



UNIVERSIDAD  
**NACIONAL**  
DE COLOMBIA

**Evaluación del desempeño sísmico de estructuras de  
acero que emplean dispositivos de disipación de energía  
tipo mariposa en diafragmas de sección compuesta**

**Seismic performance evaluation of steel structures that  
use butterfly-type energy dissipation devices in  
composite section diaphragms**

**DORIAN AUGUSTO ACEVEDO MEJIA**

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Minas, Departamento de Ingeniería Civil  
Medellín, Colombia  
2020

**Evaluación del desempeño sísmico de estructuras de  
acero que emplean dispositivos de disipación de energía  
tipo mariposa en diafragmas de sección compuesta**

**Seismic performance evaluation of steel structures that  
use butterfly-type energy dissipation devices in  
composite section diaphragms**

**DORIAN AUGUSTO ACEVEDO MEJIA**

Ingeniero Civil

Especialista en Ingeniería Sismo-Resistente

Especialista en Sistemas de Información Geográfica

**Trabajo para optar por el título de:**

Maestría en Ingeniería - Estructuras

**Director:**

PhD., Juan Camilo Molina Villegas

**Codirector:**

PhD., David Alberto Padilla Llano

**Jurados:**

PhD., Roberto T León

PhD., Manuel Díaz

PhD., John Jairo Blandon Valencia

Línea de Investigación:

Estructuras de Acero- Comportamiento No-Lineal-Control Estructural

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Minas, Departamento de Ingeniería Civil  
Medellín, Colombia

2020

*A mi Hija Sara, A mi Madre Manuela, A mi  
Hermano Viktor*

*Los Amo.*

*“Aprende como si fueras a vivir toda la vida, y vive  
como si fueras a morir mañana”.*

*Charles Chaplin*

## Agradecimientos

El autor desea agradecer al profesor Ph.D Juan Camilo Molina Villegas de la Universidad Nacional de Colombia (UNAL) y al Investigador senior Ph.D David Alberto Padilla Llano de Genex Systems por su enseñanza continua y dedicación en el desarrollo de este proyecto, además a los profesores Ph.D Juan Ocampo de St Mary's University (STMU), Ph.D. Harry Millwater y Ph.D Manuel Diaz de The University of Texas at San Antonio (UTSA), Ph.D. Roberto T Leon y Ph.D. Matthew R. Eatherton de Virginia Polytechnic Institute and State University (VT), Ph.D. Ricardo Bonett de la Universidad de Medellín (UdeM) por sus consejos académicos y las oportunidades proporcionadas. El autor también agradece a la Agencia de Educación Superior de Medellín-SAPIENCIA por su apoyo financiero parcial a este proyecto de investigación y a HMV Ingenieros por su flexibilidad laboral para permitir el desarrollo de este proyecto de investigación.

## Resumen

En este proyecto se analizan los beneficios del comportamiento sísmico en estructuras de acero conectando los sistemas de resistencia a la fuerza lateral vertical con los diafragmas a través de disipadores de energía en forma de mariposa. Para ello, se llevaron a cabo análisis sobre diferentes configuraciones estructurales, comparando la simulación de elementos finitos con estructuras diseñadas con sistemas convencionales de resistencia a la fuerza lateral ("pórticos arriostrados concéntricamente" como arriostramiento X, arriostramiento en V y arriostramiento en V invertido) de acuerdo con la ASCE7 -16.

Con el fin de ampliar el conocimiento para los ingenieros estructurales e investigadores del comportamiento sísmico de las estructuras de acero que utilizan elementos de disipación de energía en sus diafragmas, se generará un ejemplo de aplicación para servir como guía de análisis no lineal y además, mostrar los beneficios con respecto a la reducción del cortante basal, derivas, aceleraciones en los diafragmas y tensiones en los elementos estructurales que podrían conducir a una reducción del peso de la estructura y, en consecuencia, tener beneficios económicos

**Palabras clave:** Sistema estructural autocentrante, disipación de energía, análisis no lineal, diafragma, fusibles mariposa.

## Abstract

The main objective of this project is to explore the benefits of the seismic behavior on steel structures by connecting the vertical lateral force resistance systems with the diaphragms through butterfly shaped energy dissipators. For this, studies on different structural configurations, will be carried out, comparing finite element simulation against structures designed with conventional lateral force resistance systems (“Special Concentrically braced frames” such as X bracing, V bracing and inverted V bracing) according to the ASCE7-16.

In order to extend the knowledge to structural engineers and researchers of the seismic behavior of the steel structures using energy dissipation elements in their diaphragms, an application example will be generated to serve as an analysis guide and to show the benefits regarding the reduction of the basal shear, drifts, accelerations in the diaphragms, and stresses in the structural elements which would potentially lead to a reduction of the weight of the structure and consequently to have economic benefits

**Keywords** Self-centering structural system, energy dissipation, nonlinear analysis, diaphragm, butterfly fuses.

# Índice

	<b>Pág</b>
<b>Resumen.....</b>	<b>V</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>VI</b>
<b>Lista de figuras.....</b>	<b>IX</b>
<b>Lista de tablas.....</b>	<b>XV</b>
<b>Abreviaturas.....</b>	<b>XVI</b>
<b>I</b>	
<b>1. Objetivos, limitaciones y alcance .....</b>	<b>20</b>
1.1 Objetivo general .....	20
1.2 Objetivos específicos.....	20
1.3 Limitaciones y alcance .....	20
<b>2. Revisión de literatura.....</b>	<b>21</b>
2.1 Sistemas estructurales sismo resistentes convencionales.....	21
2.2 Rol de los diafragmas en las estructuras .....	22
2.3 Sistemas estructurales autocentrantes .....	27
<b>3. Selección y diseño del prototipo .....</b>	<b>31</b>
3.1 Componentes estructurales del prototipo y propiedades de resorte no lineales .....	32
3.2 Prototipo del modelo simplificado (PMS) “Sistema estructural autocentrante de diafragmas (SEAD)” .....	56
<b>4. Tipos de análisis y ejemplo de aplicación.....</b>	<b>59</b>
4.1 Análisis de PushOver .....	60
4.2 Análisis Cuasi-Estático .....	62
4.3 Análisis dinámico (Análisis Tiempo-Historia) .....	63
4.4 Ejemplo de aplicación (Calculo de capacidad lateral del sistema de resistencia lateral vertical).....	68
<b>5. Desarrollo del modelo computacional – Prototipo simplificado (modelo numérico)....</b>	<b>75</b>
<b>6. Evaluación de la respuesta sísmica del sistema-Prototipo con y sin SEA .....</b>	<b>78</b>
6.1 Respuesta sísmica del prototipo sin el SEA .....	82
6.2 Respuesta sísmica del prototipo con el SEA .....	85
<b>7. Estudio paramétrico.....</b>	<b>88</b>
7.1 Método de hipercubos latinos .....	88
7.2 Análisis de sensibilidad .....	89
7.3 Histograma .....	90
7.4 Matriz de correlación .....	91
7.5 Gráficos de coordenadas paralelas .....	91
7.6 Analisis de gráficas .....	92

<b>8. Conclusiones y Análisis de resultados</b> .....	<b>108</b>
<b>9. Anexo A: Diseño estructural del prototipo</b> .....	<b>114</b>
9.1 Isometrico del prototipo (Simulación en Sap 2000). .....	114
9.2 Geometría de la estructura. ....	114
9.3 Cargas gravitacionales (ASCE7-16 Tabla 4.3, IBC Tabla 1607.1) .....	115
9.4 Modelamiento estructural .....	116
9.5 Propiedades del material .....	116
9.6 Cargas laterales – Diseño sísmico (ASCE 7-16) .....	117
9.7 Cálculo de cortante sísmico .....	120
9.8 Periodo del edificio .....	121
9.9 Derivas de piso.....	123
9.10 Fuerza lateral equivalente (FLE) chequeo: .....	124
9.11 Fuerza sísmica.....	125
9.12 Tamaño de los miembros del prototipo .....	128
<b>10. Anexo B: Diseño estructural del diafragma</b> .....	<b>129</b>
10.1 Vista general .....	129
10.2 Cargas gravitacionales masas y geometrías .....	129
10.3 Diseño de sección compuesta .....	132
10.4 Diseño de viga colectora compuesta.....	136
10.5 Diseño del diafragma según la ASCE7-16 .....	142
10.6 Calculo de rigidez y capacidad de resistencia lateral de diafragmas de acuerdo al DDM04 (aisi standard, 2016) .....	145
10.7 Cálculo de rigidez y capacidad de resistencia lateral de diafragmas propuesto por Patrick O'Brien .....	151
<b>11. Anexo C. Resultados de análisis tiempo historia</b> .....	<b>154</b>
11.1 Análisis Dinámico sin el SEA .....	155
11.2 Análisis dinámico con el SEA .....	175
<b>12. Anexo D. Resultados de análisis de sensibilidad</b> .....	<b>195</b>
12.1 Análisis estático .....	197
12.2 Análisis dinámico.....	207

## Lista de figuras

Pág

Figura 1 Amortiguador histerético entre el sistema estructural rígido y un PRM [4] .....	17
Figura 2 Diafragma conectado al sistema de resistencia lateral a través de fusibles [12]. .....	19
Figura 3 Daños en pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) [16]. .....	21
Figura 4 Pórticos resistentes a momento (PRM) y Pórticos arriostrados concéntricamente (PAC) [15]. .....	22
Figura 5 Patrón de cargas en las estructuras [17]. .....	22
Figura 6 Roles de los diafragmas y patrón de transferencia de cargas [18]. .....	24

Figura 7 Idealización del diafragma como vigas [18].	24
Figura 8 Analogía de viga para diafragma horizontal [17].	25
Figura 9 Configuración experimental en el sitio del equipo NEES @ Lehigh [20].	25
Figura 10 Conexión deformable [20].	26
Figura 11 Componentes de un diafragma de sección compuesta [21].	26
Figura 12 Respuesta de histéresis de forma idealizada tipo bandera [10].	27
Figura 13 SEA-Configuración de doble pórtico [2].	28
Figura 14 SEA - Pórtico de acero arriostrado concéntricamente a tensión [25].	28
Figura 15 SEA - Pórtico estructurales oscilantes-Muros en láminas de acero [27].	29
Figura 16 SEA - Pórtico estructural oscilante-conexiones [26].	29
Figura 17 SEA - Muros de cortante de concreto postensado [28].	30
Figura 18 SEA - Muros de cortante de concreto reforzado [31].	30
Figura 19 SEA - Agrietamiento del concreto en esquinas de las columnas [32].	31
Figura 20 Comportamientos inelásticos de riostras de acero individuales bajo cargas cíclicas [34].	32
Figura 21 Modelo simplificado para riostras de acero sometidas a tensión y compresión [34].	33
Figura 22 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntricamente) - Niveles [X y V].	34
Figura 23 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntricamente) - Niveles [X y V].	36
Figura 24 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntricamente) - Niveles [X y V].	37
Figura 25 Resistencia y ángulo de corte en diafragma de sección compuesta [35].	38
Figura 26 Aproximación de curva bilineal de datos de prueba en voladizo [35].	38
Figura 27 Modelo simplificado de diafragma simplemente soportado usando una curva bilineal aproximada [35].	39
Figura 28 Curva del diafragma de sección compuesta normalizada.	39
Figura 29 Perfil de lámina colaborante de concreto [35].	41
Figura 30 Modelo de fractura del diafragma.	42
Figura 31 Comportamiento típico de los cables postensados [38].	43
Figura 32 Comportamiento ideal de los hebras postensadas [38].	43
Figura 33 Resumen de los cables postensados con un diámetro de 0,5" [38].	44
Figura 34 Matriz de correlación de los cables postensados.	45
Figura 35 Correlación de las propiedades de cables postensados.	45
Figura 36 Promedio de modelo de fractura de los cables postensados.	48
Figura 37 Modelo de fractura de los cables postensados máximo y mínimo.	48
Figura 38 Comportamiento de los fusibles tipo mariposa [40].	49
Figura 39 Tipos de histéresis [41].	49
Figura 40 Fusible tipo mariposa y comportamiento histéretico [40].	50
Figura 41 Geometría del fusible tipo mariposa y definición de variable [42].	53
Figura 42 Modelo de fractura del fusible tipo mariposa	55
Figura 43 Modelo de fractura del fusible [Máx. y Mín.].	55
Figura 44 Sistema estructural autocentrante propuesto.	56
Figura 45 Sistema estructural autocentrante de diafragmas- Modelo mecánico y comportamiento histéretico	57
Figura 46 Componentes del sistema estructural autocentrante propuesto (SEAD)	58
Figura 47 Conexión entre el diafragma y el sistema de resistencia de fuerza lateral vertical.	58

Figura 48 Tipos de análisis no-lineales.....	60
Figura 49 Protocolo de carga PushOver (incremento vs desplazamientos).....	61
Figura 50 Protocolo de carga-Cuasi-Estático. ....	62
Figura 51 Ubicación Irvine, CA. Coordinadas [Máx. y Mín.].....	64
Figura 52 RSN952-H1-Northridge-Bervely-Hills-Mulhol-1994.....	66
Figura 53 RSN952-H2-Northridge-Bervely-Hills-Mulhol-1994.....	66
Figura 54 Espectro de respuesta [SGDL]. ....	67
Figura 55 Espectros de respuesta ASCE7-16 y FEMA P695.....	68
Figura 56 Desarrollo de curvas de fuerza-deformación axiales simplificadas para riostras individuales.....	71
Figura 57 Desarrollo de curva de empuje para definir la fuerza de corte y la deriva de piso. ....	72
Figura 58 Distribución de cargas en el diafragma. ....	73
Figura 59 Curva de capacidad del diafragma. ....	74
Figura 60 Definición de elementos estructurales en el Software OpenSees (Anexo E. Código del programa en Python).....	76
Figura 61 Isométrico-modelo simplificado 1 nivel [SGDL].....	77
Figura 62 Vista en planta-modelo simplificado [SGDL].....	77
Figura 63 Vista en planta-Acción de la fuerza a través del diafragma. ....	78
Figura 64 Energía disipada comparada con las cargas externas de una estructura [53].....	80
Figura 65 Análisis Pushover sin el SEA.....	82
Figura 66 Análisis Cuasi Estático sin el SEA.....	83
Figura 67 Registro 952 del año 1994 en Northridge tomado en la estación Berverly Hills-Mulhol. ....	84
Figura 68 Análisis Pushover con el SEA.....	85
Figura 69 Análisis Cuasi Estático con el SEA.....	86
Figura 70 Registro 952 del año 1994 en Northridge tomado en la estación Berverly Hills-Mulhol. ....	87
Figura 71 Muestras del hipercubo latino [57].....	89
Figura 72 Análisis de incertidumbre y sensibilidad (Saltelli et al., 2008).....	89
Figura 73 Ejemplo de histograma de ponderación de la variable $\lambda_e$ .....	90
Figura 74 Ejemplo de coordenadas paralelas con $\lambda_e$ mín.....	92
Figura 75 Vista general de estudio paramétrico. ....	94
Figura 76 Resultado de los análisis estáticos del $\lambda_e$ mínimo.....	96
Figura 77 Resultado de los análisis estáticos del $\lambda_e$ máximos. ....	97
Figura 78 Gráficos de dispersión de los resultados de los análisis estáticos ( $\lambda_e$ ).....	98
Figura 79 Matriz de correlación de las variables de entrada vs variables resultado de los análisis estáticos.....	99
Figura 80 Matriz de correlación de la variable de entrada ( $\lambda_e$ ) vs variables resultado de los análisis estáticos.....	100
Figura 81 Resultado de los análisis estáticos de la variable ( $\lambda_e$ máximo) en coordenadas paralelas. ....	101
Figura 82 Resultado de los análisis estáticos de la variable ( $\lambda_e$ mínimo) en coordenadas paralelas. ....	101
Figura 83 Matriz de correlación de los cables postensados.....	102
Figura 84 Resultado del análisis dinámico del $\lambda_e$ mínimo.....	103
Figura 85 Resultado de los análisis dinámicos del $\lambda_e$ máximos.....	104

Figura 86 Gráficos de dispersión de los resultados de los análisis dinámicos ( $\lambda_e$ ). ..... 105

Figura 87 Matriz de correlación de las variables de entrada vs variables resultado de los análisis dinámicos. .... 106

Figura 88 Matriz de correlación de la variable de entrada ( $\lambda_e$ ) vs variables resultado de los análisis dinámicos. .... 107

