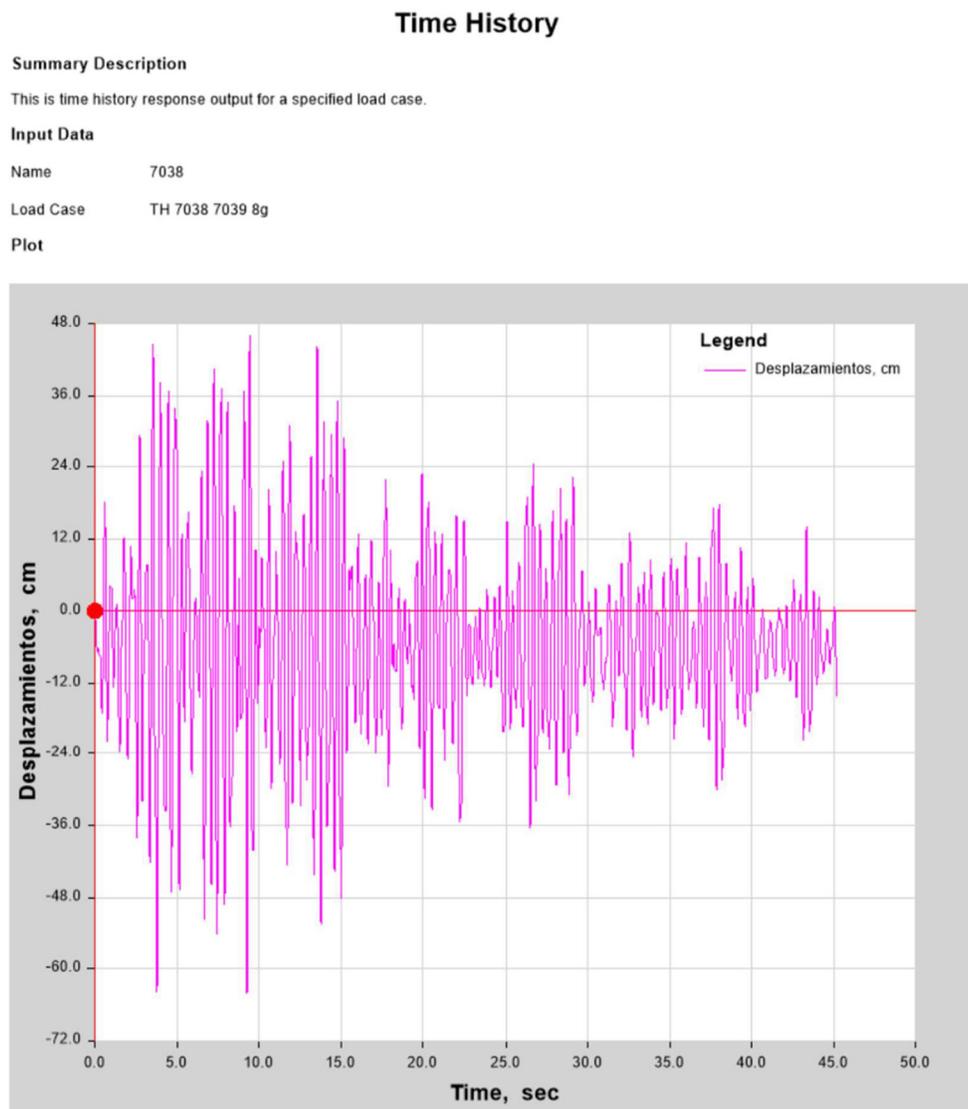
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 102

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 8g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 103

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 8g

Time History

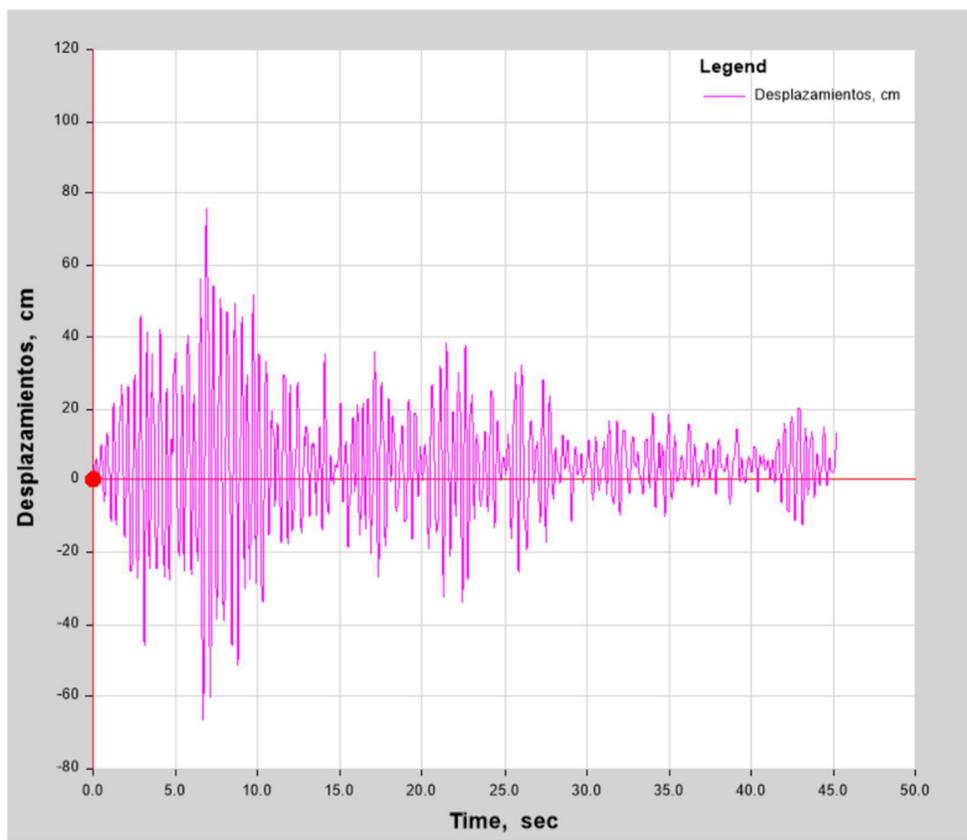
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7039
Load Case TH 7038 7039 8g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 104

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 8g

Time History

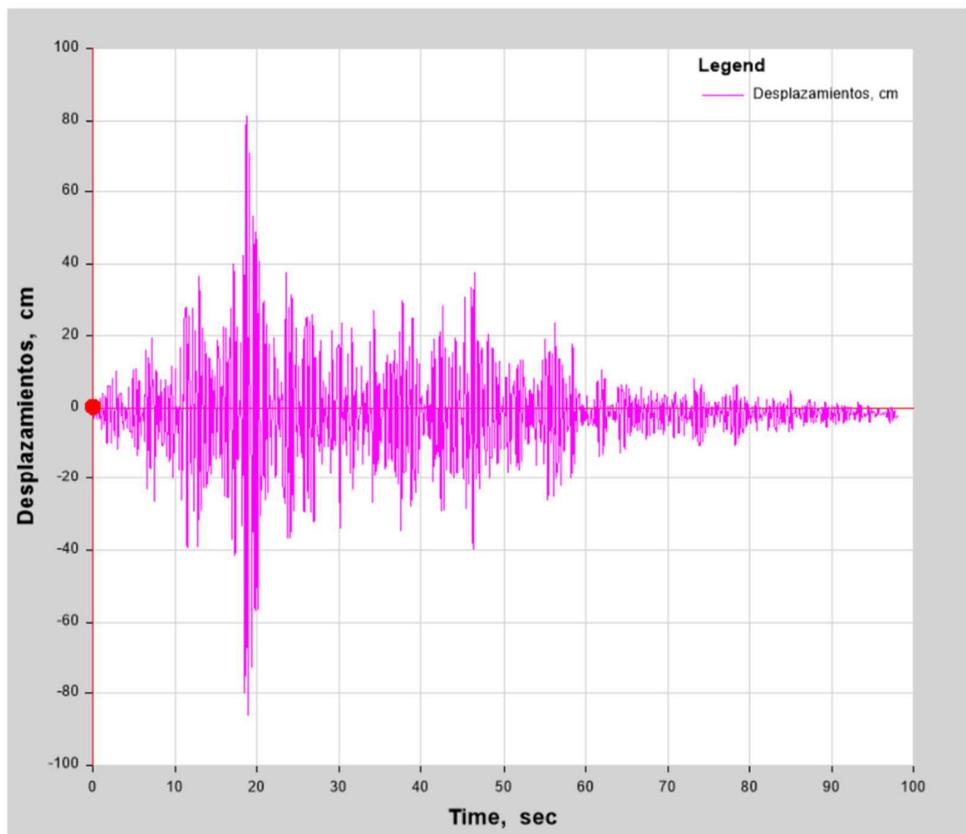
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7050
Load Case TH 7050 7051 8g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 105