Figura 89 Isométrico del prototipo. .... 114

Figura 90 Plano típico del prototipo. .... 115

Figura 91 Vista típica frontal del prototipo. .... 115

Figura 92 Distribución de cargas muertas. .... 116

Figura 93 Distribución de cargas vivas. .... 116

Figura 94 Localización de parámetros sísmicos. .... 117

Figura 95 Periodo del edificio. .... 121

Figura 96 Carga sísmica en la dirección X. .... 122

Figura 97 Carga sísmica en la dirección Y. .... 122

Figura 98 Definición de masa de la estructura. .... 123

Figura 99 Deriva de piso en la dirección X. .... 123

Figura 100 Deriva de piso en la dirección Y. .... 124

Figura 101 Fuerzas sísmicas cortantes en el SRLV en dirección X. .... 125

Figura 102 Fuerzas sísmicas cortantes en el SRLV en dirección Y. .... 125

Figura 103 Fuerzas axiales de la envolvente de cargas en el SRLV en dirección X (ton). .... 125

Figura 104 Fuerzas axiales de la envolvente de cargas en el SRLV en dirección Y (ton). .... 125

Figura 105 Nivel de estrés en las vigas del segundo piso. .... 126

Figura 106 Nivel de estrés en las columnas del primer piso en los ejes 1 y 4. .... 126

Figura 107 Nivel de estrés en los ejes A y J. .... 126

Figura 108 Nivel de estrés en los ejes B, E, F y I. .... 127

Figura 109 Nivel de estrés en los ejes C, D, G y H. .... 127

Figura 110 Prototipo 1 (SCBF-X). Diseño típico de plano estructural. .... 127

Figura 111 Elementos estructurales seleccionados para el prototipo 1 del eje 1 y 4 (SCBF-X). .... 128

Figura 112 Vista frontal del prototipo 1 (SCBF-X). .... 128

Figura 113 Espacio libre máximo sin apuntalar. .... 130

Figura 114 Carga superpuesta admisible. .... 130

Figura 115 Diafragmas con anclajes de pasador con cabeza de acero. .... 131

Figura 116 Cargas uniformemente permitidas. .... 131

Figura 117 Resistencias permisibles al corte del diafragma. .... 132

Figura 118 Diseño de vigas secundarias en sección compuesta. .... 132

Figura 119 Tabla de especificaciones AISC B 4.1. .... 137

Figura 120 Tabla de especificaciones AISC E7.1. .... 139

Figura 121 Vista en planta-diafragma en sección compuesta. .... 143

Figura 122 Esquema de deriva y deflexión en el diafragma. .... 144

Figura 123 Deformación. .... 145

Figura 124 Modelo estándar del Steel deck. .... 147

Figura 125 Esquema general de la losa colaborante. .... 148

Figura 126 Registro 960 del año 1994 en Nothridge tomado en la estación Canyon Country-WLC. .... 155

Figura 127 Registro 1602 del año 1999 en Duzce, Turkey tomado en la estación Bolu. .... 156

Figura 128 Registro 1787 del año 1999 en Hector Mine tomado en la estación Hector. ....	157
Figura 129 Registro 169 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación Delta. ....	158
Figura 130 Registro 174 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación El Centro Array #1.....	159
Figura 131 Registro 1111 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la Nishi-Akashi. ....	160
Figura 132 Registro 1116 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la estación Shin-Osaka. ....	161
Figura 133 Registro 1158 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Duzce. ....	162
Figura 134 Registro 1148 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Arcelik. ....	163
Figura 135 Registro 900 del año 1992 en Landers tomado en la estación Yermo Fire Station...	164
Figura 136 Registro 848 del año 1992 en Landers tomado en la estación Coolwater.....	165
Figura 137 Registro 752 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Capitola. ....	166
Figura 138 Registro 767 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Gilroy Array #3.	167
Figura 139 Registro 1633 del año 1990 en Manjil, Iran tomado en la estación Abbar. ....	168
Figura 140 Registro 721 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación El Centro Imp. Co.....	169
Figura 141 Registro 725 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación Poe Road (temp).....	170
Figura 142 Registro 1244 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación CHY101. ...	171
Figura 143 Registro 1485 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación TCU045. ..	172
Figura 144 Registro 68 del año 1971 en San Fernando tomado en la estación LA-Hollywood Stor.....	173
Figura 145 Registro 125 del año 1976 en Friuli, Italy tomado en la estación Tolmezzo. ....	174
Figura 146 Registro 960 del año 1994 en Nothridge tomado en la estación Canyon Country-WLC.....	175
Figura 147 Registro 1602 del año 1999 en Duzce, Turkey tomado en la estación Bolu. ....	176
Figura 148 Registro 1787 del año 1999 en Hector Mine tomado en la estación Hector. ....	177
Figura 149 Registro 169 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación Delta. ....	178
Figura 150 Registro 174 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación El Centro Array #11.....	179
Figura 151 Registro 1111 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la Nishi-Akashi. ....	180
Figura 152 Registro 1116 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la estación Shin-Osaka. ....	181
Figura 153 Registro 1158 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Duzce. ....	182
Figura 154 Registro 1148 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Arcelik. ....	183
Figura 155 Registro 900 del año 1992 en Landers tomado en la estación Yermo Fire Station...	184
Figura 156 Registro 848 del año 1992 en Landers tomado en la estación Coolwater.....	185
Figura 157 Registro 752 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Capitola. ....	186
Figura 158 Registro 767 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Gilroy Array #3.	187
Figura 159 Registro 1633 del año 1990 en Manjil, Iran tomado en la estación Abbar. ....	188
Figura 160 Registro 721 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación El Centro Imp. Co.....	189
Figura 161 Registro 725 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación Poe Road (temp).....	190
Figura 162 Registro 1244 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación CHY101. ...	191
Figura 163 Registro 1485 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación TCU045. ..	192
Figura 164 Registro 68 del año 1971 en San Fernando tomado en la estación LA-Hollywood Stor.....	193
Figura 165 Registro 125 del año 1976 en Friuli, Italy tomado en la estación Tolmezzo. ....	194

Figura 166 Variables de entrada y salida .....	196
Figura 167 Resultado del análisis estático de la reacción izquierda mínima (LRF1). .....	197
Figura 168 Resultado del análisis estático de la reacción izquierda mínima (LRF1). .....	198
Figura 169 Resultado del análisis estático del módulo de elasticidad de los cables postensados (Es_PT).....	199
Figura 170 Resultado del análisis estático de la resistencia ultima a la tracción de los cables postensados (Fu_PT).....	200
Figura 171 Resultado del análisis estático de la deformación unitaria de los cables postensados (eu_PT).....	201
Figura 172 Resultado del análisis estático de la relación entre (Fy) y (Fu) en los cables postensados (Alpha_PT). .....	202
Figura 173 Resultado del análisis estático del factor de autocentrado (SC_factor).....	203
Figura 174 Resultado del análisis estático de la capacidad de diseño del fusible (vp_f).....	204
Figura 175 Resultado del análisis estático de la rigidez inicial del fusible (ki_f).....	205
Figura 176 Resultados del análisis estático de las variables independientes. ....	206
Figura 177 Resultados del análisis estático de las variables independientes. ....	206
Figura 178 Resultado del análisis dinámico de la reacción izquierda mínima (LRF1). .....	207
Figura 179 Resultado del análisis dinámico de la reacción izquierda máxima (LRF1).....	208
Figura 180 Resultado del análisis dinámico del módulo de elasticidad de los cables postensados (Es_PT).....	209
Figura 181 Resultado del análisis dinámico de la resistencia ultima a la tracción de los cables postensados (Fu_PT). .....	210
Figura 182 Resultado del análisis dinámico de la deformación unitaria de los cables postensados (eu_PT).....	211
Figura 183 Resultado del análisis dinámico de la relación entre (Fy) y (Fu) en los cables postensados (Alpha_PT). .....	212
Figura 184 Resultado del análisis dinámico del factor de autocentrado (SC_factor). .....	213
Figura 185 Resultado del análisis dinámico de la capacidad de diseño del fusible (vp_f). .....	214
Figura 186 Resultado del análisis dinámico de la rigidez inicial del fusible (ki_f).....	215

## Lista de tablas

	<b>Pág</b>
Tabla 1 Propiedades mecánicas del sistema de resistencia lateral vertical .....	35
Tabla 2 Datos de entrada para el SRLV .....	36
Tabla 3 Rango mínimo. ....	36
Tabla 4 Rango máximo. ....	36
Tabla 5 Parámetros de modelación y criterios para procedimientos no lineales [37].....	40
Tabla 6 Datos de entrada.....	41
Tabla 7 Resultados de desplazamientos y fuerzas .....	41
Tabla 8 Propiedades mecánicas de los cables postensados [38]. .....	46
Tabla 9 Valores mínimos y máximos de los cables postensados (ver Tabla 8). .....	46
Tabla 10 Rango mínimo. ....	47
Tabla 11 Rango máximo .....	47
Tabla 12 Geometría del fusible y capacidad a cortante. ....	52

Tabla 13 Propiedades mecánicas de los disipadores tipo mariposa-Variable independientes .....	53
Tabla 14 Datos de entrada mínimos y máximos.....	54
Tabla 15 Resultados de fuerza y desplazamiento .....	54
Tabla 16 Movimientos de campo lejano seleccionados [14].....	65
Tabla 17 Propiedades geométricas del Pipe 5XXS.....	69
Tabla 18 Propiedades del material.....	69
Tabla 19 Resumen de resultados para riostra sometida a tensión y compresión.....	70
Tabla 20 Valores de cortante vs desplazamientos en riostras en X y V.....	71
Tabla 21 Resumen resultados de PushOver.....	71
Tabla 22 Cargas y masas del diafragma.....	73
Tabla 23 Datos para cálculo de curva de capacidad.....	73
Tabla 24 Elementos y materiales del programa OpenSees.....	76
Tabla 25 Numeración de elementos modelados.....	77
Tabla 26 Propiedades mecánicas de ejemplo de aplicación seleccionado para análisis.....	79
Tabla 27 Respuesta estructural de componentes del SEA.....	81
Tabla 28 Definición de variables de entrada.....	92
Tabla 29 Definición de variables de salida.....	93
Tabla 30 Datos de entrada del (LHS) para el análisis estático y dinámico.....	95
Tabla 31 Dimensiones generales.....	115
Tabla 32 Gargas gravitacionales.....	115
Tabla 33 Propiedades de los materiales.....	117
Tabla 34 Parámetros sísmicos.....	117
Tabla 35 Datos geográficos y categoría de uso.....	117
Tabla 36 Parámetros de Ct y x.....	118
Tabla 37 Datos fundamentales.....	119
Tabla 38 Cálculo de fuerzas sobre la estructura.....	121
Tabla 39 Reacciones sísmicas.....	124
Tabla 40 Miembros del SRFGV.....	128
Tabla 41 Miembros del SRFLV.....	128
Tabla 42 Datos generales del diafragma.....	129
Tabla 43 Diafragma / Losa de entrepiso.....	129
Tabla 44 Carga sobreimpuesta.....	129
Tabla 45 Geometría.....	130
Tabla 46 Material de concreto.....	130
Tabla 47 Datos de entrada para sección compuesta.....	132
Tabla 48 Cargas de uso (kN/m <sup>2</sup> ).....	133
Tabla 49 Cargas de construcción.....	133
Tabla 50 Cálculo para condiciones de construcción.....	133
Tabla 51 Cálculo para cargas de uso.....	134
Tabla 52 Deflexiones.....	134
Tabla 53 Conectores a cortante.....	135
Tabla 54 Propiedades geométricas.....	136
Tabla 55 Propiedades del material.....	136
Tabla 56 Datos de sollicitación y combinaciones de carga.....	141
Tabla 57 Datos de entrada para el diseño del diafragma.....	144
Tabla 58 Tipo de diafragma.....	144
Tabla 59 Diseño en la dirección corta.....	145

Tabla 60 Diseño en la dirección larga.....	145
Tabla 61 Diseño del colector a tensión y compresión.....	145
Tabla 62 Datos de entrada Sn.....	150
Tabla 63 Variables calculadas.....	150
Tabla 64 Cálculos de chequeo.....	150
Tabla 65 Datos de entrada para $G'$ .....	151
Tabla 66 Variables calculadas para $G'$ .....	151
Tabla 67 $S_n$ (propuesto). .....	154
Tabla 68 Variables calculadas $S_n$ (propuesto). .....	154
Tabla 69 Datos de entrada para el $G'$ (Propuesto). .....	154
Tabla 70 Variables calculadas para el $G'$ (Propuesto). .....	154

## Abreviaturas

<b>Abreviatura</b>	<b>Término</b>
AMF	Aleaciones con memoria de forma
ASCE	American society of civil engineers
ATC	Applied technology council
CBF	Concentrically braced frames
DBE	Desing basis Earthquake
DF	Dispositivo de fricción
FEMA	Federal emergency management agency
D-SCS	Diaphragms selfcentering systems
LHS	Latin hypercube sampling
MCE	Maximum considered earthquake ground motions
NEHRP	National eartquake hazards reduction program
PAC	Pórticos arriostrados concéntricamente
PAE	Pórticos arriostrados excéntricamente
PLR	Pandeo lateral restringido
PGA	Peak ground acceleration
PGD	Peak ground displacement
PGV	Peak ground velocity
PMS	Prototipo del modelo simplificado
PMR	Prototipo del modelo realista
PRM	Pórticos resistentes a momento
SCBF	Special concentrically braced frames
SDOF	Single degree-of-freedom
SEA	Sistema estructural autocentrante
SEAD	Sistema estructural autocentrante de diafragmas
SEI	Software engineering institute
SGDL	Sistema estructural de un grado de libertad
SAILF	Sistema de anclaje inercial limitador de fuerzas
SRFGV	Sistema de resistencia a la fuerza lateral gravitacional (columnas)
SRFLV	Sistema de resistencia a la fuerza lateral vertical (arriostramiento)

# Introducción

En las prácticas convencionales de diseño sismo-resistente de estructuras de acero, se selecciona el sistema de resistencia a la fuerza lateral vertical (SRFLV) de acuerdo con lo estipulado en los códigos de diseño y la zona de amenaza sísmica donde se ubique la estructura [1]. Esto se hace con el propósito de utilizar su inelasticidad para disipar la energía transferida a las estructuras debido a un movimiento sísmico y protegerlas contra el colapso. Sin embargo, la respuesta inelástica en los sistemas estructurales convencionales causa daños estructurales, distribuidos por todo el edificio como deformaciones permanentes. Esto puede implicar la demolición o dificultar la reparación de la estructura, y por lo tanto generar pérdidas económicas [2].

Los sistemas de resistencia sísmica se entienden comúnmente como sistemas estructurales verticales. Sin embargo, los diafragmas de piso cumplen un rol fundamental en la resistencia de las fuerzas laterales, esto debido a su capacidad inelástica que les permite disipar la energía sísmica [3]. El estándar de la American Society of Civil Engineers (ASCE, 2017) establece que los diafragmas de piso de las estructuras deben estar diseñados para soportar las fuerzas sísmicas que son provocadas por la aceleración en cada nivel de la estructura, y además transferirlas al sistema de resistencia lateral vertical utilizando elementos colectores. Simultáneamente, la rigidez del diafragma influye en la respuesta estructural, evidenciada en el cortante en la base, el período de vibración, las derivas de piso y las sollicitudes en los elementos estructurales.

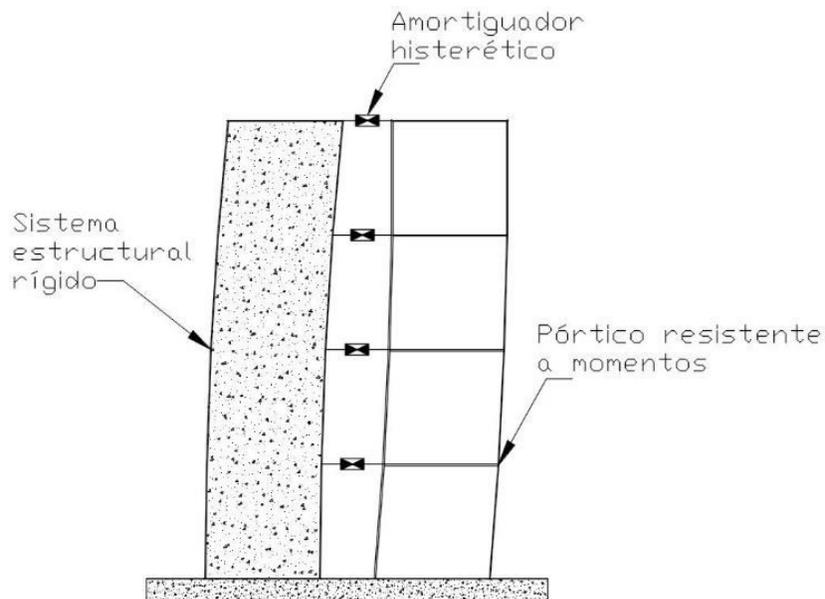


Figura 1 Amortiguador histerético entre el sistema estructural rígido y un PRM [4]

Cuando dos sistemas estructurales con diferente rigidez lateral están vinculados en una estructura con conexiones deformables, se producen movimientos relativos entre ellos Figura 1 Debido a esto, se propone integrar los diafragmas como parte activa del sistema de resistencia lateral vertical a través de dispositivos de disipación de energía pasiva [5]. Estos actuarán como

fusibles, aprovechando el movimiento relativo entre el diafragma y el SRFLV, concentrando los daños inducidos por los sismos en los dispositivos de disipación. De esta manera, se reduce la demanda de esfuerzo de cortante en SRFLV y se modifican los factores de desempeño sísmico de las estructuras [6].

Aunque los dispositivos pasivos mejoran el desempeño sísmico de la estructura, se podrían alcanzar deformaciones inelásticas en el SRFLV [7]. Estas deformaciones están vinculadas a daños estructurales y desplazamientos residuales. Además, se asocian con el costo de reparación (elementos estructurales y no estructurales) y la falta de operación de las estructuras, los cuales son más importantes cuando son edificios esenciales para el servicio comunitario [8].

Para reducir los daños estructurales y no estructurales, así como los desplazamientos residuales después de los eventos sísmicos, los investigadores han estado buscando diferentes maneras de obtener sistemas de resistencia sísmica auto-centrantes, que permitan que el sistema estructural vuelva a su posición original después de un evento sísmico. Además, buscan garantizar una estructura de amortiguación histórica estable y reducir o eliminar el daño acumulado en los principales elementos estructurales [9].

La capacidad para el auto-centrado y la disipación de energía sísmica es una de las principales particularidades de las aleaciones con memoria de forma (AMF). El auto-centrado se presenta por la memoria de la forma y la super-elasticidad que poseen estos dispositivos. Esto les permite recuperar su geometría original después de soportar grandes deformaciones sin esfuerzos residuales [10]. Por lo tanto, cuando las aleaciones de memoria de forma (AMF) se someten a un proceso de carga y descarga presentan una respuesta histórica en forma de bandera, esto los hace ideales para su uso en sistemas estructurales auto-centrantes [11]. Por otro lado, en un elemento estructural que utiliza cables postensados no adheridos como sistema estructural de restauración en respuesta a la acción de una fuerza externa, su respuesta de histéresis será linealmente elástica, con desplazamiento residual ideal igual a cero. Si combinamos esta respuesta con la respuesta elastoplástica de los componentes de disipación de energía, tenemos la respuesta de bandera idealizada [10].

Al usar dispositivos de disipación de energía pasiva para conectar el SRFLV con el diafragma, la capacidad de deformación inelástica del fusible se utiliza para reducir la demanda sísmica en el SRFLV y, además, mediante el uso de la capacidad elástica de los cables postensados para transferir la fuerza de restauración al sistema estructural, se reducen las deformaciones residuales. El resultado de esta combinación es un comportamiento histórico similar a la respuesta de bandera idealizada, logrando los beneficios de los sistemas de resistencia sísmica auto-centrante.

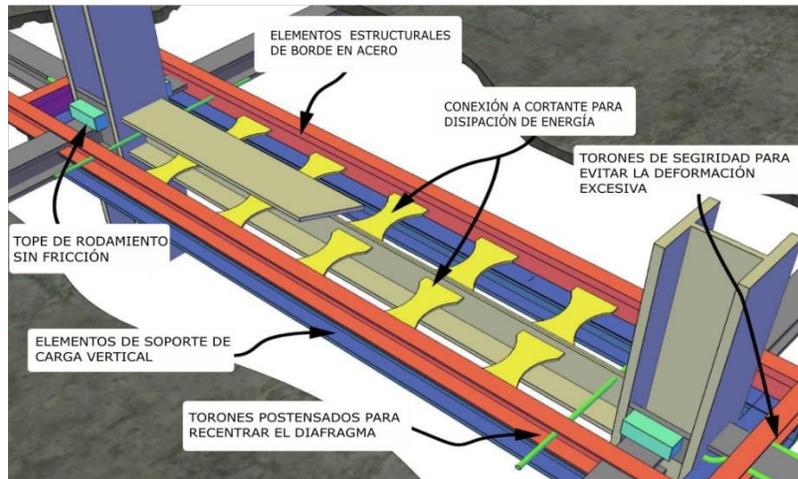


Figura 2 Diafragma conectado al sistema de resistencia lateral a través de fusibles [12].

Para garantizar el diseño de una estructura resiliente, el sistema de auto-centrado de diafragma propuesto debe tener factores de desempeño sísmico adecuados, incluyendo el coeficiente de modificación de la respuesta,  $R$ , el factor de amplificación de deflexión,  $C_d$  y el factor de sobre-resistencia, además, esto debe cumplir con los requisitos de desplazamiento establecidos por los códigos de diseño, por lo tanto, se deben predecir los desplazamientos máximos de la estructura [8]. Por otro lado, los desplazamientos relativos deben limitarse para permitir que el D-SCS sea mecánica, constructiva y arquitectónicamente práctico. Esto evitará desplazamientos excesivos entre los componentes que comprometen la estabilidad estructural [13].

En este trabajo se presenta un estudio paramétrico para explorar el comportamiento estático y dinámico no lineal en el D-SCS propuesto. Comúnmente, los análisis estáticos no lineales se utilizan para ayudar a validar el comportamiento de los modelos de elementos finitos y proporcionar datos estadísticos sobre la resistencia del sistema y su capacidad dúctil. Por otro lado, los análisis dinámicos no lineales se utilizan para calcular la capacidad de colapso medio y la relación de colapso marginal. Para tener en cuenta las pautas de la FEMAP695, se utiliza un conjunto de 22 pares de registros de movimientos de tierra de campo lejano, procedentes de sitios situados a más de 10 km de la rotura de fallas, para evaluar el colapso [14].

En la exploración del comportamiento no lineal D-SCS propuesto, se desarrolló un modelo de elementos finitos en 3 dimensiones en el software OpenSees, teniendo en cuenta la no linealidad de la geometría y los materiales. Se ejecutaron 1000 casos para cada tipo de análisis, estático (Pushover y Cuasi-Estático) y dinámico (historial de tiempo) utilizando los resultados obtenidos y el estudio paramétrico. La influencia de los diferentes componentes estructurales del D-SCS se evalúa comparando la energía sísmica disipada, la magnitud de las fuerzas internas, el nivel de auto-centrado, derivas, el cortante de la base y la probabilidad de colapso con el sistema de resistencia sísmica convencional utilizado.

# **1. Objetivos, limitaciones y alcance**

## **1.1 Objetivo general**

Evaluar a través de simulaciones por elementos finitos el desempeño sísmico de estructuras de acero que emplean dispositivos de disipación de energía tipo mariposa en los diafragmas de sección compuesta.

## **1.2 Objetivos específicos**

- 1.2.1** Comparar la respuesta sísmica de una estructura acero con y sin disipadores de energía tipo mariposa, instalados entre su diafragma y los sistemas de resistencia de fuerzas laterales convencionales (PAC-X, PAC-V), a través de simulaciones por elementos finitos.
- 1.2.2** Definir las ventajas y desventajas del uso de disipadores de energía sísmica tipo mariposa ubicados entre el diafragma y el sistema de resistencia lateral, para los modelos estudiados.
- 1.2.3** Realizar un ejemplo de diseño de una estructura de acero la cual contenga disipadores de energía tipo mariposa en el diafragma de piso y pueda servir como guía para su aplicación.

## **1.3 Limitaciones y alcance**

En el presente estudio no se realizarán ensayos de laboratorio, análisis de conexiones, análisis de placas base, análisis de interacción suelo-estructura, análisis de sensibilidad de variables de los componentes estructurales (el análisis paramétrico preliminar presentado en este estudio es un indicio a trabajos futuros), curvas de análisis dinámico incremental, curvas de fragilidad y/o otros estudios derivados de los resultados obtenidos.

Como resultado de este trabajo de investigación se presentarán las comparaciones realizadas a través de simulaciones por elementos finitos de las respuestas sísmicas de los prototipos con sistemas de resistencia de fuerzas laterales convencionales (PAC-X, PAC-V) contra los prototipos propuestos incluyendo los disipadores de energía tipo mariposa en los diafragmas, con el propósito de exponer sus ventajas y desventajas en la reducción de la demanda lateral en los elementos verticales de resistencia sísmica.

Por último, se generará un ejemplo de aplicación enfocado en el uso de disipadores pasivos tipo mariposa con los diafragmas de sección compuesta para estructuras de acero que sirva de guía para su aplicación.

## 2. Revisión de literatura

### 2.1 Sistemas estructurales sismo resistentes convencionales

Se espera que las estructuras diseñadas de acuerdo con los códigos de construcción convencionales sufran daños considerables en elementos estructurales y no estructurales durante un sismo severo, el principal objetivo del diseño estructural convencional es proteger las vidas de los ocupantes de las edificaciones durante el sismo de diseño, que tiene un período de retorno de varios cientos años. Bajo esta filosofía de diseño los daños en las estructuras se presentan a través de desplazamientos horizontales permanentes o derivas residuales lo cual se observa en el pandeo ó fractura de los elementos estructurales después de un evento sísmico. Cuando se presentan derivas residuales importantes usualmente las estructuras son demolidas por daños en los elementos estructurales principales "no reemplazables" (ver Figura 3) o retiradas de servicio durante largo tiempo, con el objeto de reparar los componentes dañados distribuidos en toda la edificación [15].

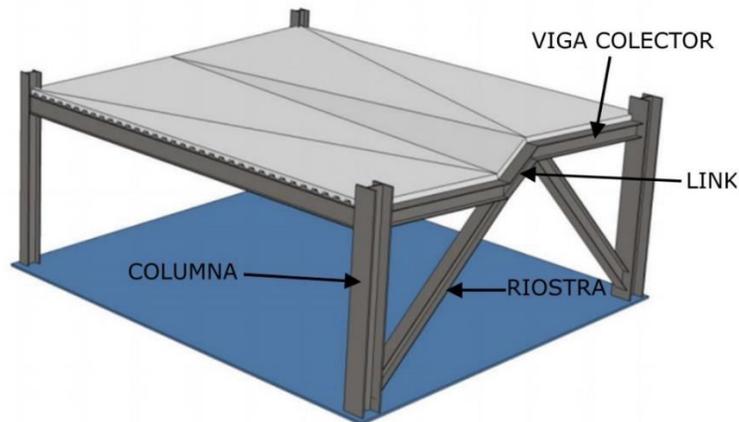


Figura 3 Daños en pórticos arriostrados excéntricos (PAE) [16].

Los daños estructurales que se presentan en las edificaciones bajo la acción de los sismos son debido a que los sistemas de resistencia a la fuerza lateral vertical (SRFLV) convencionales, están diseñados para disipar la energía sísmica a través de las deformaciones inelásticas en sus elementos estructurales (daños permanentes) lo cual puede comprometer la estabilidad de las estructuras. En efecto, los pórticos resistentes a momento (PRM) se diseñan para que las rotulas plásticas se presenten en los extremos de las vigas, las cuales no son reemplazables sin interrumpir la operación de la estructura, por otra parte, cuando son diseñados los pórticos de acero arriostrados concéntricos (PAC "X ó V") se busca que la disipación de energía sísmica se presente en las riostras a través del pandeo de los elementos a compresión y la deformación inelástica axial de los elementos a tensión, ver Figura 4 [15].

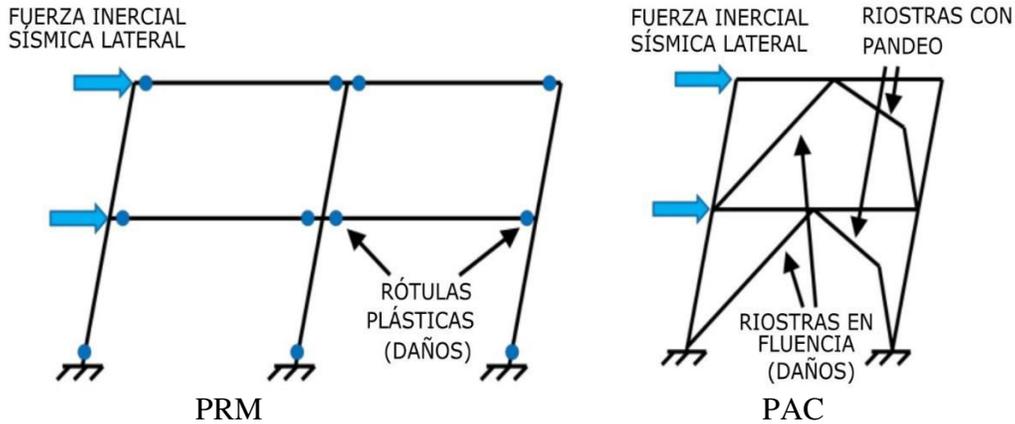


Figura 4 Pórticos resistentes a momento (PRM) y Pórticos arriostrados concéntricos (PAC) [15].

## 2.2 Rol de los diafragmas en las estructuras

Las cargas en una estructura se pueden presentar de dos formas diferentes principalmente, como las cargas gravitacionales (muertas y vivas) y como cargas horizontales (viento, sismos, etc) las cuales son definidas en las normas para construcción y requeridas para el diseño estructural de las edificaciones. Con el objeto de conocer el comportamiento de las estructuras ante las cargas a las sometidas, es necesario establecer cual es el patrón cual es ilustrado en la Figura 5.

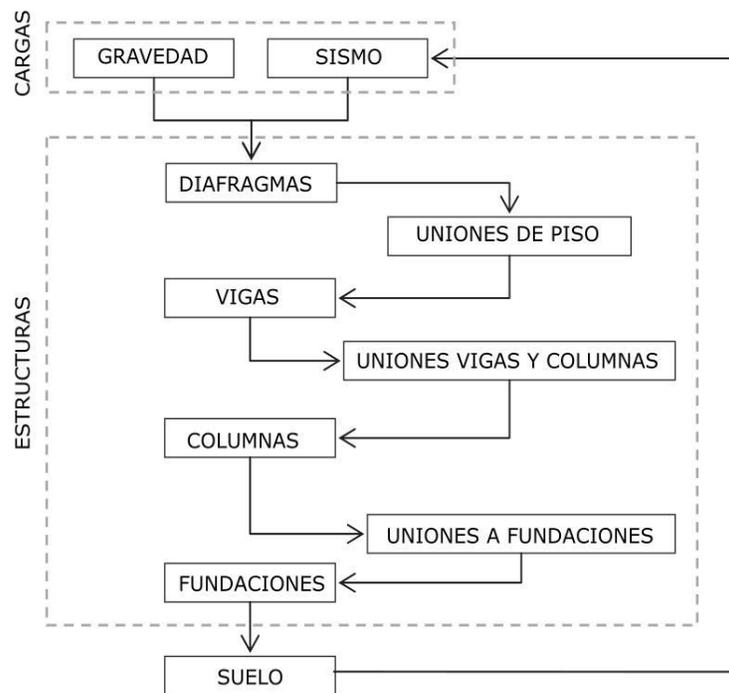


Figura 5 Patrón de cargas en las estructuras [17].

Dentro de las cargas laterales se resaltan la influencia de las cargas sísmicas en la estructura lo cual es objeto de esta investigación. Todas las estructuras que son diseñadas para resistir cargas sísmicas deben de poseer la capacidad de transferir todas las fuerzas inerciales a través de la estructura hasta las cimentaciones de una forma adecuada, sin que se vea interrumpida (ver Figura 5). La transferencia de las fuerzas inerciales es afectada directamente por las propiedades mecánicas y geométricas del sistema estructural, que normalmente fallan por la incapacidad de que los componentes estructurales trabajen simultáneamente en la resistencia de las fuerzas laterales [17].

Uno de los principales componentes estructurales dentro de una edificación son los diafragmas, los cuales usualmente son interpretados como miembros estructurales que transfieren las cargas gravitacionales a los elementos principales de la edificación e interactúan de forma directa con los otros componentes de la misma, lo anterior se ilustra en la Figura 6 [18]. Los diafragmas en las estructuras cumplen diferentes roles cuando se trata de resistir las cargas gravitacionales y/o laterales a continuación se mencionan algunos de sus principales funciones:

- **Transferir fuerzas laterales a elementos verticales del sistema de resistencia lateral vertical:** Convencionalmente en los sistemas de piso se concentra la mayor parte de la masa de las estructuras, por lo tanto es allí donde se presentan los mayores valores de fuerzas inerciales importantes que son transferidas al sistema de resistencia de fuerza lateral vertical [19].
- **Resistir cargas verticales:** los sistemas de piso usualmente son componentes estructurales que son utilizados para servir como espacios de almacenamiento, sitios de reunión o como cubiertas por lo cual son sometidos a cargas gravitacionales (Viva, Muertas o presión del viento).
- **Proporcionar soporte lateral a elementos verticales:** Los sistemas de piso tiene la característica de resistir cargas axiales y de restringir el pandeo lateral de los elementos de resistencia gravitacional verticales lo cual mejora el desempeño de la edificación ante cargas laterales [20].
- **Transferencia de fuerzas a través del diafragma:** Los sistemas de piso deben diseñarse actualmente para tener la capacidad de distribuir todas sus fuerzas internas inducidas por las fuerzas laterales al sistema de resistencia lateral vertical [19].
- **Soporta cargas de suelo:** Cuando la cota del terreno es superior a los niveles de la estructura puede presentarse presión ejercida por el suelo en el exterior de esta, por lo tanto, los diafragmas deben diseñarse para resistir la compresión debida a ello [18].