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 8g

Time History

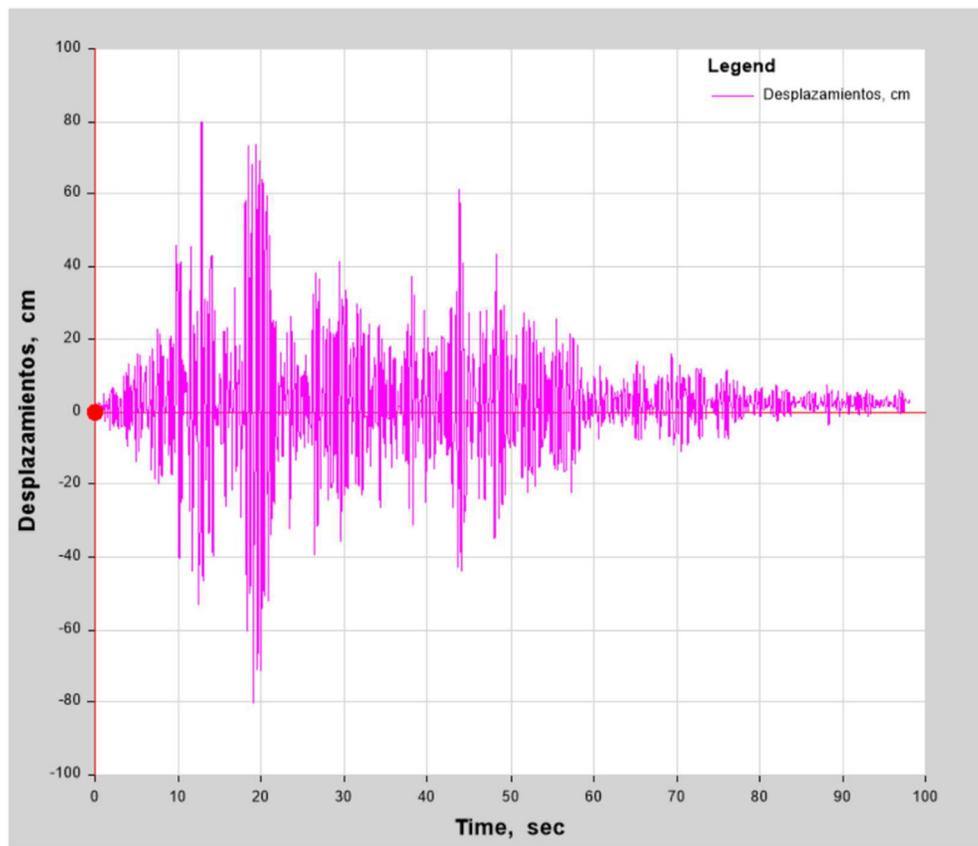
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7051
Load Case TH 7050 7051 8g

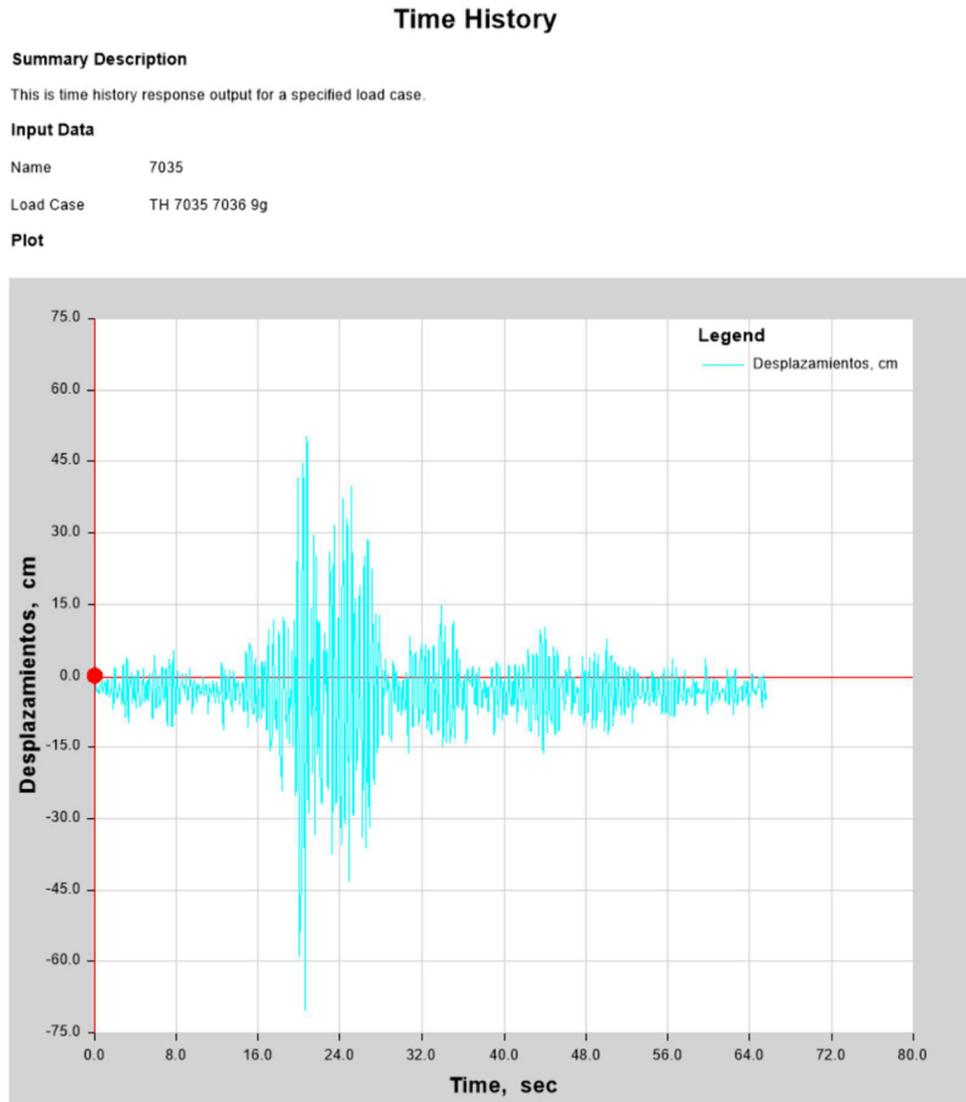
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 106

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 9g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 107

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 9g

Time History

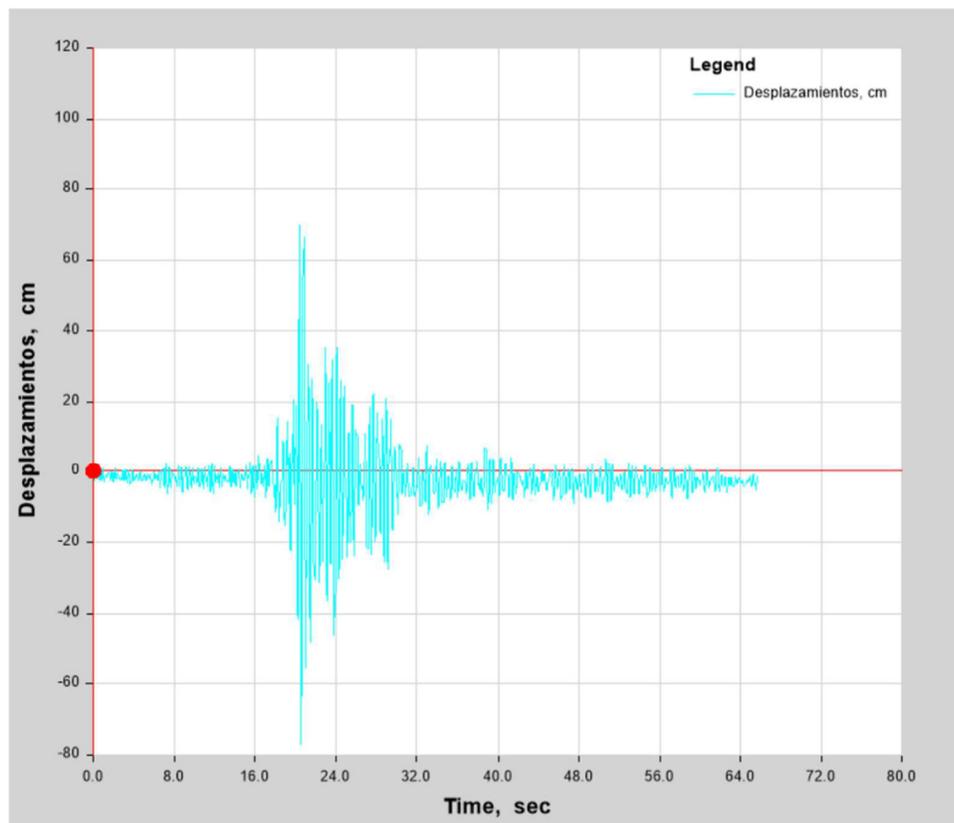
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7036
Load Case TH 7035 7036 9g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 108