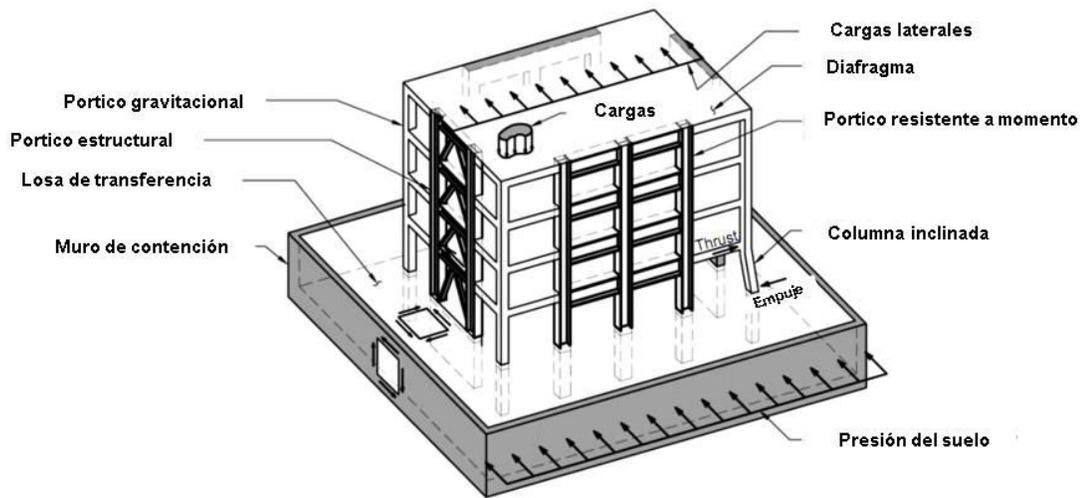


Figura 6 Roles de los diafragmas y patrón de transferencia de cargas [18].

La capacidad, rigidez y la respuesta estructural de los diafragmas de sección compuesta depende de cada uno de sus componentes. Los cuales son la losa (lamina colaborante ó losa compuesta), las cuerdas (superior e inferior), los elementos colectores y los conectores de cortante que unen la lamina colaborante llena de concreto con la estructura metálica (vigas principales y secundarias). los diafragmas usualmente son idealizados como una viga de sección I simplemente apoyada (ver Figura 7 y Figura 8), donde los apoyos representan el sistema de resistencia a fuerzas laterales vertical (SRFLV), tales como muros ó pórticos arriostrados, la aleta superior e inferior de la sección son llamadas cuerdas, y el alma representa la losa en la cual se concentra la resistencia al corte del diafragma [18]. Cada uno de los componentes estructurales que se mencionaron anteriormente fueron calculados para el ejemplo de aplicación desarrollado y es acorde a ASCE7-16 y se presentan en el Anexo B: Diseño estructural del diafragma.

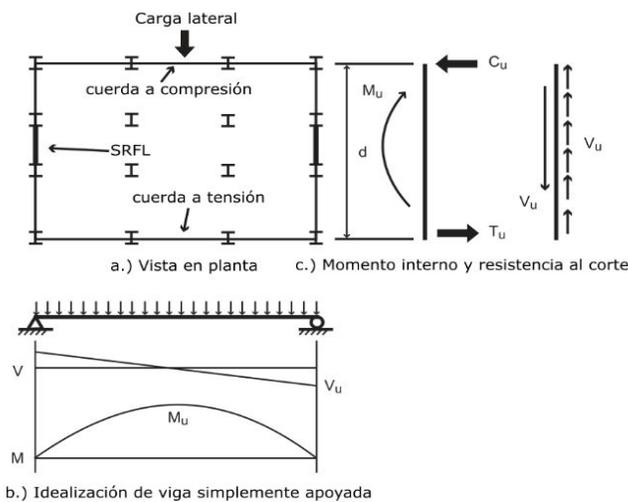


Figura 7 Idealización del diafragma como vigas [18].

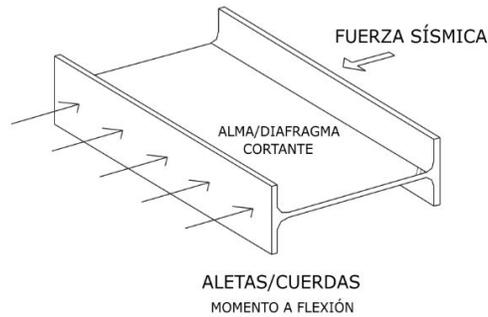


Figura 8 Analogía de viga para diafragma horizontal [17].

Los diafragmas y los sistemas de resistencia de fuerza lateral vertical (SRFLV) usualmente poseen rigideces diferentes, si estos son conectados en una estructura con elementos deformables se producen movimientos relativos entre ellos [4]. Los elementos deformables sirven como fusibles y concentran el daño inducido por los sismos reduciendo la demanda de cortante en el SRFLV y mejorando la respuesta estructural [6]. En los sistemas de resistencia de fuerzas gravitacionales vertical (SRFGV) usualmente se concentran la mayor masa de las estructuras, por esta razón son la mayor fuente de las fuerzas inerciales que actúan durante un evento sísmico [13]. Georgios Tsampras desarrolló una investigación acerca de una conexión deformable entre el diafragma y el SRFLV (ver Figura 9), la cual limita las fuerzas inerciales transferidas del diafragma al SRFLV y reduce las aceleraciones en el diafragma. La conexión deformable (ver Figura 10) posee dos tipos de componentes: el componente histerético de resistencia limitada el cual transfiere las fuerzas laterales en el plano del diafragma al SRFLV y provee estabilidad al SRFGV, este componente histerético posee la característica de permitir el movimiento horizontal relativo, ya que se extiende y retrae bajo las cargas sísmicas. El otro es un componente de soporte lateral el cual sirve como restricción o tope fuera del plano del SRFLV sin una deformación significativa debida a la compresión, a su vez este soporte debe permitir el desplazamiento en la dirección de acción de la conexión deformable con una baja rigidez a cortante [20].

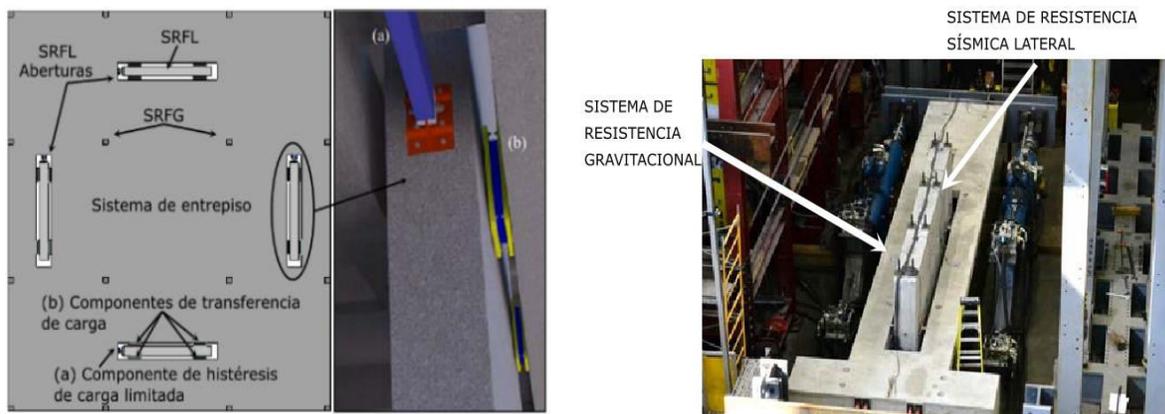


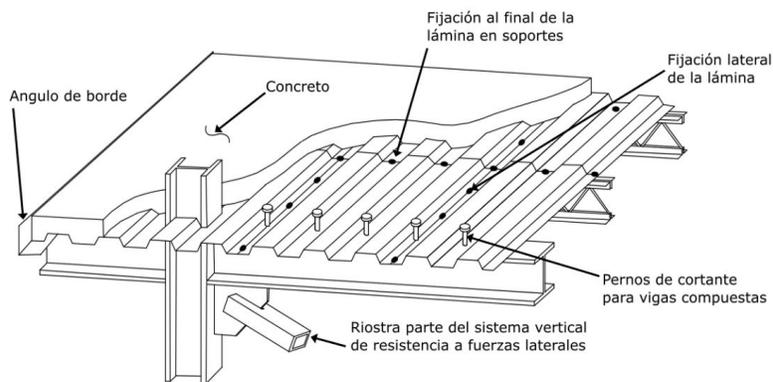
Figura 9 Configuración experimental en el sitio del equipo NEES @ Lehigh [20].



Figura 10 Conexión deformable [20].

Los resultados de la investigación desarrollada por Georgios Tsampras fueron positivos en cuanto al uso de conexiones deformables entre la losa y el SRFLV en estructuras de concreto (losa maciza y muros de cortante) puesto que se observó una mejora significativa en la respuesta estructural del prototipo evaluado.

Continuando bajo la misma tendencia de investigación desarrollada por Skinner y Tsampras en este trabajo se busca explorar las ventajas y desventajas en la respuesta estructural de las estructuras metálicas que poseen dispositivos de disipación de energía entre los diafragmas de sección compuesta y los sistemas de resistencia de fuerzas laterales verticales (PAC-X, PAC-V). A diferencia de los diafragmas monolíticos en concreto, los diafragmas de sección compuesta poseen diferentes componentes estructurales que determinan su comportamiento ante las cargas (verticales y/o horizontales) estos componentes son ilustrados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Dentro de estos componentes se resalta los pernos de cortantes los cuales conectan la lamina colaborante llena de concreto con las vigas del entrepiso permitiendo que se comporten de forma monolítica ante la acción de las cargas [21], O'Brien estudio precisamente el comportamiento de los diafragmas de sección compuesta bajo cargas y propuso otra forma de estimación de la capacidad y la rigidez lateral en estos tipos de diafragmas lo cual fue usado en esta investigación.



COMPONENTES DE UN DIAFRAGMA DE SECCIÓN COMPUESTA

Figura 11 Componentes de un diafragma de sección compuesta [21].

## 2.3 Sistemas estructurales autocentrantes

A diferencia de la filosofía de diseño convencional la cual busca principalmente salvaguardar las vidas humanas la filosofía de diseño de sistemas estructurales autocentrantes (SEA) además de buscar proteger las vidas humanas tiene como objetivo conseguir estructuras con amortiguamiento histéretico estable y reducir o eliminar el daño acumulado en los principales elementos estructurales (Chancellor et al. 2014). Debido a lo anterior se logra reducir los costos de reparación estructural y el tiempo de inactividad operacional posterior a los eventos sísmicos.

Con los SEA se pretende encontrar un equilibrio entre la seguridad estructural y los costos de reparación de las estructuras durante y después de un evento sísmico, esto se logra reduciendo las derivas residuales de los diferentes niveles de la edificación debido a la capacidad de los SEA de retornar a la estructura a su estado original [22]. La respuesta sísmica de un sistema estructural autocentrante se caracteriza típicamente por un comportamiento histéretico tipo bandera, el cual puede alcanzarse ya sea con materiales con memoria de forma ó con un híbrido de una respuesta elástica bilineal (cables) y una respuesta elastoplástica de disipadores pasivos de energía obteniendo un desplazamiento residual cero [10] los cuales se ilustran en la Figura 12.

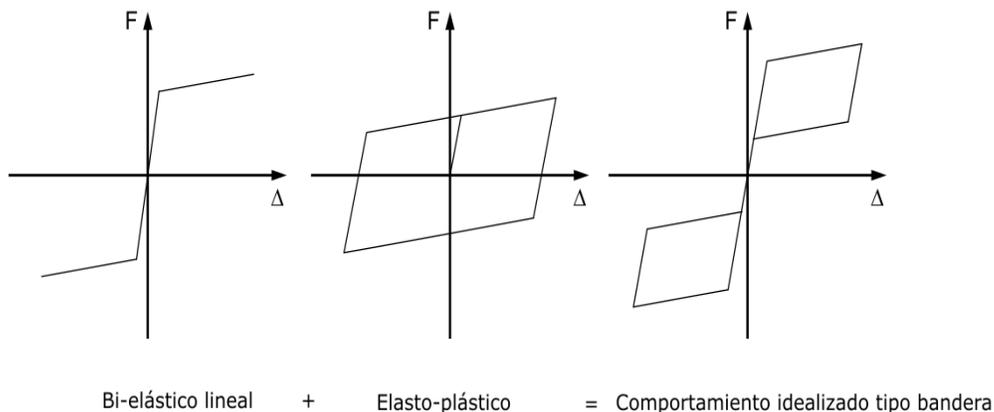


Figura 12 Respuesta de histéresis de forma idealizada tipo bandera [10].

Con el objetivo de ilustrar el concepto anteriormente explicado se presenta un SEA que consiste en un pórtico dual arriostrado como lo muestra la Figura 13, el cual posee los componentes básicos (elemento estructural con una alta capacidad elástica y disipadores de energía) para poder lograr el comportamiento histéretico tipo bandera buscado. Como estructura general se tiene un pórtico que es esencialmente elástico y que se deforma a la hora de la excitación de las cargas sísmicas (M. Eatherton et al., 2010). Este sistema posee unos fusibles tipo mariposa que son los encargados de absorber la energía y están distribuidos de tal forma de que unan los dos pórticos, también cuenta con un cable postensado que es el que brinda la característica de retornar a su estado original después de una deformación elástica o inelástica del pórtico, en la base se cuenta con unos amortiguadores que restringen el movimiento horizontal en las dos direcciones pero lo deja desplazarse de arriba hacia abajo, por lo tanto se puede levantar libremente desde sus apoyos, todos estos componentes son los que presentan este sistema de

doble pórtico arriostrado el cual ha logrado demostrar que ante eventos sísmicos es capaz de soportar y disipar toda la energía que se presenta en cada uno de los niveles de la estructura [23].

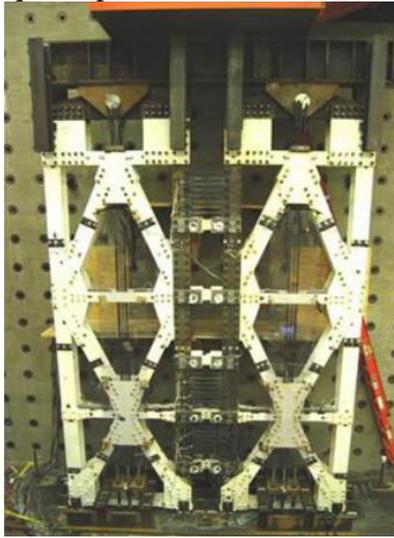


Figura 13 SEA-Configuración de doble pórtico [2].

En la literatura también se encuentra otros tipos de SEA en el sistema de resistencia de fuerzas laterales verticales como el arriostramiento en cuadrilátero que utiliza aleaciones de memoria de forma (AMF), el cual brinda la capacidad de que los elementos con esta característica retornen a su estado original después de haber sido expuestos a esfuerzos de poca o gran magnitud [24], lo anterior se aplica en este sistema de pórticos arriostrados, el cual consta de varios elementos que le permiten soportar tanto la carga vertical como la carga horizontal a la que están expuestos los edificios. En el modelo que se muestra a continuación se obtiene una configuración de unos perfiles metálicos que juntos forman el cuadrilátero que conforman en alma fundamental del sistema Figura 14a, adicional a esto lo complementan los cables que tienen las propiedades del AMF y son los encargados de retornar el sistema a su estado original, pero también se cuenta con unos amortiguadores o disipadores tipo C, los cuales son los encargados de disipar toda la energía a la que está expuesta la configuración Figura 14 [25].

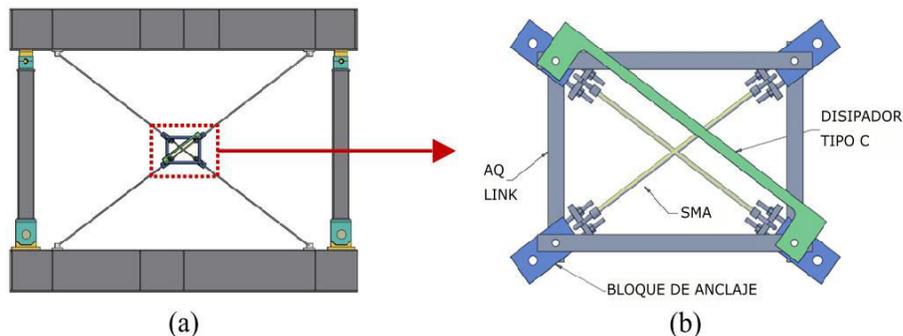


Figura 14 SEA - Pórtico de acero arriostrado concéntricamente a tensión [25].

Otra solución particular de los SEA son los muros estructurales con capacidad de autocentrarse, los cuales son perfectos para zonas de alta demanda sísmica debido a que posee alta resistencia, rigidez inicial, ductilidad y flexibilidad proporcionando una alta capacidad de disipación de

energía [26]. Esta solución estructural está compuesta por un pórtico que se encuentra conectado mediante conexiones resistentes a momentos pero que a su vez tiene la capacidad de deformarse debido a la gran capacidad elástica de los cables postensados que se encuentran a lo largo de las vigas como se muestra en la Figura 15 Cuando las deformaciones inelásticas se presentan en los muros, influyen de manera directa en la tensión de los cables postensados, pues son estos que retornan los muros a su estado original sin ver afectado directamente el pórtico que este compone [27].

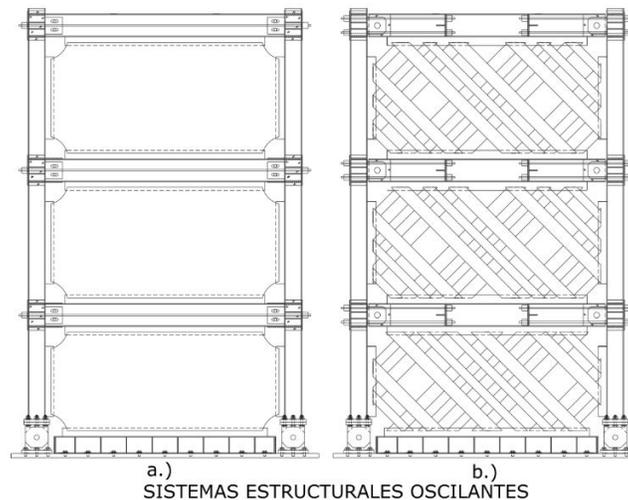


Figura 15 SEA - Pórtico estructurales oscilantes-Muros en láminas de acero [27].

Las conexiones de este sistema estructural están diseñadas para proporcionar tensión y disipación de energía mediante el mecanismo de rotulas de flexión axial en la unión de viga-columna, durante la oscilación lateral, la viga oscila alrededor de sus aletas, formando un espacio entre el extremo de la viga y la cara de la columna, conocida como “descompresión”, después de esta etapa de “descompresión” es cuando los cables postensados cumplen su función de restaurar la estructura y llevarla a su configuración original como se muestra en la Figura 16 [26].

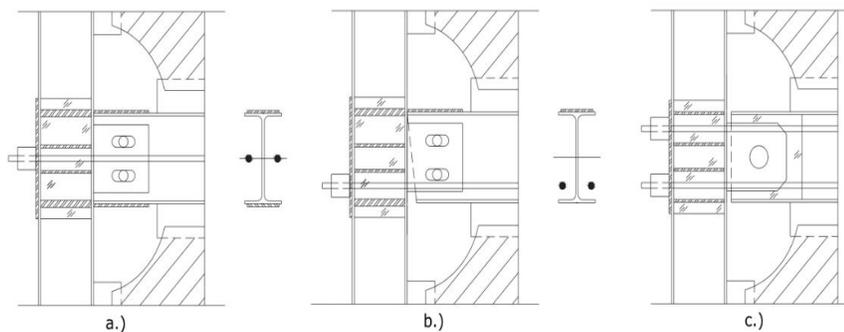


Figura 16 SEA - Pórtico estructural oscilante-conexiones [26].

Debido a los problemas estructurales en los muros de cortante tradicionales que se presentan en forma de flexión y cortante, así como también fractura y pandeo en barras de refuerzo [28]. Se han planteado los muros a cortante como sistemas estructurales autocentrantes el cual consiste en muros en concreto prefabricado que poseen unos orificios a lo largo del elemento, en los cuales se introducen una serie de cables postensados y de los cuales se dejan libres, es decir, no se les

introduce lechada ni ningún otro elemento que permita la unión entre el muro prefabricado y los cables postensados así como lo muestra la Figura 17, es gracias a esta falta de adherencia que no se presenta daño en el hormigón a través de la transferencia de cargas a tensión [29]. Estos muros han sido estudiados tanto experimentalmente como analíticamente por varios investigadores y se ha demostrado que tiene una excelente capacidad de autocentrado, sin embargo, hay información limitada sobre este mecanismo de autocentrado y los parámetros que lo controlan. [28].

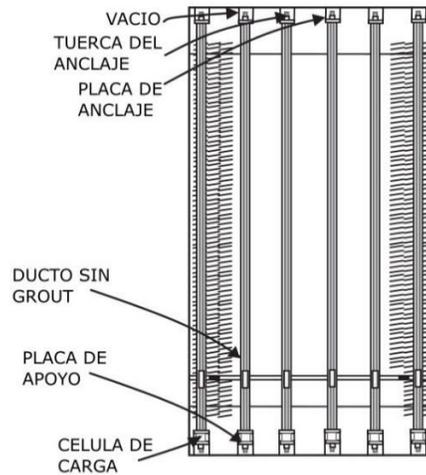


Figura 17 SEA - Muros de cortante de concreto postensado [28].

Otro SEA de muros de cortante de hormigón armado se ilustra en la Figura 18 donde se busca dar solución a las grietas que se presentan en las esquinas de los muros de cortante convencionales debido a toda la energía sísmica que disipadan allí [30]. Este SEA, además de permitir la oscilación del elemento estructural ante una sollicitación sísmica, el reemplazo de los dispositivos de disipación de energía sísmica que utiliza se puede realizar de una manera fácil, efectiva y económica. El sistema estructural autocentrante consiste en instalar dispositivos de resorte de disco en las dos esquinas inferiores del muro los cuales previenen el aplastamiento y la fractura del hormigón. Los resortes de disco combinados en el interior del dispositivo se utilizan para proporcionar fuerza de restauración que puede reducir o incluso eliminar la deformación residual de los muros después de un evento sísmico, obteniendo así un comportamiento histeretico tipo bandera [31].

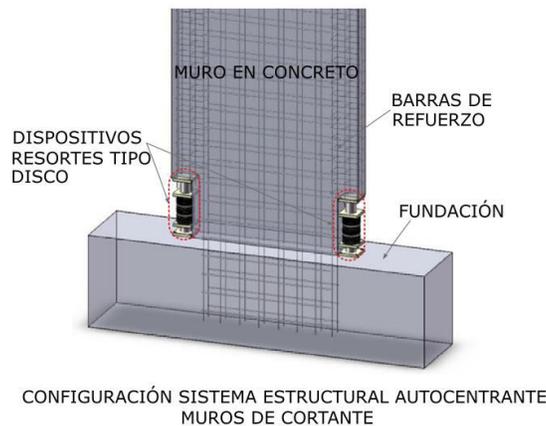


Figura 18 SEA - Muros de cortante de concreto reforzado [31].

Para este caso en especial se muestra una estructura que incluye pórticos de hormigón autocentrante con columnas con conductos para los cables postensados que se colocaron en el centroide de la sección transversal a lo largo de las columnas, todo esto con el fin de que cuando la estructura este expuesta a una carga cíclica sea el cable quien se elongue y retorne el elemento estructural a su posición original [32]. En las columnas se dispusieron de ranuras para disminuir la rigidez de la sección trasversal para lograr controlar el modo de falla estructural, en estas ranuras se expusieron los refuerzos longitudinales de las columnas ya que estos ayudan a disipar la energía que se producen en los sismos, obteniendo de esta manera un sistema híbrido que garantiza la estabilidad de la estructura ver Figura 19 [33].

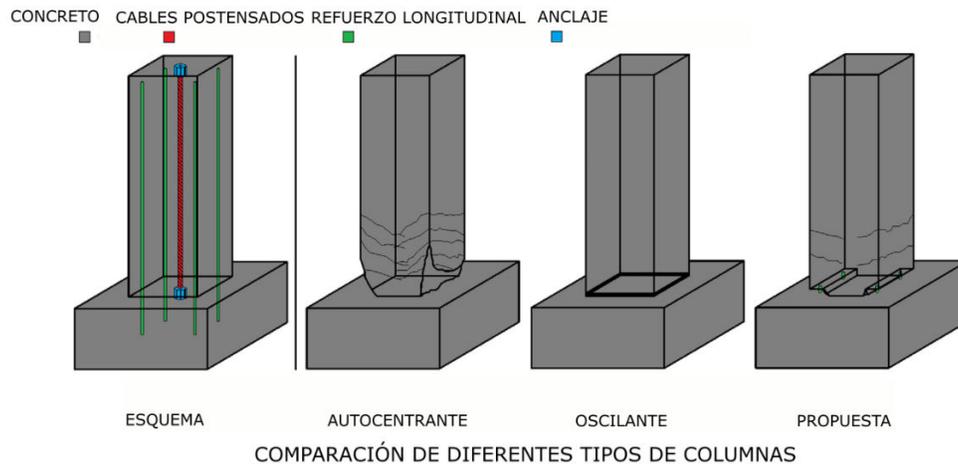


Figura 19 SEA - Agrietamiento del concreto en esquinas de las columnas [32].

### 3. Selección y diseño del prototipo

En el capítulo 9 de esta investigación se presenta el diseño estructural basado en el ASCE7-16 de una estructura metálica aporricada arriostrada concéntrica en sus dos direcciones con arriostramiento tipo PAC-X ó PAC-V invertida, la estructura posee las siguientes dimensiones, 18 metros en su lado transversal, 54 metros longitudinalmente y 4 metros de altura (un piso), La cubierta es una sección compuesta que tiene un área de 972 m<sup>2</sup> Ver Figura 89. Las columnas de la estructura están separadas a 6 metros y cumplen diferentes roles de acuerdo con su posición, las columnas internas solo se consideran como parte del sistema de resistencia gravitacional y las columnas perimetrales alrededor de los arriostramientos inciden en la resistencia lateral de la edificación, todas las columnas son pinadas en su base. Con los resultados obtenidos del diseño estructural se determinó las propiedades geométricas y mecánicas del sistema de resistencia lateral vertical (riostros) y el diafragma en sección compuesta, lo cual es necesario para determinar la resistencia y rigidez inicial de estos componentes estructurales. Uno de los alcances principales de este estudio es precisamente comparar una estructura metálica convencional como la anteriormente descrita con una estructura que posea disipadores de energía sísmica tipo mariposa entre el diafragma y el sistema de resistencia lateral, por lo cual se evaluo un prototipo simplificado en OpenSees que posee un sistema estructural autocentrante, el cual esta

conformado por cuatro componentes estructurales principales los cuales son SRFLV, diafragma de sección compuesta, cables como elementos de restauración y fusibles ó dispositivos tipo mariposa. Con el objetivo de explicar cuáles son los estados límites de cada uno de los componentes estructurales del prototipo seleccionado se desarrolla este capítulo, en el cual se presentan los valores mínimos y máximos de cada una de las variables que la definen el prototipo.

### 3.1 Componentes estructurales del prototipo y propiedades de resorte no lineales

#### 3.1.1 Modelo de fractura de sistema de resistencia lateral vertical

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) se encuentran entre las estructuras de acero más comunes para resistir cargas sísmicas en regiones de alta demanda sísmica, un claro ejemplo de estos se presenta en la

Figura 22 en el cual se observa claramente dos tipos comunes de arriostramientos concéntricos. Los pórticos con arriostramiento concéntrico (CBF) están diseñados elásticamente como un sistema estructural vertical para resistir cargas laterales a través de los elementos estructurales que trabajan bajo carga axial. El enfoque explícito de diseño de las estructuras por capacidad se ha incorporado completamente en las más nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, En el AISC 341-10 se aborda el procedimiento para calcular el comportamiento inelástico de los SCBF [34].

En SCBF, las riostras son los componentes clave en las estructuras para incrementar la rigidez lateral y para disipar la energía sísmica entrante durante fuertes movimientos del suelo. El comportamiento inelástico bajo cargas cíclicas inversas son los puntos de partida para comprender el análisis y diseño de SCBF. La Figura 20 traza un comportamiento típico inelástico de una sola riostra de acero bajo una carga cíclica [34]. Sus características típicas no lineales, son el límite de fluencia a la tensión, pandeo por compresión y degradación de la resistencia al pandeo posterior o post pandeo [34].

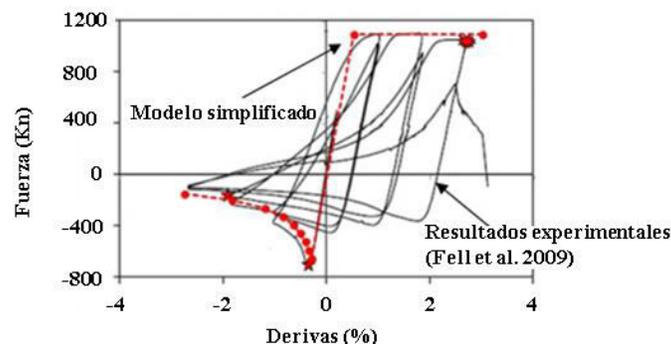


Figura 20 Comportamientos inelásticos de riostras de acero individuales bajo cargas cíclicas [34].

Un modelo matemático simplificado, que se muestra en la Figura 20Figura 21, se utiliza para describir el comportamiento inelástico de una riostra de acero bajo fuerzas axiales, la riostra de acero tiene una respuesta elástico-plástico bilineales con límite elástico  $F_y \cdot A_g$ , donde  $F_y$  = tensión de fluencia y  $A_g$  = área bruta. Bajo fuerza de compresión, la resistencia a la degradación de la riostra de acero es  $P_c = (\delta_{cy} / \delta_c)^{2/3} (P_{cr})$  después del pandeo por compresión, donde  $P_{cr}$  = resistencia al pandeo por compresión y está determinada por la tensión de pandeo  $F_{cr}$  y  $A_g$ ;  $\delta_c$  = desplazamiento axial en compresión; y  $\delta_{cy}$  = desplazamiento axial cuando se pandea. Existen tres estados críticos ó límites, es decir, Estado A, Estado B y Estado C. El Estado A es la resistencia al pandeo por compresión, el estado B es la deformación axial por fuerza de tensión, y el estado C es el 30% de resistencia post-pandeo. Este modelo simplificado se basa en resultados experimentales generales y curvas de capacidad desarrolladas en base a ellas, las comparaciones incluidas en la Figura 20 muestran que el modelo simplificado coincide de buena manera con la envolvente de prueba [34].

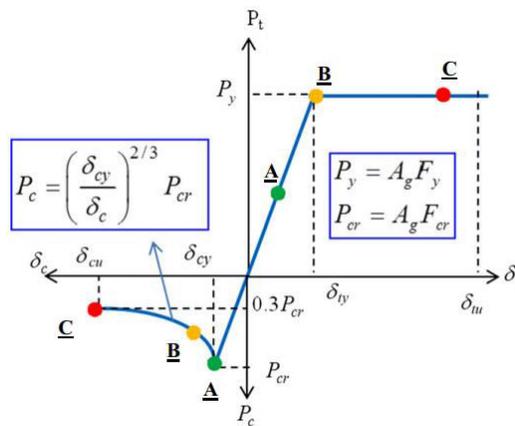


Figura 21 Modelo simplificado para riostras de acero sometidas a tensión y compresión [34].

A continuación se presentan las ecuaciones generales para el cálculo de los diferentes estados del sistema de resistencia lateral vertical los cuales se extraen de [34].