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 9g

Time History

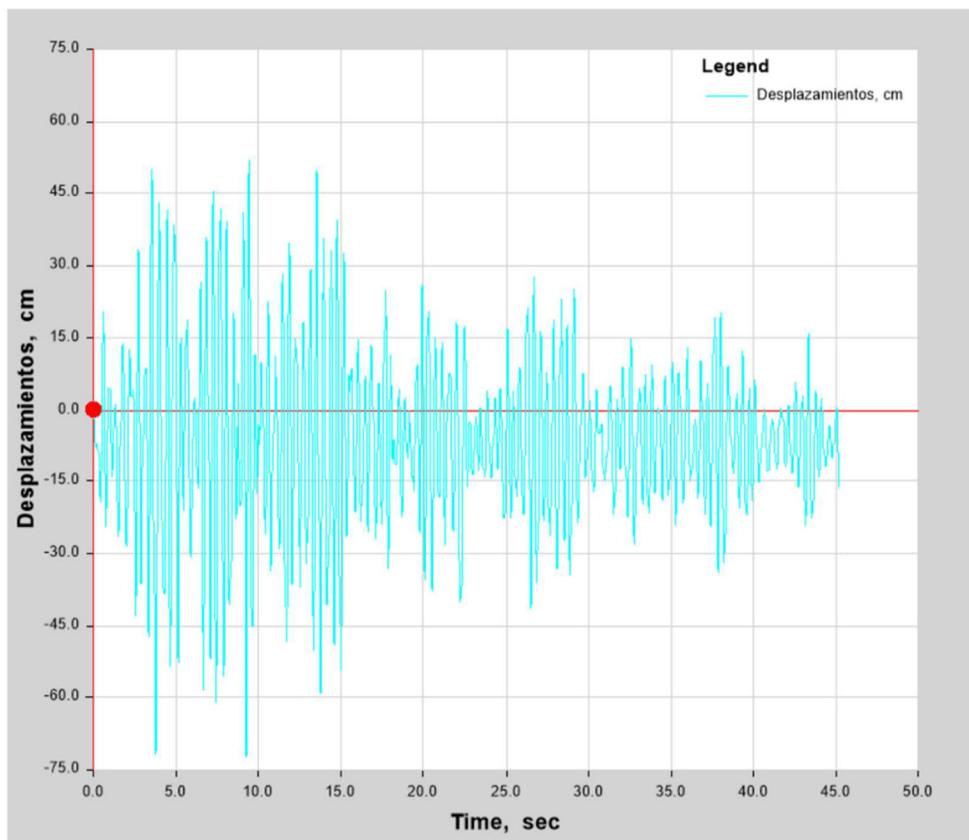
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7038
Load Case TH 7038 7039 9g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 109

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 9g

Time History

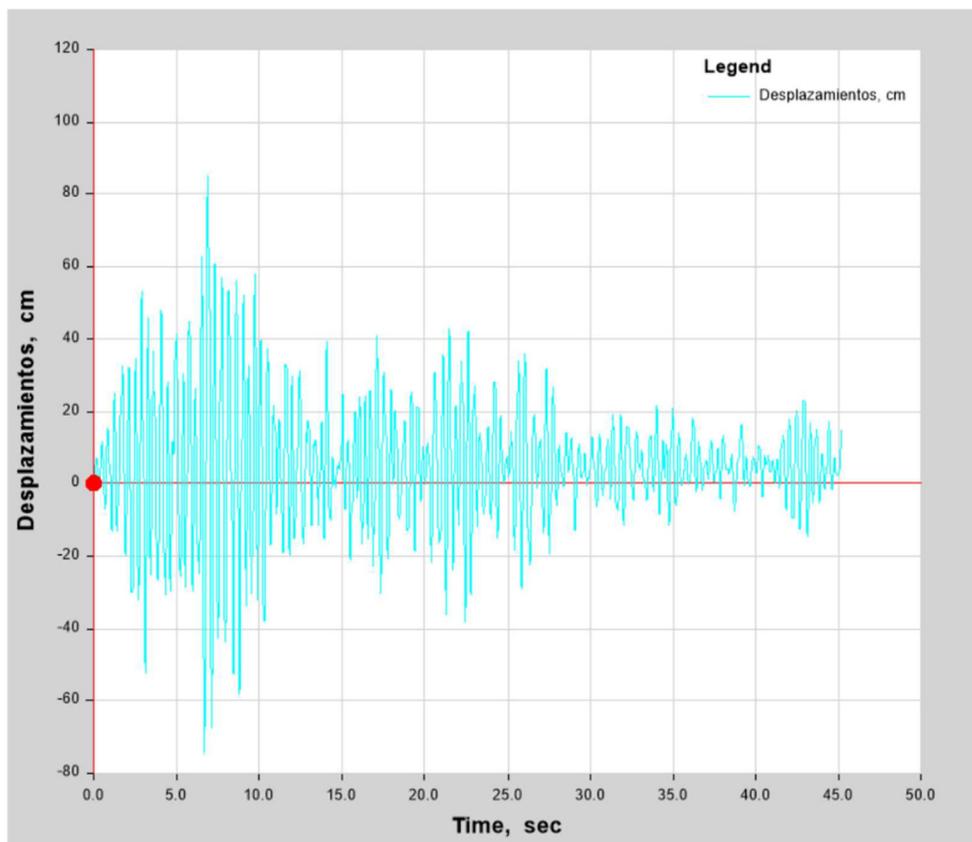
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7039
Load Case TH 7038 7039 9g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 110

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 9g

Time History

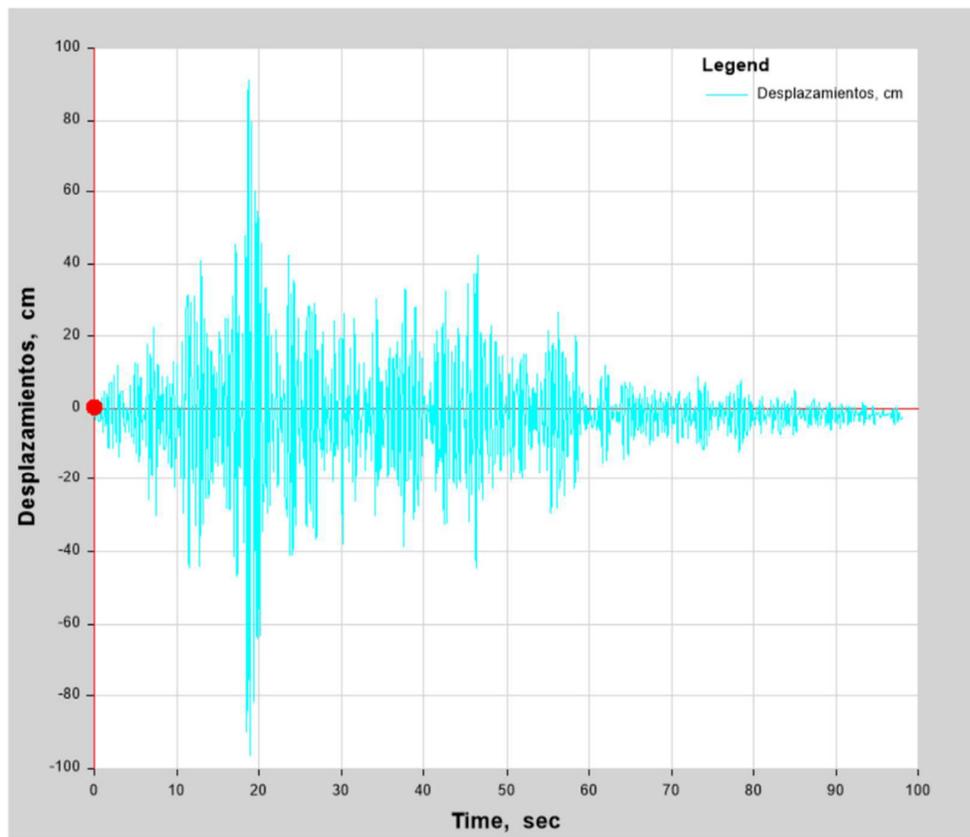
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7050
Load Case TH 7050 7051 9g

Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 111

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 9g

Time History

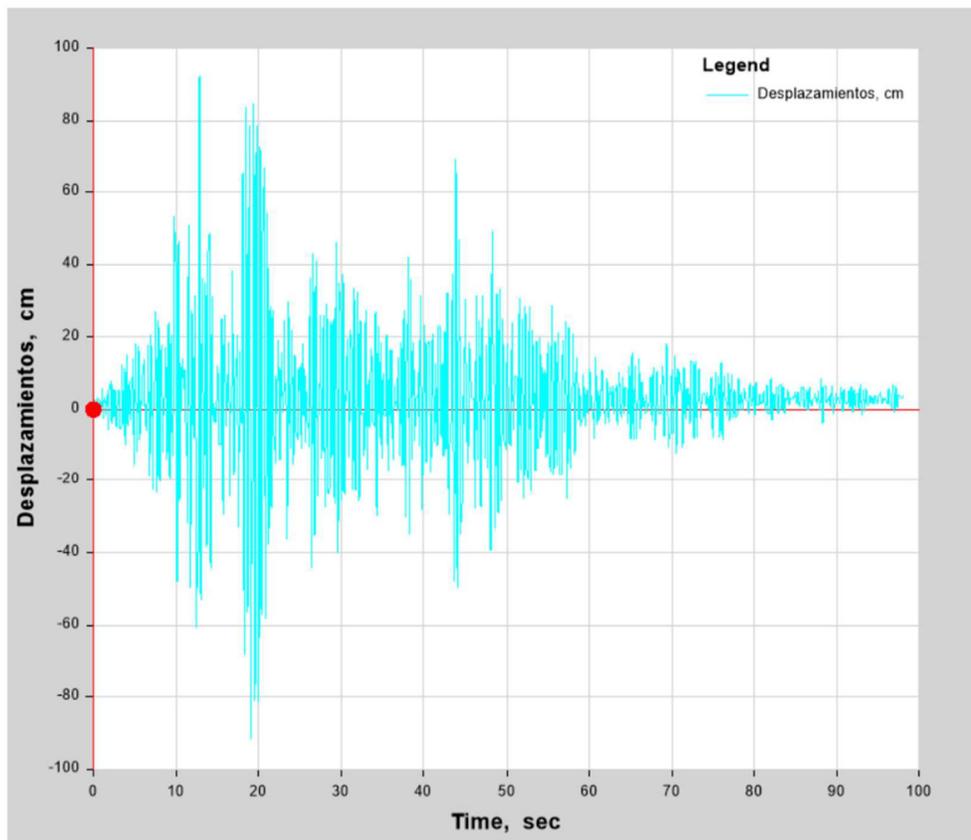
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7051
Load Case TH 7050 7051 9g