**Estado A:** Resistencia al pandeo por compresión

$$P_c = \left( \frac{\delta_{cy}}{\delta_c} \right)^{\frac{2}{3}} P_{cr} \quad \text{Ec. 1}$$

**Estado B:** Fuerza de tensión

$$P_y = f_y A_g \quad \text{Ec. 2}$$

**Estado C:** Resistencia post-pandeo

$$P_c = 0.30 F_{cr} A_g \quad \text{Ec. 3}$$

Las ecuaciones 4 y 5 representan el cálculo de la fuerza cortante y la deriva de piso correspondientemente, teniendo en cuenta los valores de: L que es igual a la longitud del elemento a utilizar, H la altura de piso y L vano la separación de las columnas.

$$V_i = (P_{ci} + P_{ti}) \cos\theta \quad \text{Ec. 4}$$

$$\Delta_i = \delta t_i / \cos\theta \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

$\Delta_i$  Deriva de piso de cada nivel independiente

$V_i$  Fuerza cortante de cada nivel independiente

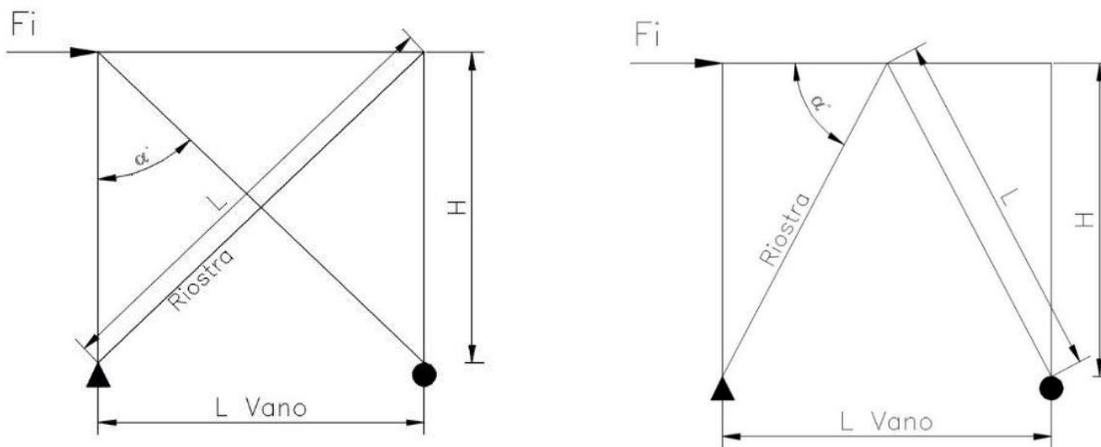


Figura 22 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntricamente) - Niveles [X y V].

$$P_y = F_y A_y \quad \text{Ec. 6}$$

$$V_A = 1123 \cdot \lambda_e^{-1.907} \text{ kN} \quad \text{Ec. 7}$$

$$V_B = 1.0139 \cdot V_A \quad \text{Ec. 8}$$

$$V_C = 0.6872 \cdot V_A \quad \text{Ec. 9}$$

$$V_F = 0.0 \quad \text{Ec. 10}$$

$$P_{cre} = \pi EI / (KL)^2 \quad \text{Ec. 11}$$

$$\lambda_e = \sqrt{P_y / P_{cre}} \quad \text{Ec. 12}$$

$$D_A = \left(\frac{F_y}{E}\right) \left(\frac{L}{\cos\theta}\right) \cdot \begin{cases} 0.658\lambda_e^2, & \lambda_e \leq 1.5 \\ 0.877\lambda_e^{-2}, & \lambda_e > 1.5 \end{cases} \quad \text{Ec. 13}$$

$$D_B = \left(\frac{F_y}{E}\right) \left(\frac{L}{\cos \theta}\right) \quad \text{Ec. 14}$$

$$D_C = (0.3)^{-1.5} D_A \quad \text{Ec. 15}$$

$$D_F = D_B - V_B \frac{D_C - D_B}{V_C - V_B} \alpha, \alpha = 1.0 \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

- $\alpha$ : Constante igual a 1
- $D_A$ : Desplazamiento debido a la fuerza cortante que induce la falla por compresión del arriostramiento
- $D_B$ : Desplazamiento debido a la fuerza cortante que induce la falla por tensión del arriostramiento
- $D_C$ : Desplazamiento debido a la fuerza cortante que induce la falla por post-pandeo del arriostramiento
- $D_f$ : Desplazamiento de colapso posterior a la rigidez negativa
- $\lambda_e$ : Esbeltez del arriostramiento
- $V_C$ : Fuerza cortante que induce al arriostramiento la falla por post-pandeo
- $V_B$ : Fuerza cortante que induce el arriostramiento al fallo por tensión
- $V_A$ : Fuerza cortante que induce la falla por compresión del arriostramiento
- $L$ : Longitud del elemento
- $F_y$ : Límite de fluencia
- $E$ : Módulo de elasticidad
- $K$ : Rigidez
- $\theta$ : Ángulo de inclinación del arriostramiento

Los valores se pueden tomar de las ecuaciones anteriores o de una distribución normal con media y desviación estándar de la Tabla 1. Estos valores fueron tomados de los perfiles tubulares presentados en el manual de construcción del AISC, en la Figura 23 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntricamente) - Niveles [X y V]. se muestra el modelo de fractura de la media de la Tabla 1.

Sistema de resistencia lateral vertical-Variables independientes					
Variable	Mín	Máx	Media	Coficiente de variación	Desviación estándar
$\lambda_e$	0.249	2.301	0.975	0.538	0.52

Tabla 1 Propiedades mecánicas del sistema de resistencia lateral vertical

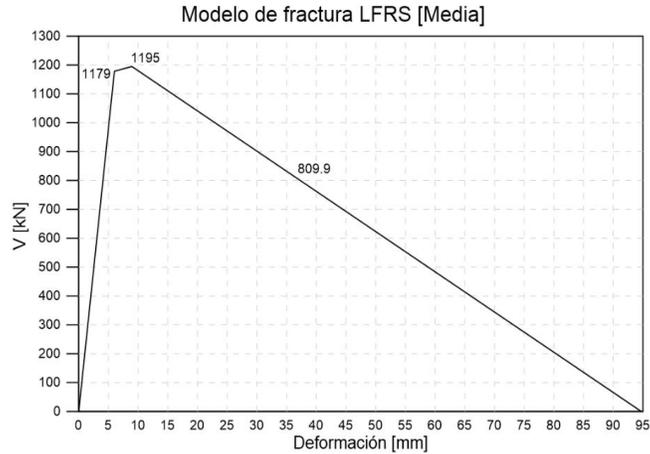


Figura 23 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntricamente) - Niveles [X y V].

En la Tabla 2 Datos de entrada para el SRLV que se muestra a continuación se evidencia los datos de entrada que se deben tener en cuenta para el cálculo del modelo de fractura del SRLV del prototipo.

DATOS DE ENTRADA	
L (mm):	4520
$F_y$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	0,317
E (kN/mm <sup>2</sup> ):	199,96
Ang:	36,8
$\alpha$ :	1

Tabla 2 Datos de entrada para el SRLV

Al utilizar las ecuaciones presentadas este estudio desde Ec. 6 hasta la Ec. 16 se obtienen los resultados de la Tabla 3 y Tabla 4; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, con lo cual se ilustra el comportamiento mínimo y máximo del SRLV.

Rango (Mín)			
$V_o$ (kN)=	0,000	$D_o$ (mm)=	0
$V_A$ (kN)=	1,000	$D_A$ (mm)=	1
$V_B$ (kN)=	1,014	$D_B$ (mm)=	1,027
$V_C$ (kN)=	0,687	$D_C$ (mm)=	6,086
$V_F$ (kN)=	0,000	$D_F$ (mm)=	16,73

Tabla 3 Rango mínimo.

Rango (Max)			
$V_o$ (kN)=	0	$D_o$ (mm)=	0
$V_A$ (kN)=	1	$D_A$ (mm)=	1
$V_B$ (kN)=	1,0139	$D_B$ (mm)=	6,037
$V_C$ (kN)=	0,6872	$D_C$ (mm)=	6,086
$V_F$ (kN)=	0	$D_F$ (mm)=	6,188

Tabla 4 Rango máximo.

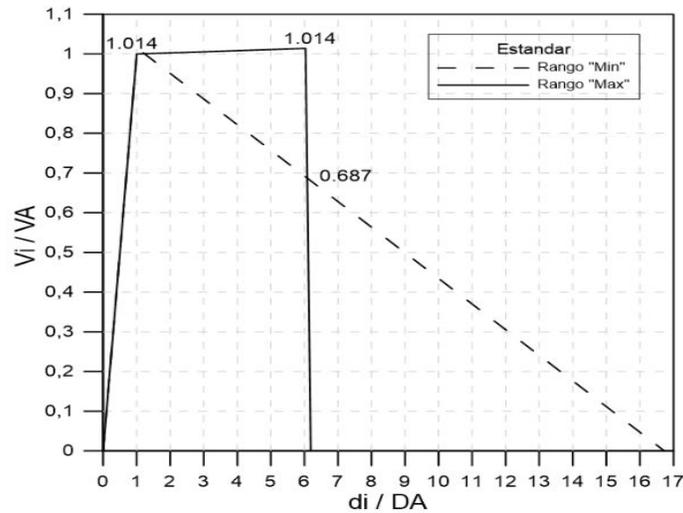


Figura 24 Sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (Pórtico arriostrado concéntrico) - Niveles [X y V].

### 3.1.2 Modelo del diafragma de sección compuesta

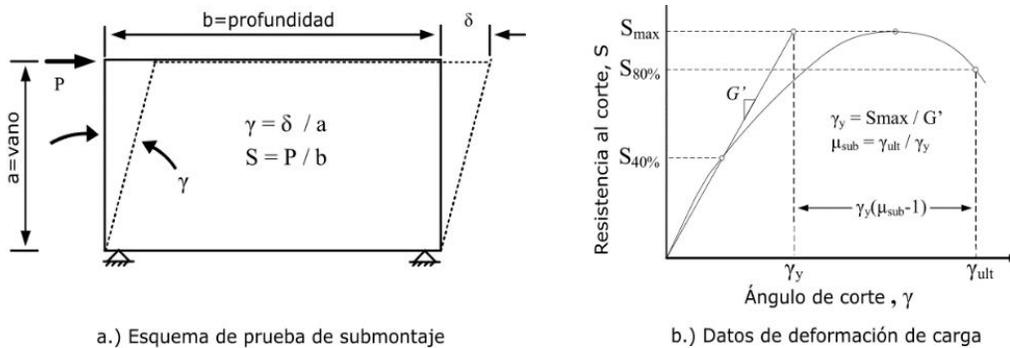
Si se desea analizar un modelo de fractura de un diafragma es necesario tener en cuenta los factores de reducción ( $R_s$ ) de la fuerza horizontal al interior de ellos, esto se resalta debido a que los diafragmas son diseñados convencionalmente como sistemas de resistencia gravitacional, pero también tienen la capacidad de disipar energía en su interior. La NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program NEHRP, 2015) en la sección 12.10.3 establece disposiciones alternativas para diafragmas que incluyen componentes estructurales tales como cuerdas y colectores los cuales son los encargados de la transferencia de las fuerzas inerciales al sistema de resistencia a fuerzas laterales verticales (NEHRP, 2015). Uno de los métodos más aceptados para establecer la capacidad de un diafragma es el de fuerza versus desplazamiento con los cuales se han establecido los factores de desempeño sísmico para el diseño estructural de los mismos. Este método empleado por O'Brien para calcular la capacidad y rigidez de diafragmas de sección compuesta utilizado en este trabajo y el cálculo del diseño del diafragma para el prototipo seleccionado se presenta en el Anexo B: Diseño estructural del diafragma.

- Resistencia y rigidez del diafragma de sección compuesta

Los prototipos utilizados para calcular los factores de reducción de fuerza de diseño del diafragma fueron todos ensayados en una configuración de prueba en voladizo [35]. Los parámetros de carga-deformación de voladizos y el esquema de las pruebas se muestran en la Figura 25. Los ensayos consistieron en introducir cargas puntuales en los extremos libres de los diafragmas, creando un corte uniforme en toda la luz del diafragma, esta condición de carga da como resultado un ángulo de corte uniforme, asumiendo una flexión insignificante en las deformaciones. El ángulo de corte da la pendiente de la forma desviada y es definido como el desplazamiento del diafragma en el extremo libre dividido por el tramo del diafragma. Los cálculos del ángulo de corte suponen ángulos pequeños. La fuerza unitaria del diafragma es la carga aplicada dividida por la dimensión de profundidad del diafragma, la resistencia máxima,  $S_{max}$ , correspondiente a la carga máxima aplicada. La rigidez a cortante experimental,  $G'$ , se

define como la rigidez secante a través del primer punto de datos de carga-deformación al 40%  $S_{max}$ . El ángulo de corte de fluencia se define entonces como  $S_{max} / G'$ . La ductilidad del prototipo es la relación entre el último ángulo de corte definido como el ángulo de corte cuando la resistencia de la muestra se reduce al 80% de  $S_{max}$  [35].

En la FEMA P695 se describe procedimientos de análisis estático no lineal en los que la deformación máxima de un sistema se define al 20% de pérdida de resistencia de la resistencia máxima. Este último valor de deformación se considera una estimación conservadora de la capacidad de deformación última [36].



#### RESISTENCIA Y ÁNGULO DE CORTE

Figura 25 Resistencia y ángulo de corte en diafragma de sección compuesta [35].

La resistencia disponible frente al ángulo de corte teniendo en cuenta la relación de una prueba del prototipo de diafragma en voladizo se idealiza como bilineal como se puede observar en la Figura 26 y en la Figura 27 la primera línea seguirá  $G'$  hasta un punto de fluencia aproximado a una fuerza igual a  $\alpha S_{max}$ . La segunda línea continua desde este punto hasta la intersección de  $\gamma_u$  y  $S_{max}$ . Esta curva bilineal se usa luego para encontrar  $L_p/L$  para un modelo de diafragma. [35]. Este método es útil para la determinación de  $L_p$  a partir de los datos iniciales del prototipo en voladizo.

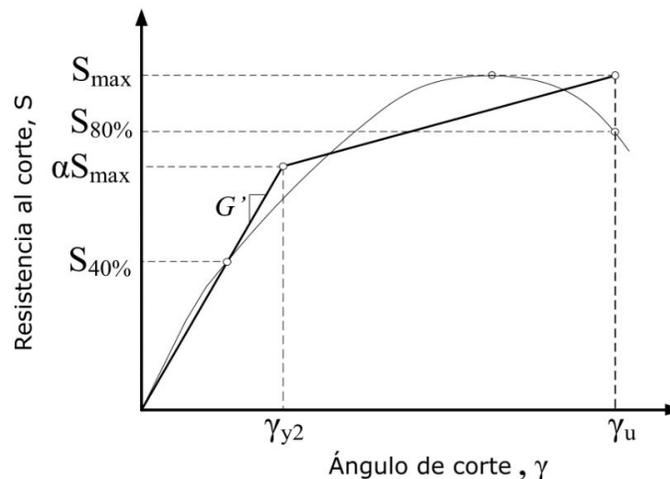


Figura 26 Aproximación de curva bilineal de datos de prueba en voladizo [35].

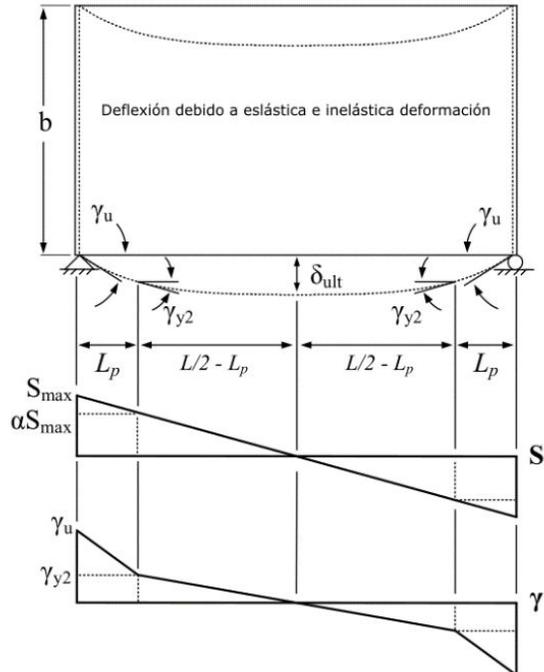


Figura 27 Modelo simplificado de diafragma simplemente soportado usando una curva bilineal aproximada [35].

El ASCE 41 proporciona los parámetros del modelo no lineal que definen la curva de capacidad por lo general definiendo los valores de  $d$ ,  $e$ , y  $c$  como se ilustra en la Figura 28. Para calcular la curva de capacidad es necesario conocer la rigidez inicial ( $G'$ ), la resistencia del diafragma o resistencia nominal ( $S_n$ ) y el valor de ( $R_\Omega$ ) que se obtiene de una base de datos experimentales ya que aún no ha sido definido en los códigos de diseño.

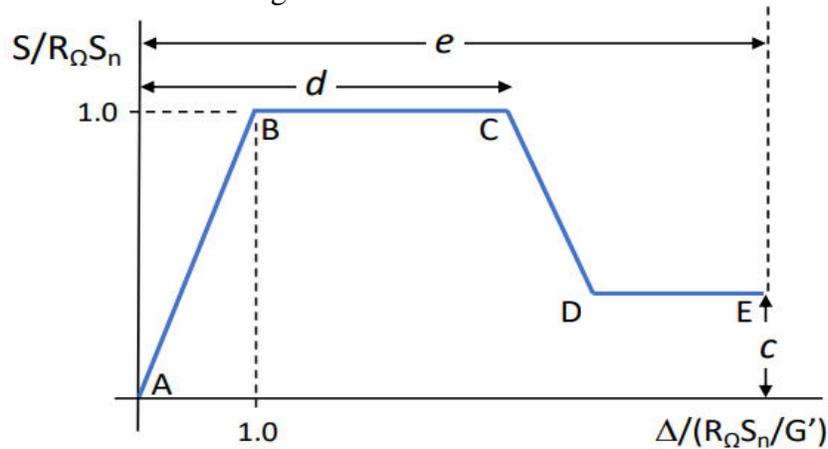


Figura 28 Curva del diafragma de sección compuesta normalizada.

$$Y_{in} = \frac{R_n S_n}{G'} \quad \text{Ec. 17}$$

$$\delta_{elastica} = \frac{S_{max} L}{4G'} = \frac{Y_y L}{4} \quad \text{Ec. 18}$$

$$\delta_{inelastica} = Y_{in} L_P \quad \text{Ec. 19}$$

$$\delta_{ult} = \frac{Y_y L}{4} + Y_{in} L_P \quad \text{Ec. 20}$$

Al obtener los valores de resistencia  $S_n$  y rigidez inicial  $G'$  se obtienen los valores de las coordenadas de B en la curva de capacidad. Para obtener los desplazamientos del punto d y e, se tomo como referencia la Tabla 5[37]. Para pernos de cortantes soldados sobre el elemento de soporte  $d= 8 Y$  y  $e=10 Y$  dado que  $\delta_{ult}$  es igual a la suma de la deformación elástica mas la deformación inelástica, se tiene que  $d= \delta_{elastica} + 7Y_i L_P$ . Para obtener el valor de la deformación en el punto D de la curva se tomó un valor adicional de 0.10 poco significativo en los resultados buscando que en la simulación no se tengan inconvenientes con pendientes infinitas. Por esta misma razón se tomo un incremento de 0,01 para calcular la fuerza  $F_2$ .

Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales-Diafragma de sección compuesta sin refuerzo en la parte superior						
Componente o acción	Parámetros de modelado			Criterio de aceptación		
	Rotación plástica (Ángulo, radio)		Relación de resistencia residual	Rotación plástica (Ángulo, radio)		
	<b>d</b>	<b>e</b>	<b>c</b>	<b>IO</b>	<b>LS</b>	<b>CP</b>
Resistencia a cortante de la sección con adición no estructural						
Cubierta soldada al soporte	8.0 yi	10.0 yi	0.4	2.0 yi	8.0 yi	10.0 yi
Pernos a cortante soldados a travez de la sección hasta el soporte	8.0 yi	10.0 yi	0.3	2.0 yi	8.0 yi	10.0 yi

Tabla 5 Parámetros de modelación y criterios para procedimientos no lineales [37].

Donde:

CP: Nivel de desempeño de prevención de colapso como se define en ASCE / SEI 41 Capítulo 2.

IO: Nivel de desempeño de ocupación inmediata como se define en ASCE / SEI 41 Capítulo 2.

LS: Nivel de desempeño de seguridad de vida como se define en ASCE / SEI 41 Capítulo 2.

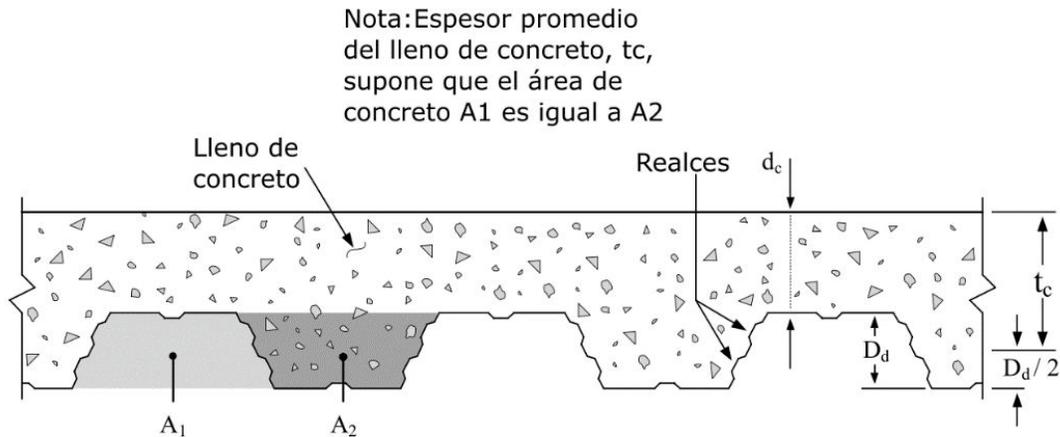


Figura 29 Perfil de lámina colaborante de concreto [35].

La Figura 29 ilustra la sección transversal de una sección compuesta y la definición de algunas variables geométricas que fueron utilizadas para el cálculo de la resistencia al corte nominal  $S_n$  y la rigidez del diafragma  $G'$ , el procedimiento y cálculo de  $S_n$  y  $G'$  son detallados en el Anexo B: Diseño estructural del diafragma, con los cuales se calcula las coordenadas de la curva de capacidad aproximada (Ver Figura 30) utilizando las ecuaciones presentadas a continuación (Ec. 21 a la Ec. 29) y sus resultados son presentados en la Tabla 6 y Tabla 7.

- $L_p = 0,1 L$  Ec. 21  
 $\delta_1$  (mm) =  $\delta_{1\text{elastico}}$  Ec. 22  
 $\delta_2$  (mm) =  $\delta_1 + 7 \gamma_i L_p$  Ec. 23  
 $\delta_3$  (mm) =  $\delta_1 + 7,1 \gamma_i L_p$  Ec. 24  
 $\delta_4$  (mm) =  $\delta_1 + 9 \gamma_i L_p$  Ec. 25  
 $F_1$  (kN) =  $V_n$  Ec. 26  
 $F_2$  (kN) =  $1,01 F_1$  Ec. 27  
 $F_3$  (kN) =  $0,3 F_1$  Ec. 28  
 $F_4$  (kN) =  $0,3 F_1$  Ec. 29

$R_\Omega$ :	1,5
$S_n$ (kN/m):	88,99
$G'$ (kN/m):	189695,12
$W$ (m):	18,00
$L$ (m):	54,00
$L_p$ (m):	5,4
$\gamma_i$ :	0,000704
$V_n$ (kN):	1601,79

Tabla 6 Datos de entrada

$\delta_1$ :elastico:	9,499
$\delta_2$ (mm):	36,098
$\delta_3$ (mm):	36,478
$\delta_4$ (mm):	43,697
$F_1$ (kN):	1601,79
$F_2$ (kN):	1617,80
$F_3$ (kN):	480,54
$F_4$ (kN):	480,54

Tabla 7 Resultados de desplazamientos y fuerzas

Modelo de fractura del diafragma [Patrick O'Brien]

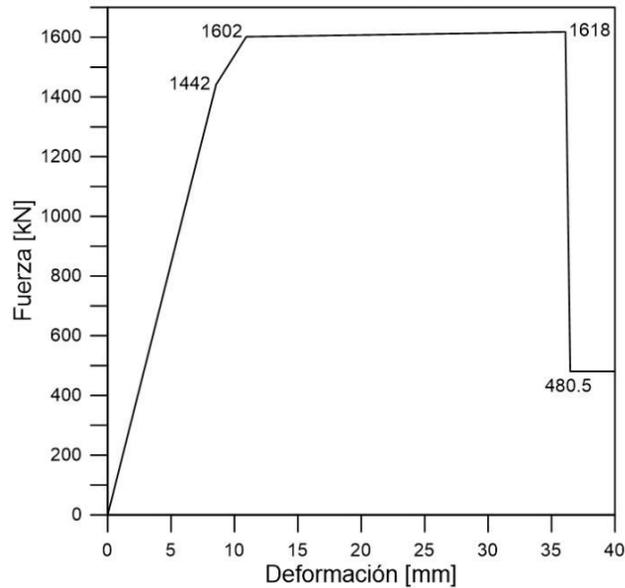


Figura 30 Modelo de fractura del diafragma.

### 3.1.3 Modelos de los cables postensados

Los cables postensados se han empleado en una serie de sistemas autocentrantes, que son capaces de resistir la fuerza provocada por los sismos, pero además tienen la propiedad de restauración de los elementos estructurales, esto prácticamente elimina las derivas residuales evidenciando un gran comportamiento de deformación elástica de los cables postensados durante y después de un evento sísmico. [38].

Esta capacidad de alta deformación se ha demostrado que funcionan de manera eficiente en este tipo de sistemas ya que son diseñados para permanecer elásticos durante los eventos sísmicos, estos cables postensados pueden soportar una carga cíclica durante terremotos extremos haciendo que estos se exijan al máximo, para que estos cables no lleguen a su límite máximo se debe de verificar y estudiar muy bien el comportamiento del punto de ruptura y la fluencia, ya que estos límites nos dan los parámetros para evitar que las estructuras con sistema estructural de autocentrado colapsen. [38].

los análisis presentados en [38], muestran que se enfocó en aspectos como el módulo de elasticidad, límite elástico, elongación, el esfuerzo último, también fue incluido algunos de los parámetros de respuesta tales como: pérdidas de estrés debido a asentamiento de las cuñas de anclaje, efectos de la carga cíclica en la deformación de los cables postensados, deformaciones hasta llegar a la fractura del cable, capacidad del cable después de la fractura inicial y la capacidad de deformación cuando el cable había fallado por completo, los cuales se caracterizaron para determinar el comportamiento de los cables postensados. Una de la característica inherente a los cables es la ductilidad o la capacidad de deformarse sin ruptura, este comportamiento es mostrado en la Figura 31 la cual corresponde a la curva esfuerzo-deformación típica. [38].

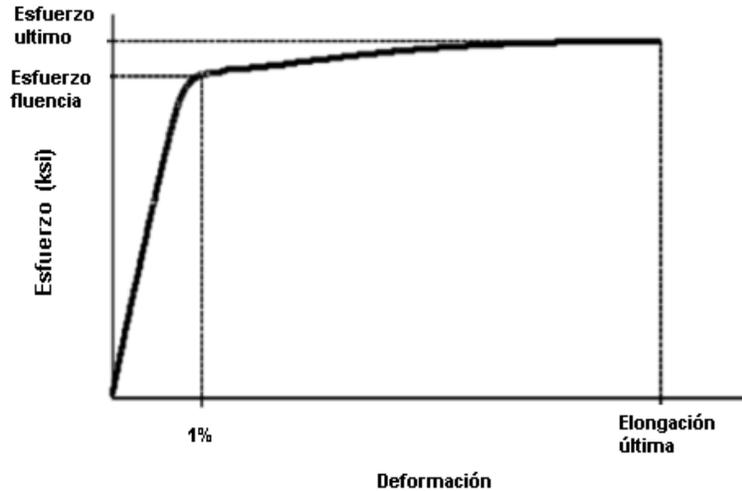


Figura 31 Comportamiento típico de los cables postensados [38].

Sin embargo, la gráfica anterior no evidencia como es el verdadero comportamiento de los cables postensados, debido a que no tiene en cuenta la carga cíclica que estos soportan en el momento de un evento sísmico, la capacidad de estos cables para alcanzar grandes deformaciones inelásticas se puede ver limitada por las fracturas iniciales, que es cuando algunas hebras de los cables empiezan a fallar. Los sistemas sísmicos tienen una mayor probabilidad de estar sujetos a grandes ciclos inelásticos, estas fracturas iniciales se producen como resultado de las concentraciones de tensión impuestas en las hebras por las cuñas mientras que se aplica la carga, por lo que no permite que la hebra alcance su máximo potencial de deformación antes de una pérdida significativa de capacidad. Un ejemplo de estas concentraciones de estrés y el resultado de las fracturas frágiles se pueden ver en la Figura 32 [38].

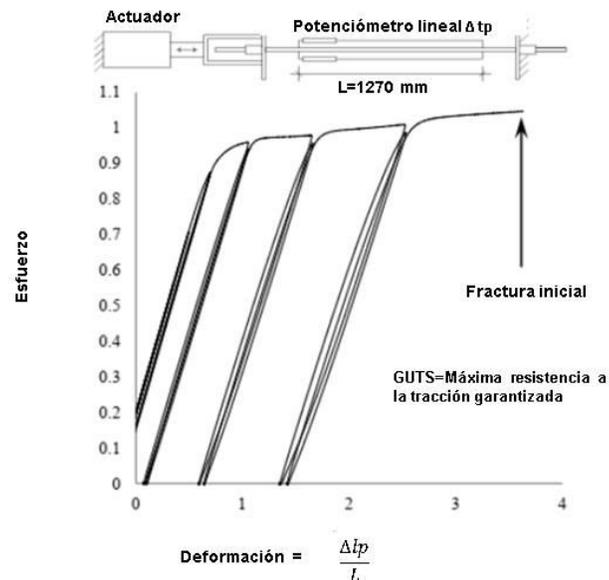


Figura 32 Comportamiento ideal de los hebras postensadas [38].

La Figura 33 presenta un resumen de las curvas de capacidad de los cables estudiados por Bruce, 2014, de lo cual será considerado en este estudio los valores máximos, mínimos y medios.

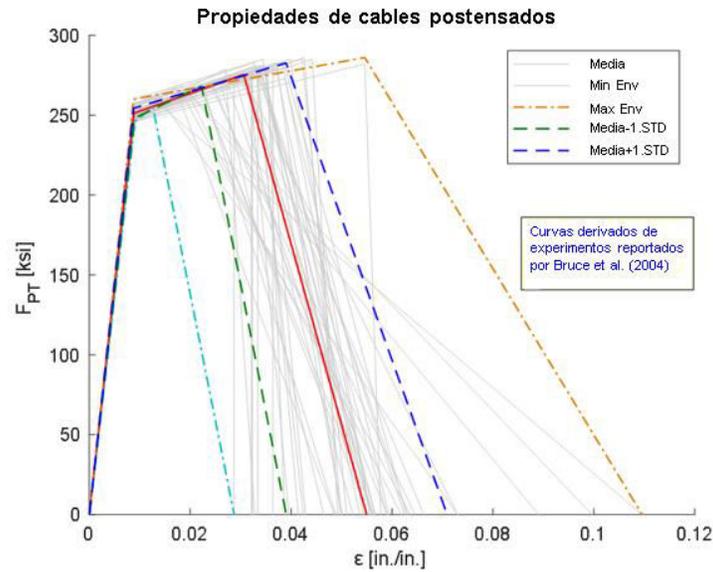


Figura 33 Resumen de los cables postensados con un diámetro de 0,5” [38].

De acuerdo a lo escrito por Matthew Eatheron se derivan las ecuaciones que se presentan a continuación, la Ec. 33 brinda como resultado la correlación que existe entre la deformación final y la deformación inicial de los cables postensados [39].

$$E, f_u, \varepsilon_u, \alpha = f_y / f_u \quad \text{Ec. 30}$$

$$f_y = \alpha \cdot f_u \quad \text{Ec. 31}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E \quad \text{Ec. 32}$$

$$\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_u} = (1 + 14.9666 \cdot \varepsilon_u^{-2.878}) \quad \text{Ec. 33}$$

$$SCr = \frac{\Sigma P_o}{\Sigma v_f} \longrightarrow f_0 = \frac{1}{n \cdot A_{pt}} SCr \cdot \Sigma v_f \quad \text{Ec. 34}$$

$$f_f = 0$$

En la Figura 34 que se muestra a continuación, se presenta gráficamente la matriz de correlación de Pearson (generada en python) que existe entre cada una de las variables de los cables postensados siendo los valores de 1 o cercanos a uno una relación positiva, los valores cercanos a -1 una relación negativa y los valores cercanos a cero representan ninguna relación entre si, todo esto se utiliza para lograr verificar que influencia tienen unas variables con los otras y además su impacto en en los valores dependientes, tales como la deformación final del cable.

Sy	1	0.0082	0.71	0.75	-0.42	-0.25	0.33	0.31	0.33	0.44	-0.12
Su	0.0082	1	0.082	-0.21	0.85	0.87	-0.71	-0.45	-0.71	-0.89	-0.5
Ept	0.71	0.082	1	0.56	-0.22	-0.079	0.22	0.26	0.21	0.25	-0.21
e_ini	0.75	-0.21	0.56	1	-0.54	-0.31	0.38	0.33	0.37	0.51	-0.13
e_cyclic	-0.42	0.85	-0.22	-0.54	1	0.97	-0.79	-0.54	-0.78	-0.94	-0.56
e_total	-0.25	0.87	-0.079	-0.31	0.97	1	-0.74	-0.43	-0.74	-0.89	-0.7
d2_d1	0.33	-0.71	0.22	0.38	-0.79	-0.74	1	0.86	1	0.8	0.49
ef	0.31	-0.45	0.26	0.33	-0.54	-0.43	0.86	1	0.86	0.55	0.19
ef_et	0.33	-0.71	0.21	0.37	-0.78	-0.74	1	0.86	1	0.8	0.49
Sy_Sf	0.44	-0.89	0.25	0.51	-0.94	-0.89	0.8	0.55	0.8	1	0.4
SuSy_etotal	-0.12	-0.5	-0.21	-0.13	-0.56	-0.7	0.49	0.19	0.49	0.4	1

Figura 34 Matriz de correlación de los cables postensados.