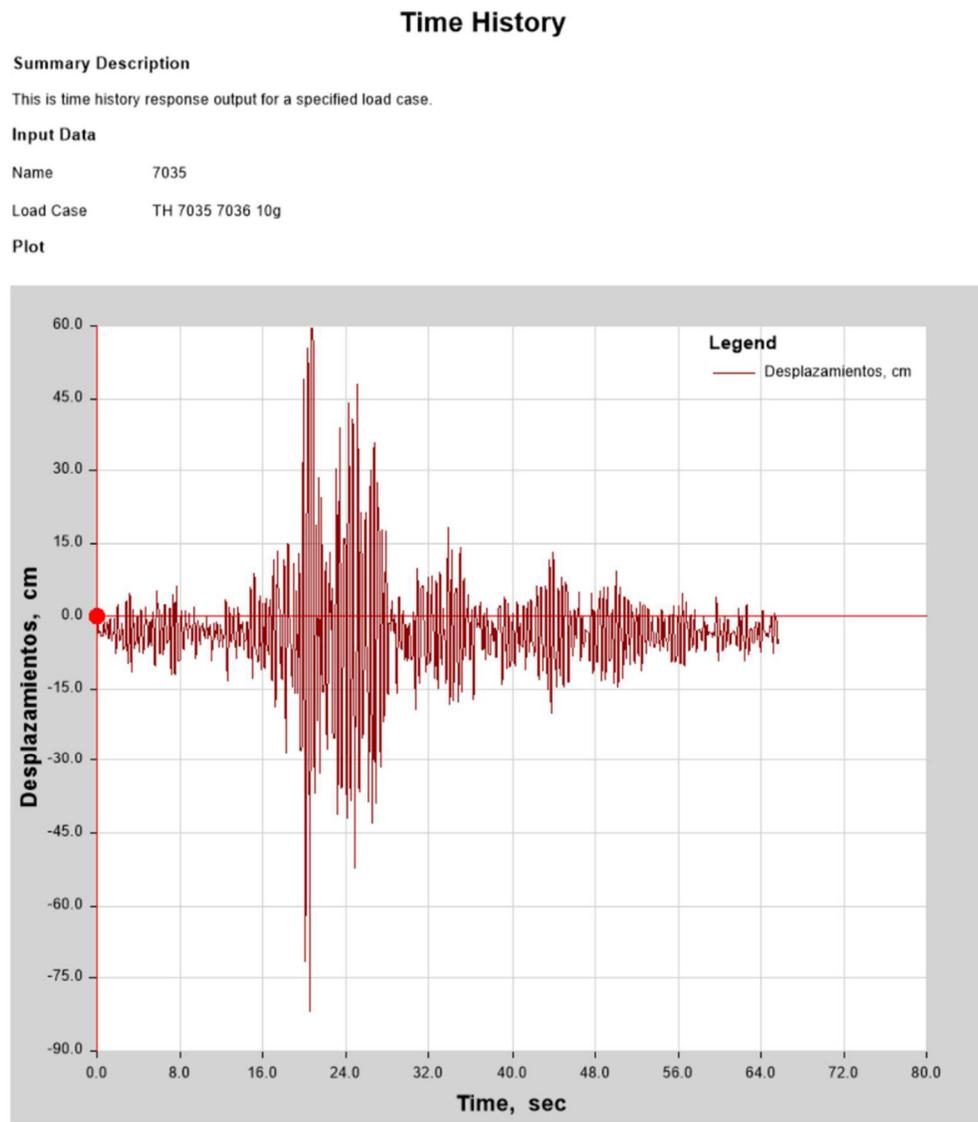
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 112

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7035 – 10g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 113

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7036 – 10g

Time History

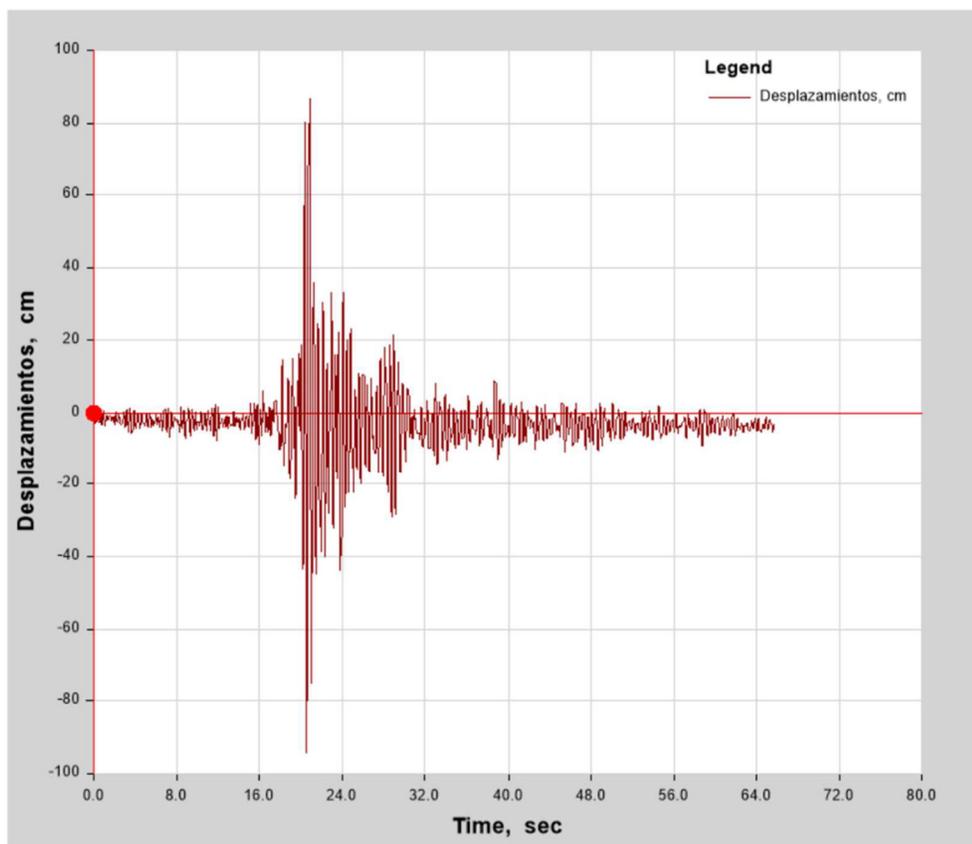
Summary Description

This is time history response output for a specified load case.

Input Data

Name 7036
Load Case TH 7035 7036 10g

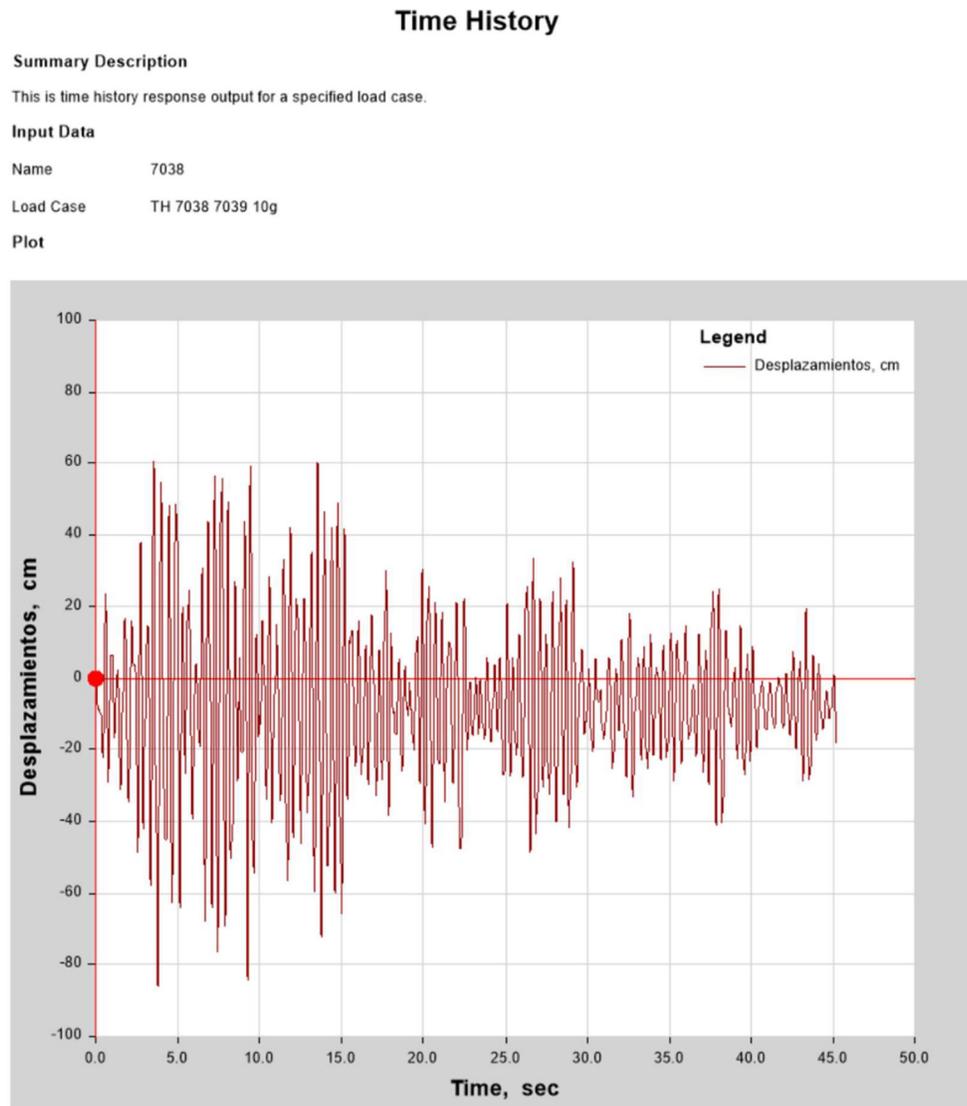
Plot



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 114

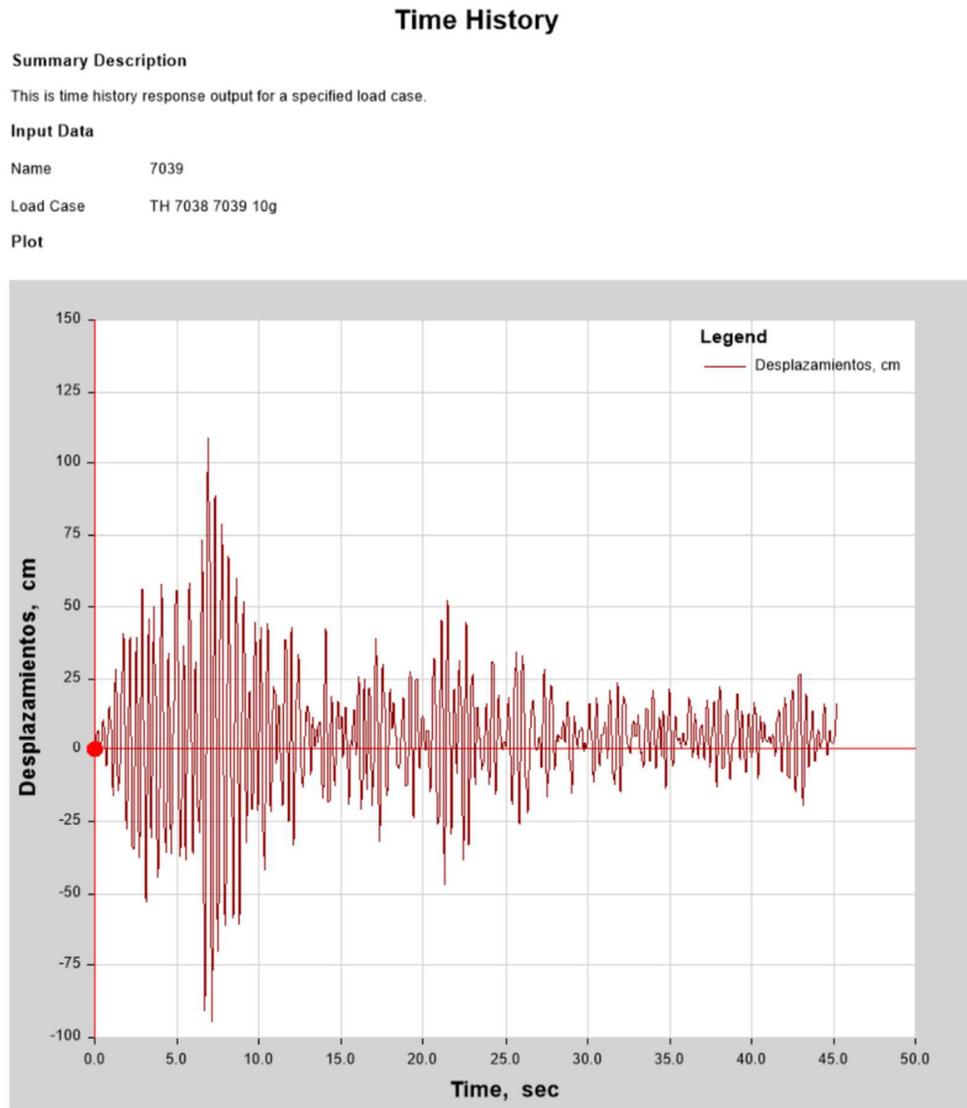
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7038 – 10g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 115

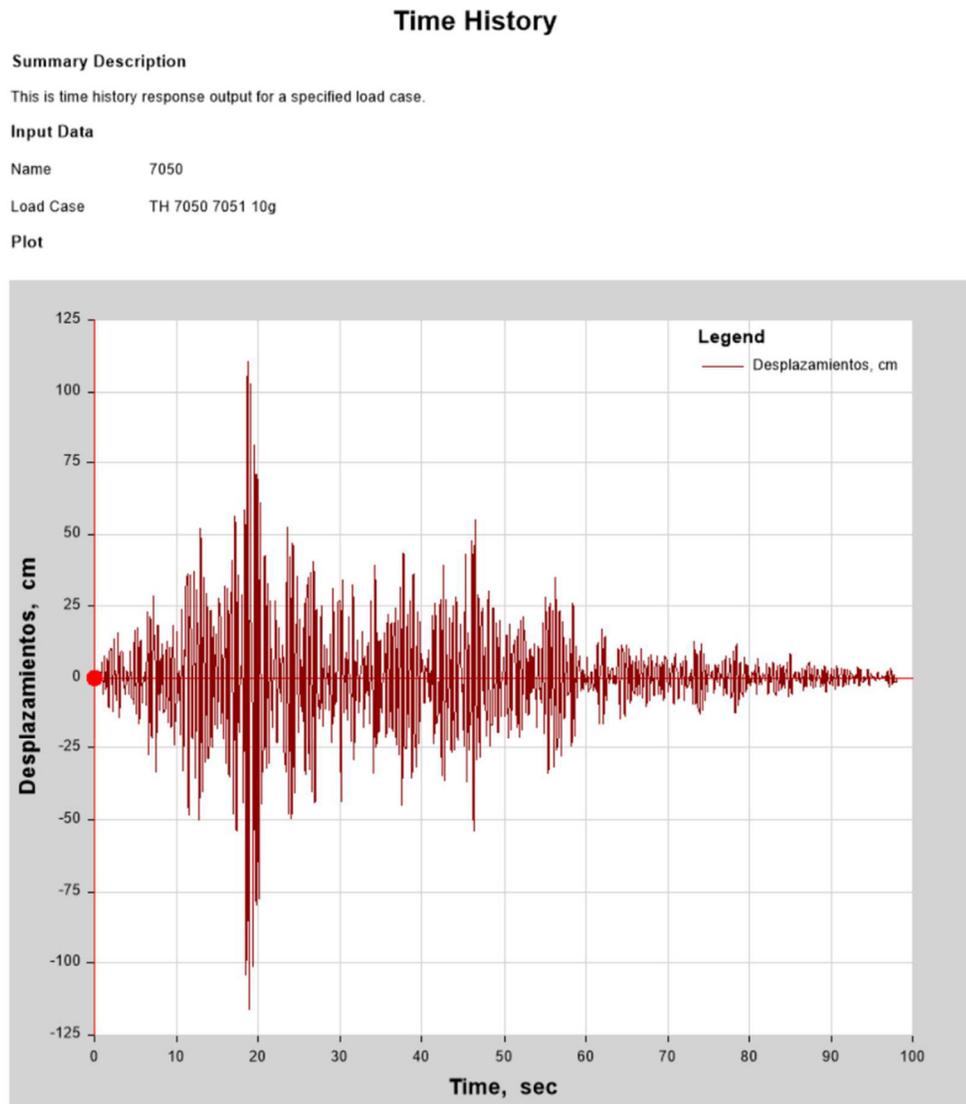
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7039 – 10g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 116

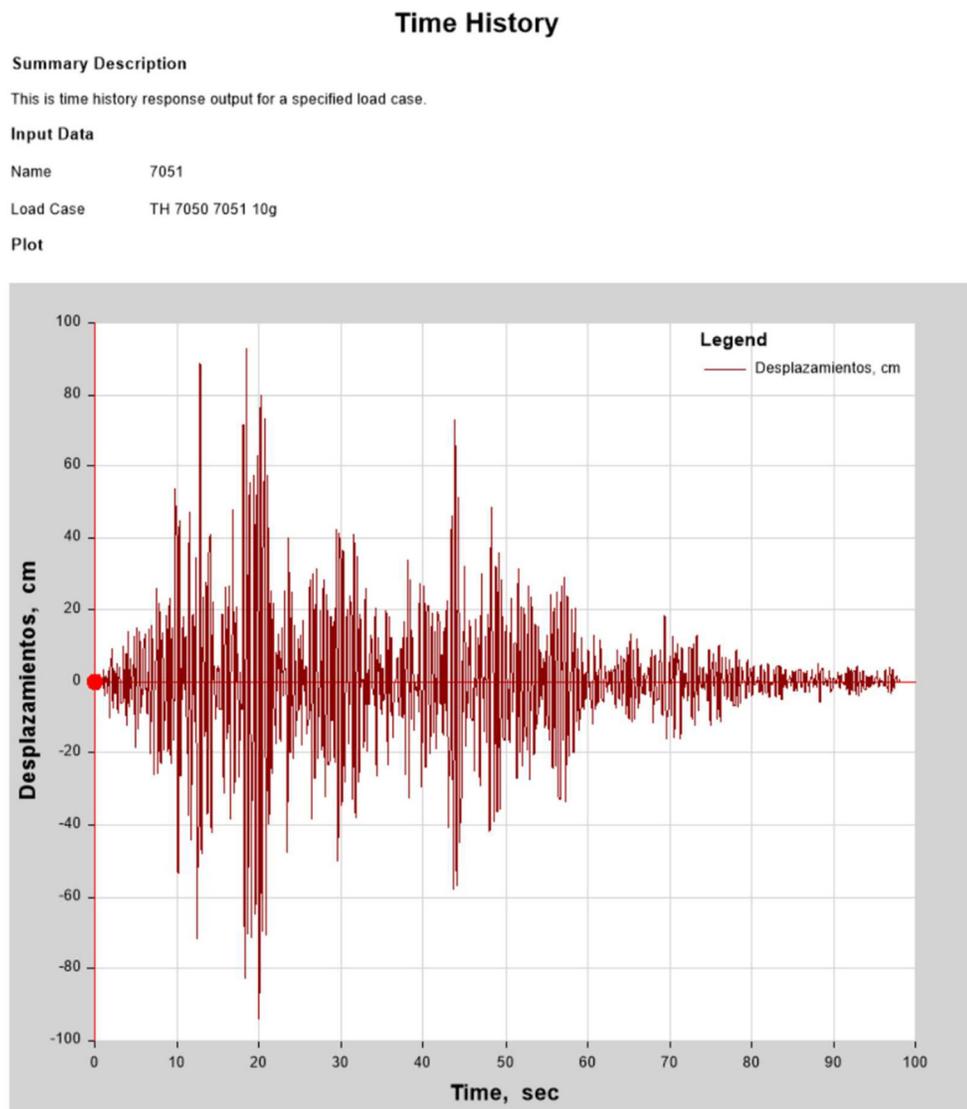
Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7050 – 10g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 117

Desplazamientos Tiempo Historia no lineal – sismo 7051 – 10g



Nota: Fuente (Elaboración propia).

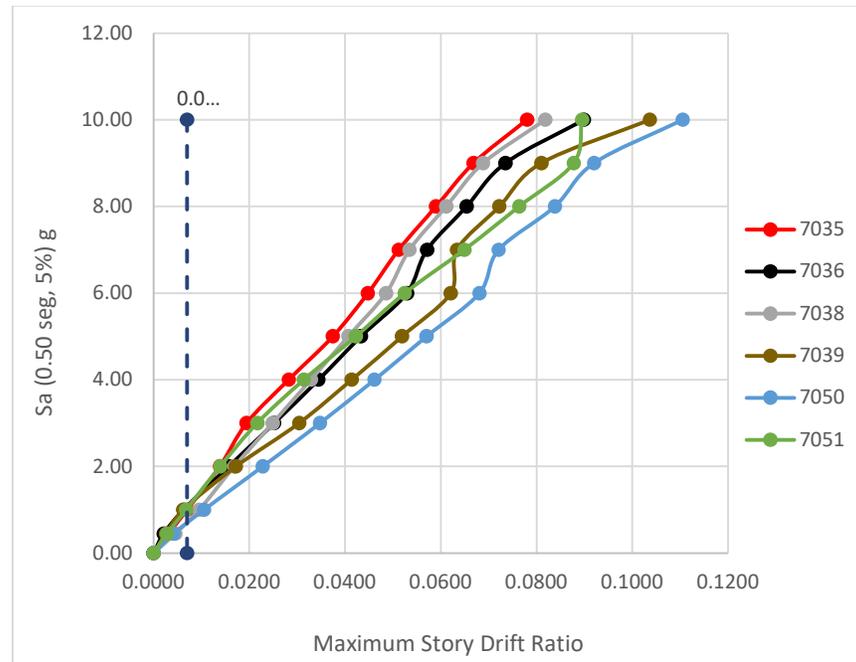
Tabla 57*Máximos desplazamientos para cada intensidad sísmica*

DESPLAZAMIENTOS DE ULTIMO NIVEL CON CADA REGISTRO USADO						
g	7035 - 7036		7038 - 7039		7050 - 7051	
	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.45	3.253	2.231	4.759	2.760	4.400	2.900
1.00	7.307	6.582	10.009	6.478	11.048	7.154
2.00	14.534	16.478	17.716	18.066	23.948	14.591
3.00	20.369	26.459	26.093	31.959	36.505	22.737
4.00	29.632	36.189	34.486	43.436	48.465	32.944
5.00	39.294	45.457	42.696	54.462	59.840	44.340
6.00	47.020	55.564	50.978	65.157	71.479	55.084
7.00	53.756	59.978	56.143	66.563	75.700	68.186
8.00	61.992	68.652	64.173	75.850	88.045	80.204
9.00	70.181	77.172	72.273	85.045	96.624	92.148
10.00	81.901	94.421	85.940	108.880	116.067	93.984

Nota: Fuente (Elaboración propia).**Tabla 58***Máximas derivas para cada intensidad sísmica*

DERIVAS DE ULTIMO NIVEL CON CADA REGISTRO USADO						
g	7035 - 7036		7038 - 7039		7050 - 7051	
	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.45	0.0031	0.0021	0.0045	0.0026	0.0042	0.0028
1.00	0.0070	0.0063	0.0095	0.0062	0.0105	0.0068
2.00	0.0138	0.0157	0.0169	0.0172	0.0228	0.0139
3.00	0.0194	0.0252	0.0249	0.0304	0.0348	0.0217
4.00	0.0282	0.0345	0.0328	0.0414	0.0462	0.0314
5.00	0.0374	0.0433	0.0407	0.0519	0.0570	0.0422
6.00	0.0448	0.0529	0.0486	0.0621	0.0681	0.0525
7.00	0.0512	0.0571	0.0535	0.0634	0.0721	0.0649
8.00	0.0590	0.0654	0.0611	0.0722	0.0839	0.0764
9.00	0.0668	0.0735	0.0688	0.0810	0.0920	0.0878
10.00	0.0780	0.0899	0.0818	0.1037	0.1105	0.0895

Nota: Fuente (Elaboración propia).

Figura 118*Curvas Incrementales IDA*

Nota: Fuente (Elaboración propia).

4.4.COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS

Mediante la aplicación del método de análisis no lineal estático, se ha corroborado de manera concluyente el desempeño sísmico del Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata. La evaluación detallada del comportamiento estructural reveló una conformidad satisfactoria con las expectativas planteadas en la hipótesis general.

En adición, la determinación de las rotulas plásticas en los elementos principales resistentes a momento ha ofrecido una valiosa perspectiva sobre el sistema estructural en su rango no lineal. Este enfoque de cálculo ha proporcionado perspectivas fundamentales para la evaluación de la resistencia y capacidad de respuesta del Pabellón 01 ante cargas sísmicas.

La identificación precisa del punto de desempeño estructural, llevada a cabo mediante un análisis estático no lineal utilizando el método de los coeficientes de desplazamientos, ha permitido un conocimiento profundo de la ductilidad inherente al sistema. Esta revelación es crucial para comprender la capacidad del Pabellón 01 para absorber y resistir deformaciones significativas durante eventos sísmicos.

En la fase final de la investigación, el análisis tiempo historia no lineal de los elementos estructurales ha arrojado resultados prometedores. Esta etapa no solo ha confirmado la validez de las hipótesis específicas, sino que también ha demostrado una mejora sustancial en la capacidad general del sistema estructural del Pabellón 01 frente a situaciones sísmicas.

En consecuencia, con base en los resultados obtenidos a lo largo de estas evaluaciones exhaustivas, se puede afirmar que las hipótesis planteadas han sido validadas, respaldando la premisa de que el análisis dinámico no lineal ha proporcionado una comprensión precisa y fiable del desempeño sísmico del Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El desempeño sísmico obtenido en el procedimiento de la presente investigación "Evaluación del Desempeño Sísmico Mediante Análisis Dinámico No Lineal de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, Lambayeque, 2022" se alinea con la hipótesis general planteada y el objetivo general establecido. La hipótesis general planteó que, al evaluar el desempeño sísmico mediante un análisis dinámico no lineal, se verificaría el comportamiento estructural de la institución educativa Miguel Muro Zapata. El objetivo general, por su parte, fue evaluar el

desempeño sísmico de la institución educativa mediante análisis dinámico no lineal. En este sentido, la discusión de los resultados revela que los parámetros y normas establecidos para evaluar el desempeño sísmico de la estructura se cumplen satisfactoriamente.

De acuerdo con la tabla N° 20 “*Control de aceptación según ATC 40, sismo de servicio dirección X*”, indica que, de acuerdo al Sismo de servicio, donde presenta que el rango elástico se encuentra en el punto de desempeño, en la cual presenta una derivada máxima de 0.0024, por debajo del criterio requerido de 0.005. Además, de acuerdo al nivel de desempeño de la estructura, se encuentra en Ocupación Inmediata (IO) en un nivel 1 – B, donde indica que, pese a que una estructura que cuente con servicios principales haya sufrido algún sismo, si cuenta con algún funcionamiento de servidores secundarios, estos se encontrarían en un periodo breve de inoperatividad, donde, además, la seguridad de vida (IS) del individuo estaría mantenida a salvo dentro de la estructura mencionada, pese a que haya sufrido efecto del sismo en dichas estructuras. Asimismo, según ATC, se muestra que la deriva máxima inelástica (MID), es de 0.004 por ende al notar en los cuadros de datos obtenidos, y de acuerdo con el límite de deformación, presenta un 0.005 por ende la ocupación inmediata tiende a cumplir con el criterio del límite de deformación, la cual se encuentra dentro de 0.01 del criterio.

En lo que respecta en la tabla 21, “*Control de aceptación según ATC 40, sismo de diseño dirección X*”, presenta un criterio requerido tal como sismo de servicio, con sus parámetros necesarios, en donde su deriva máxima (0.0055) se encuentra dentro de los criterios de aceptación requerida, donde lo respecto al rango elástico su máxima deriva es 0.005, mientras que la máxima deriva inelástica (MID), presente un coeficiente de 0.0007. Estos parámetros obtenidos, son factibles para el control de aceptación según ATC 40 para la deriva total,

donde se halló que su nivel de desempeño estructural es de ocupación inmediata con 0.01 de límite de deformación, donde la estructura permanece integra y en funcionalidad total, donde suele resistir cargas tanto verticales como laterales. Sin embargo, a diferencia de la tabla 20 en el eje X, se presenta una variación de 0.01 en lo que respecta la seguridad de vida (IS). También se sabe que el daño controlado para Límite inferior y superior se encuentra en un estado donde cumple en la norma ATC40, ya que presentan un 0.01 y 0.02 máxima deriva de coeficiente. Y para lo que es el control de aceptación según ATC 40 para deriva inelástica (MID), presenta los mismos resultados que en la tabla anterior, además que, sumado a ello, tanto los daños controlados en límite inferior (DCLI) y superior (DCLS), presentan una breve variación con la máxima deriva total (MTD).

Además, de acuerdo con la tabla 22, “*Control de aceptación según ATC 40, sismo máximo creíble esperado dirección X*”, presenta un criterio de aceptabilidad requerido tal como Sismo Maximo, mediante el cual indica que presenta una maxima deriva Total (MTD) de 0.0087 la cual es un coeficiente que cumple dentro de los criterios, ya que al ser un sismo maximo, (SM), su deriva debe ser limitado de 0.015, por lo que si cumple con lo establecido. Sin embargo, para lo que es la maxima deriva inelastica (MID), en el cuadro presenta una deriva de 0.0009, de la cual sigue cumpliendo ya que su criterio de MID, es de 0.01 que presenta un control adecuado para los daños. En tal sentido, el Control de Aceptación según ATC 40 para MTD y MID, van a cumplir con sus niveles de desempeño, es decir en Ocupación Inmediata (IO), seguiran cumpliendo ya que presenta una deformacion leve de 0.01 para la estructura, asimismo, los daños controlados en Limite inferior (DCLI) y superior (DCLS), seguiran siendo de 0.01 y 0.02, solo para lo que es una maxima deriva total, para la maxima deriva inelastica, los daños controlados en Limite inferior y superior, serán de 0.005 y 0.015.

Asimismo, se presentó la tabla 21, “*Control de aceptación según ATC 40, sismo de servicio dirección Y*”, en esta tabla cambia la dirección respecto a la tabla anterior, aquí presenta una máxima deriva total (MTD), de 0.0014 en el cual de acuerdo con el criterio de aceptabilidad requerido es un Sismo de Servicio estaría cumpliendo, ya que en el criterio el punto de desempeño es de 0.005, por otro lado, la máxima deriva inelástica MID es mínima de 0.0001. en lo que respecta para el control de aceptación según ATC 40 para MTD, la Ocupación Inmediata (IO), de acuerdo con la deformación leve es de 0.01, asimismo para el Daño Controlado: Límite Inferior (DCLI), estaría cumpliendo, la deformación leve de 0.01 para la estructura. En lo que respecta para el Daño Controlado. Límite Superior (DCLS), y la Seguridad de vida (IS), ambos cumplen en la deformación leve de un 0.02 de la estructura y lo que es la Estabilidad Estructural (SS), de 0.10 Por otro lado, para el Control de Aceptación Según ATC 40 derivada inelástica, sus parámetros tienen a cumplir de acuerdo con la deformación leve pero inelástica por ende, la Ocupación Inmediata (IO) y el Daño Controlado: Límite Inferior (DCLI), pero en el Daño Controlado: Límite Superior (DCLS), varía un 0.010 pero sigue cumpliendo con la deformación leve y para la Seguridad de Vida (IS) y Estabilidad Estructural (SS) el mínimo de deformación leve es de 1.0, por lo que si cumple con los criterios según ATC 40.

Luego, con la tabla 22, “*Control de aceptación según ATC 40, sismo de diseño dirección Y*”, en el cual presenta un Criterio de Aceptabilidad Requerido de Sismo de Diseño, como lo especifica en el título de la tabla, mediante el cual su deriva máxima debe ser limitada a 0.01, el cual de acuerdo con la tabla presenta un MTD de 0.0049, esto quiere decir que cumple con el criterio, asimismo, de acuerdo con el criterio nos dice que para la derivada inelástica debe limitarse a 0.005 con patrón de rotulas plásticas, y según la tabla presenta un MID de

0.0003, esto quiere decir que se encuentra por debajo del límite de ocupación inmediata. Y en base a ello, el Control de Aceptación Según ATC 40 PARA MTD (derivada total) y PARA MID (derivada inelástica) su control seguirá cumpliendo, así como en las tablas anteriores, donde su Ocupación Inmediata (IO), el Daño Controlado: Límite Inferior y Superior (DCLI y DCLS), la Seguridad de Vida (IS) y la Estabilidad Estructural (SS) en MTD y MID seguirán cumpliendo con las deformaciones leves.

En la tabla 23 “Control de aceptación según ATC 40, sismo máximo creíble dirección Y”, mediante el cual se presenta un Criterio Requerido de Sismo Máximo, donde se presenta una Máxima Deriva Total (MTD) de 0.0074 y una Máxima Deriva Inelástica (MDI) de 0.0005, estos datos comparando con los Criterios de Aceptabilidad Requeridos (SM) la deriva máxima debe limitarse a 0.015 por ende tiende a cumplir con lo requerido y en lo que respecta a la deriva inelástica esta debe estar a 0.01 por lo que también tiende a cumplir el Criterio de Accesibilidad. Por otro lado, para el Control de Aceptación Según ATC 40 para MTD (Deriva Total), en donde los niveles de desempeño para la estructura están cumpliendo, así como en las tablas anteriores presentadas. Asimismo, ocurre con el Control de Aceptación Según ATC 40 para MID (Deriva Inelástica), en donde los el nivel de desempeño cumplen con los criterios de las deformaciones leves, en la que presenta valores para Ocupación Inmediata (IO) de 0.005, este último coeficiente aplica también para el Daño Controlado: Límite Inferior (DCLI), donde también se puede encontrar el Daño Controlado: Limite Superior de 0.015 y que además, la Seguridad de Vida (IS) y Estabilidad Estructural (SS) cumplen con los criterios de niveles de desempeño de la estructura con un coeficiente de 1.00.

CONCLUSIONES

La evaluación del Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata a través del análisis dinámico no lineal (IDA), permitió que la presente investigación concluya con lo siguiente:

- a) El desempeño de la edificación realizada mediante un análisis dinámico no lineal ha demostrado ser exitosa y ha cumplido con los requisitos establecidos. A través de este enfoque, se logró evaluar de manera precisa y detallada el comportamiento estructural de la edificación bajo diferentes cargas, condiciones dinámicas. Por otro lado, el análisis dinámico no lineal proporcionó una comprensión profunda de la respuesta estructural de la edificación. Los resultados obtenidos a través de este enfoque permitieron que se pueda identificar posibles debilidades o deficiencias en el diseño estructural, así como evaluar la capacidad de resistencia y la seguridad de la edificación ante eventos sísmicos u otras cargas dinámicas.
- b) Los niveles de derivas en el desempeño de una edificación a través del análisis dinámico no lineal es que el edificio ha cumplido en términos de su comportamiento estructural. esto indica que el edificio ha sido diseñado y construido de manera adecuada para resistir las cargas sísmicas. En otras palabras, el edificio ha demostrado ser capaz de soportar los movimientos sísmicos sin sufrir daños significativos o colapso estructural. Por ello, es un resultado deseado, ya que implica que la edificación cumple con los requisitos de seguridad y desempeño estructural establecidos en las normas aplicables como E.20, E.030, E0.60, así como ATC 40. Además, proporciona tranquilidad a los individuos del Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, ya que saben que están protegidos en caso de un terremoto u otro evento sísmico.
- c) La formulación de rotulas plásticas en el análisis dinámico no lineal del Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata, resulta exitosa

en varios aspectos. Además, se logra considerar que, en el comportamiento no lineal del material, permite tener una representación más precisa del comportamiento estructural frente a cargas sísmicas o dinámicas, en lo que puede resultar tener una mayor capacidad de absorber energía durante un evento sísmico. Por ello, a través de esta investigación se logra obtener resultados más realistas y confiables en comparación con los enfoques lineales. Esto es especialmente importante en áreas de alta actividad sísmica, donde es fundamental garantizar la seguridad de la edificación es decir del Pabellón 01 de la Institución Educativa Miguel Muro Zapata.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones dadas al término de la presente investigación son las siguientes:

- a) La exitosa evaluación del desempeño estructural a través del análisis dinámico no lineal revela la importancia de este enfoque en la ingeniería sísmica. En este sentido, se recomienda que futuros tesisistas consideren la aplicación del análisis dinámico no lineal en sus investigaciones para lograr una comprensión más profunda y precisa del comportamiento estructural. Esto contribuirá a avanzar en la seguridad y resistencia de las edificaciones ante eventos sísmicos.
- b) La confirmación del cumplimiento de estándares de seguridad en el diseño y construcción de edificaciones sísmicamente resistentes es un logro significativo. Para mantener esta norma de calidad, se recomienda a los futuros profesionales de la ingeniería y la arquitectura adquirir un profundo conocimiento de las normas sísmicas y sus requisitos. Esto asegurará que las edificaciones cumplan con los estándares de seguridad establecidos y garantizará la construcción de estructuras resistentes a sismos. Además, se sugiere a las instituciones gubernamentales fortalecer la supervisión y el cumplimiento de los códigos de construcción sísmica en todas las etapas de planificación y construcción. Esto es esencial para salvaguardar la vida de los ciudadanos y la integridad de las edificaciones.
- c) La implementación exitosa de rotulas plásticas en el análisis dinámico no lineal representa una oportunidad prometedora para el diseño estructural resiliente. Para avanzar en esta dirección, se recomienda a los profesionales de la ingeniería estructural investigar más a fondo el comportamiento de las rotulas plásticas y su aplicabilidad en diversos contextos sísmicos.

REFERENCIAS

- Aguilar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, 395.
- Aguilar Ramón, C. y Álvarez Estrada, A. (2022). *Evaluación del desempeño Sísmico de una edificación de 4 pisos, aplicando el análisis no lineal estático (pushover) y dinámico (time history), ciudad de Guayaquil. Guayaquil: Universidad de Guayaquil-Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas.*
- Alvitez Campos, L. (2017). *Análisis Comparativo Entre Las Normas Técnicas E. 030 Diseño Sismorresistente 2016 Y La Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente 2006.* Lima.
- Ancco, E. (2021). *Evaluación del factor de modificación de respuesta sísmica mediante el análisis no lineal de estructuras apertadas de concreto armado.* Tacna: Universidad Privada de Tacna.
- Applied Technology Council ATC. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.* Redwood City: Report ATC- 40.
- Barriga, J. (2019). *Propuesta de reforzamiento basado en desempeño del edificio de la escuela de psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019.* Tana: Universidad Privada de Tacna.
- Benito, B., y Jiménez, E. (1999). Peligrosidad sísmica. *Física de la Tierra*, 13-47.
- Cabanillas, J. (2015). *Evaluación Dinámica Incremental usando Respuesta no lineal en una estructura de Concreto Armado 8 pisos. (Investigación Doctoral).* Universitat Politècnica de Catalunya, España.
- Cabrera, J. A., y Torres, N. F. (2022). *Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados - desacoplados.* Cuenca, Ecuador.

- Calcina Peña, R. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal*. Tacna: Universidad Privada de Tacna.
- Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *Dyna*, 91-102.
- Cortes, J. (2017). *Análisis dinámico n lineal de edificios de acero sometidos al sismo de Quetame del año 2008 y al sismo de la Mesa de los Santos del año 2015 registrados en Bogotá D.C.* Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Curadelli, O. (2009). *Estudio Paramétrico de Sistemas con Amortiguamiento Histerético*. Mecánica Computacional.
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., & Silva, V. (2015). Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise. GEM Technical Report (Vol. 1.0.0). Pavia, Italy. <https://doi.org/10.13117/GEM.VULNMOD.TR2014.12>
- Díaz, S., Pujades, L., Barbat, A., Hidalgo, D., de Vargas, Y. (2017). *Probabilistic dynamic analysis of steel buildings with long duration earthquakes*. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 1-13.
- Díaz, V. S., y Serrano, C. Q. (2007). Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el laboratorio de ingeniería sísmica de la Universidad de Costa Rica. *Ingeniería*, 27-41.
- Fernández, I., Elena, V., Martín, P., Corona, Y., y Hernández, I. (2018). Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo. *Obras y Proyectos*, 23, 78-86.
- García, M. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobrerresistencia del criterio columna fuerte-viga débil*. Barcelona.

- Husid, R. (1973). *Earthquakes: spectral analysis and characteristics of accelerograms as a basis of earthquake-resistant design*. Santiago: Andrés Bello.
- Meza, E. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio aislado con irregularidad torsional*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC*. Quito.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Norma técnica E.030 "Diseño sismorresistente"*. Lima.
- Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la norma peruana E.030 "Diseño sismorresistente"*. Lima: Sencico.
- Noroña, A. (2020). *Modelo reducido para la evaluación rápida del desempeño sísmico de edificios mediante análisis dinámico no-lineal*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Ocaña, A. (2016). *Análisis no lineal de un marco de un edificio de concreto reforzado, diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes*. Puebla.
- Peñalosa, R. (2021). *Análisis estático incremental para estimar el desempeño sísmico de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos-Puno*. Tacna: Universidad Privada de Tacna.
- Peralta, M. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha*. Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Pérez, J. C. (2015). *Reseña del libro*. Gaceta Técnica.
- Pérez, M. A. (2014). *Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación*. Barcelona: OmniaScience.
- RNE. (2020). *Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Rodríguez, V., y Miramontes, D. (2001). *Identificación del amortiguamiento histerético efectivo de algunos modelos cíclicos en variables generalizadas*. Zacatecas: Universidad Autónoma de Zacatecas.
- Salgado, M.E., Yuz, J. L, y Rojas, R. A. (2005). *Análisis de sistemas lineales*. Pearson Educación.

- Sauter, F. (1989). *Introducción a la sismología*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- SEAOC. (1995). Performance based seismic engineering of buildings. *Structural Engineers Association of California*.
- SGR, M., PNUD, y ECHO. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*.
- Sucapuca, L. (2021). *Evaluación sísmica de un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque basado en desplazamientos*. Tacna: Universidad Privada de Tacna.
- Tipanluisa, E. (2017). *Análisis sísmico no lineal de pórticos planos con aisladores sísmicos triple péndulo de fricción (TPF)*. Quito: Universidad Politécnica Nacional.
- United Nations Disaster Relief Organization. (1979). *Natural disasters and vulnerability analysis*. Geneva: Naciones Unidas.
- Vielma Pérez, J. C. (2008). *Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal*. Catalunya: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Wakabayashi, M., y Martínez Romero, E. (1988). *Diseño de estructuras sismorresistentes*. Mc. Graw Hill/Interamericana.
- Walls, S. (2004). FEMA 356 *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC: ASCE for the Federal Emergency Management Agency.

APÉNDICE

MATRIZ DE CONSISTENCIA – INFORME FINAL DE TESIS CUANTITATIVA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>1. INTERROGANTE PRINCIPAL</p> <p>Cuál es el desempeño sísmico de la institución educativa Miguel Muro Zapata mediante el análisis dinámico no lineal?</p>	<p>1. OBJETIVO GENERAL</p> <p>Evaluar el desempeño sísmico mediante análisis dinámico no lineal de la institución educativa Miguel Muro Zapata, Lambayeque, 2022.</p>	<p>1. HIPÓTESIS GENERAL</p> <p>Si evaluamos el desempeño sísmico mediante un análisis dinámico no lineal entonces, verificamos el comportamiento estructural de la institución educativa Miguel Muro Zapata.</p>	<p>1. VARIABLE INDEPENDIENTE</p> <p>Análisis dinámico no lineal (X) Indicadores: X1. Rotulas plásticas. X2. Registros acelerográficos. X3. Análisis tiempo historia no lineal. X4. Amortiguamiento histórico.</p>	<p>Tipo de investigación</p> <p>Esta tesis es un caso cuantitativo, no experimental, ya que no se utilizan variables internas del área de investigación de la organización, cuya información habría sido recopilada en su argumentación original para enriquecer el concepto y analizar los resultados.</p>
<p>2. INTERROGANTE ESPECÍFICAS</p> <p>a) ¿Cuáles son las rotulas plásticas en los elementos principales resistentes a momento?</p> <p>b) ¿Cuál es el desempeño estructural con análisis estático no lineal, usando el método de los coeficientes de desplazamientos?</p> <p>c) ¿Cuál es el desempeño sísmico de los elementos estructurales mediante análisis tiempo historia no lineal?</p>	<p>2. OBJETIVO ESPECIFICOS</p> <p>a) Calcular las rotulas plásticas en los elementos principales resistentes a momento.</p> <p>b) Identificar el desempeño estructural con análisis estático no lineal, usando el método de los coeficientes de desplazamientos.</p> <p>c) Determinar el desempeño sísmico de los elementos estructurales mediante análisis tiempo historia no lineal.</p>	<p>2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</p> <p>a) Calculando las rotulas plásticas en los elementos principales resistentes a momento, permitirá evaluar su desempeño estructural en el rango no lineal.</p> <p>b) Identificando el punto de desempeño estructural con análisis estático no lineal usando el método de los coeficientes de desplazamientos, permite determinar su nivel de desempeño.</p> <p>c) Determinando el desempeño sísmico de los elementos estructurales mediante análisis tiempo historia no lineal, nos permitirá mejorar la capacidad del sistema estructural.</p>	<p>2. VARIABLE DEPENDIENTE</p> <p>Variable dependiente (Y) Indicadores: Y1. Espectro de diseño. Y2. Diseño estructural. Y3. Niveles de desempeño. Y4. Nivel global de desempeño.</p>	<p>Diseño de la investigación</p> <p>Su diseño es descriptivo, ya que este estudio se desarrolló sin manipulación específica de las constantes, brindando interés en las posiciones obtenidas en un dominio natural para su posterior evaluación.</p> <p>Ámbito de estudio</p> <p>Institución Educativa Miguel Muro Zapata, Lambayeque</p> <p>Población</p> <p>Institución Educativa Miguel Muro Zapata, Lambayeque</p> <p>Muestra</p> <p>Pabellón 01 (Aulas)</p> <p>Técnica de recolección de datos</p> <p>Se cuenta con una parte del expediente técnico, a partir de la cual se recopila la información necesaria para iniciar la evaluación estructural.</p> <p>Instrumentos</p> <p>Software Etabs v.16, SAP 2000, Microsoft Excel y Microsoft Word</p>