La Figura 35, presenta la relación entre la deformación última y final de los cables ensayados por Bruce con lo cual se planteo la Ec. 33 que representa de forma aproximada la media de la deformación final del cable.

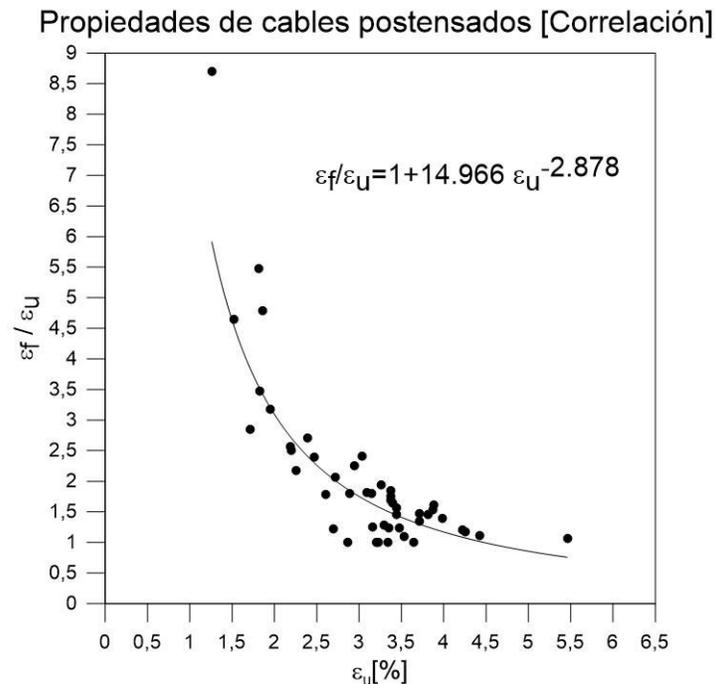


Figura 35 Correlación de las propiedades de cables postensados.

A continuación, se puede evidenciar los parámetros físicos de los cables con cada una de sus variables, los cuales fueron tomados de los cables ensayados por Bruce.

Propiedades mecánicas del cables postensados -variables independientes					
Variabes	Mín	Máx	Media	Coficiente de variación	Desviación estandar
E (kN/mm <sup>2</sup> ):	187.586	204.828	195.676	0.020	3.914
F <sub>u</sub> (kN/mm <sup>2</sup> ):	1.793	2.000	1.901	0.025	0.048
ε <sub>u</sub> (%):	1.000	5.500	3.060	0.274	0.838
α:	0.850	0.980	0.915	0.100	0.092
SC:	0.100	2.000	1.050	1.280	1.344

Tabla 8 Propiedades mecánicas de los cables postensados [38].

Donde:

α: Constante

ε<sub>u</sub>: Deformación última

SC: Factor de autocentrado

E: Módulo de elasticidad

F<sub>u</sub>: Resistencia a la tracción

Los valores que se pueden tomar de los rangos anteriores de distribuciones normales con medias y desviaciones. En términos de fuerzas y deformaciones, las coordenadas de las graficas de los cables postensados mostrados en la Figura 36 y Figura 37 se pueden obtener multiplicando las tensiones por el área total PT y las deformaciones por la longitud del cable.

Para lograr entender el procedimiento de cálculo de los cables postensado se deben de presentar todos los valores mínimos y máximos de todas las variables que hacen parte del sistema las cuales se presentan en la Tabla 9.

Variable	Min	Max	Media
E (kN/mm <sup>2</sup> ):	187,59	204,83	195,70
F <sub>u</sub> (kN/mm <sup>2</sup> ):	1,793	2,00	1,90
ε <sub>u</sub> (%):	1,00	5,50	3,06
α:	0,85	0,98	0,915
SC:	0,10	2,00	1,05
F <sub>fuse</sub> (kN) (ver Table 13):	58,10	227,30	142,70
Nfusibles	2,00	9,00	5,50
Apt "Area tendon" (mm <sup>2</sup> ):	98,00	98,00	98,00
Asp "Area total tendon" (mm <sup>2</sup> ):	456,10	456,10	456,10
N tendons (aproximado):	5,00	5,00	5,00

Tabla 9 Valores mínimos y máximos de los cables postensados (ver Tabla 8).

Para calcular cada una de las fuerzas a las que está sometido el cable y poder ilustrar como es la deformación, a continuación, se muestran las ecuaciones de la Ec. 35 a la Ec. 41.

$$f_o = \frac{1}{(N \text{ hebras} * A_{pt})} * SC * N_{\text{fusibles}} * F_f \quad \text{Ec. 35}$$

$$f_y = \alpha * f_u \quad \text{Ec. 36}$$

$$f_i = f_f = 0 \quad \text{Ec. 37}$$

$$\epsilon_o = \frac{(f_y - f_o)}{(f_y - f_i)} \frac{(\epsilon_y - \epsilon_i)}{\epsilon_y} \quad \text{Ec. 38}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} \quad \text{Ec. 39}$$

$$\epsilon_u = \frac{\epsilon_u \%}{100} \quad \text{Ec. 40}$$

$$\epsilon_f = 1 + 14,96 * (\epsilon_u * 100)^{-2,88} * \epsilon_u \quad \text{Ec. 41}$$

De las anteriores ecuaciones se obtuvieron los valores mínimos y máximos de cada una de las variables de los cables, en la Tabla 10 y Tabla 11 se muestra el resumen de los valores, los cuales sirvieron para realizar la gráfica del modelo de fractura de los cables postensados mostrada en la Figura 36 y Figura 37.

Rango (Mín.)			
$f_i$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	0,00	$\epsilon_i$ (mm/mm):	0,00
$f_o$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	0,11	$\epsilon_o$ (mm/mm):	0,000569
$f_y$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	1,52	$\epsilon_y$ (mm/mm):	0,0081
$f_u$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	1,79	$\epsilon_u$ (mm/mm):	0,0100
$f_f$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	0,00	$\epsilon_f$ (mm/mm):	0,1597

Tabla 10 Rango mínimo.

Rango (Max)			
$f_i$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	0,00	$\epsilon_i$ (mm/mm):	0,0000
$f_o$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	1,86	$\epsilon_o$ (mm/mm):	0,0091
$f_y$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	1,96	$\epsilon_y$ (mm/mm):	0,0096
$f_u$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	2,00	$\epsilon_u$ (mm/mm):	0,0550
$f_f$ (kN/mm <sup>2</sup> ):	0,00	$\epsilon_f$ (mm/mm):	0,0611

Tabla 11 Rango máximo

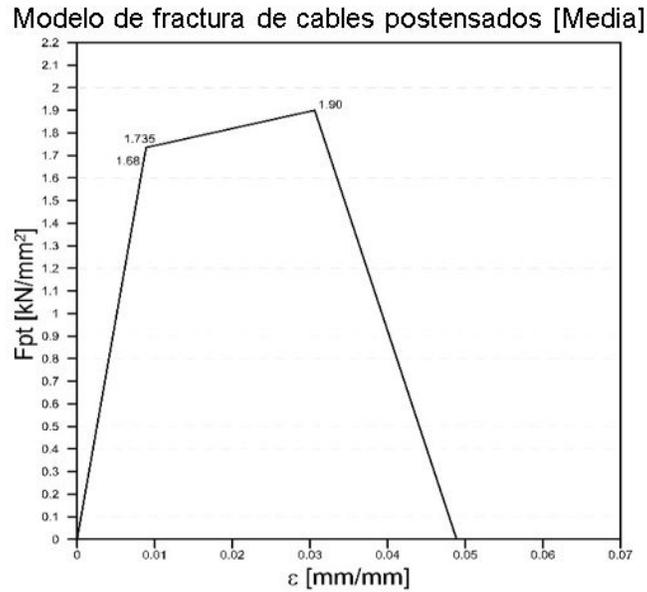


Figura 36 Promedio de modelo de fractura de los cables postensados.

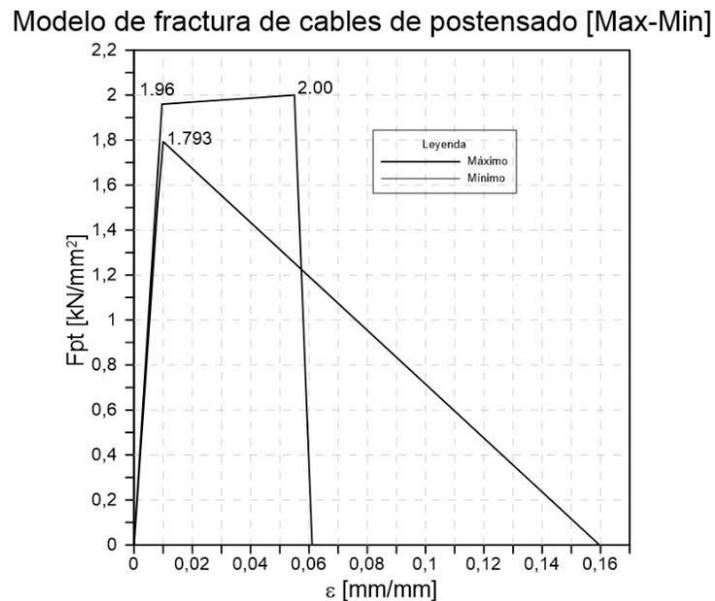


Figura 37 Modelo de fractura de los cables postensados máximo y mínimo.

### 3.1.4 Elementos de disipación de energía

La disipación de energía sísmica comúnmente se presenta en las estructuras como deformaciones plásticas o inelásticas en los elementos principales de resistencia lateral, esto puede comprometer la estabilidad ó seguridad de la edificación. Por esta razón, Los investigadores han venido implementando en las edificaciones diferentes tipos de dispositivos que sirven como concentradores de daños, buscando así evitar las deformaciones inelásticas en los sistemas principales de resistencia de estructura. En este estudio se utilizaron dispositivos pasivos de

disipación de energía tipo mariposa los cuales son accionados solo cuando reciben una excitación externa. Con el propósito de ilustrar su uso, en la Figura 38 se presentan dos sistemas estructurales autocentrantes, los cuales poseen estos dispositivos de disipación tipo mariposa y, además, cables postensados los cuales sirven como elementos estructurales que ejercen fuerzas restauradoras en los sistemas. Los SEA normalmente son diseñados para que permanezcan elásticos y que toda la energía o todo el daño que presente la estructura sea absorbida por los dispositivos de disipación ó fusibles [40].

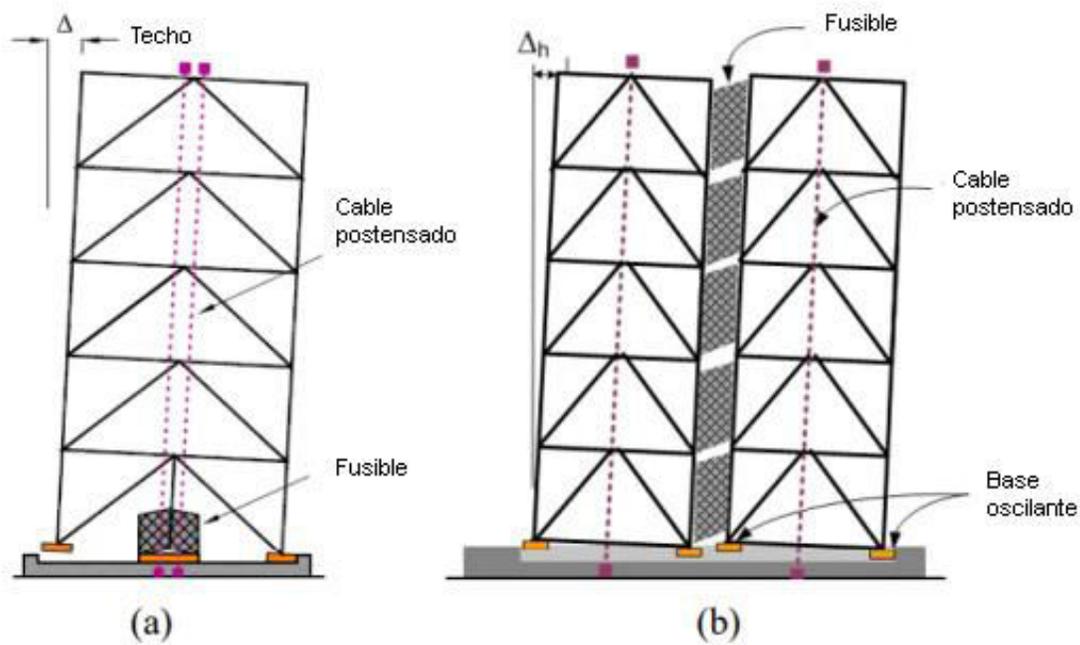


Figura 38 Comportamiento de los fusibles tipo mariposa [40].

En general cualquier elemento estructural con la adecuada ductilidad y la suficiente capacidad de disipación de energía puede ser usada como un fusible, teniendo en cuenta de que debe tener la capacidad de resistir como mínimo la deformación a cortante sísmico de diseño presentada en las estructuras, en la Figura 39 se ilustra el comportamiento histerético de diferentes tipos de fusibles, sin embargo, para este estudio se seleccionaron fusibles tipo mariposa los cuales son placas de acero con ranuras con forma de mariposa [40].

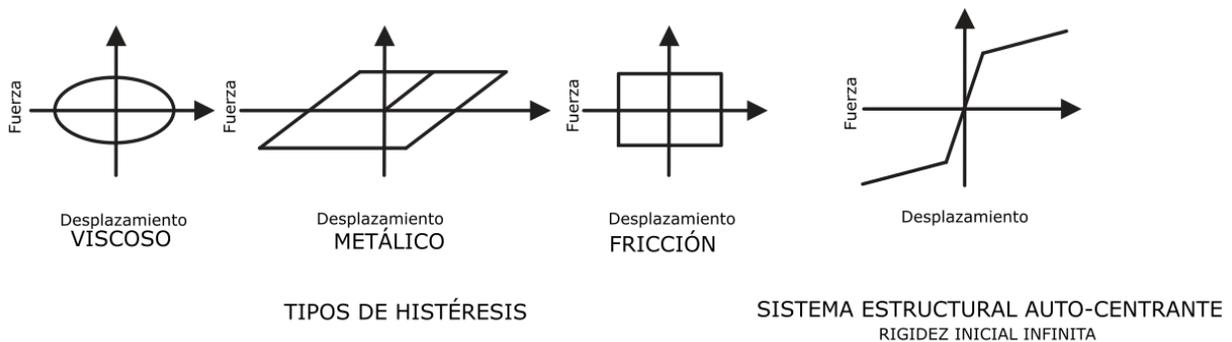


Figura 39 Tipos de histéresis [41].

Un fusible tipo mariposa (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) cuando posee una relación  $b/t$  menor es eficaz para retrasar el pandeo y puede afectar notablemente el comportamiento del fusible. Cuando el fusible es lo suficientemente grueso, prácticamente se evita el pandeo y el comportamiento de flexión es el único modo dominante hasta la falla final debido a la fatiga de ciclo bajo. Las secciones de un cuarto de altura se vuelven más vulnerables a la fatiga porque es donde las rotulas plásticas están sujetas al mayor ángulo de rotación. Los fusibles tipo mariposa de mayor espesor son más deseables con el propósito de disipar la energía. Sin embargo, la sobre resistencia significativa puede plantear desafíos para los miembros del sistema de resistencia lateral vertical [40].

De acuerdo con lo escrito por Matthew Eatherton los disipadores de energía tipo mariposa no muestran grietas o fracturas en los conectores hasta el final de los ciclos de carga. La fractura de los fusibles tipo mariposa no ocurrió hasta que la deformación a lo largo de la longitud del fusible llegara a un 30% y 46,5% de la deformación a cortante que estos presentaron. La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presenta la muestra de uno de los fusibles más robustos, antes y durante una prueba, junto con la respuesta resultante de carga-deformación. Como se demuestra el fusible tipo mariposa da como resultado que se pueden obtener datos de histéresis estables hasta tensiones de cortante en enlaces superiores al 30%. La geometría de los fusibles tipo mariposa fue seleccionada por Matthew Eatherton para provocar el inicio de la fluencia y las deformaciones plásticas en el cuarto conector del fusible. Concentrando la fluencia y los esfuerzos máximas del fusible lejos de las ubicaciones de discontinuidad, debido a que permiten una mayor ductilidad y una capacidad de desplazamiento. Por esta razón, se demostró que los fusibles de mariposa tienen la mayor capacidad de deformación por cortante a diferencia de los demás tipos de fusibles probados en la Universidad de Stanford [39].

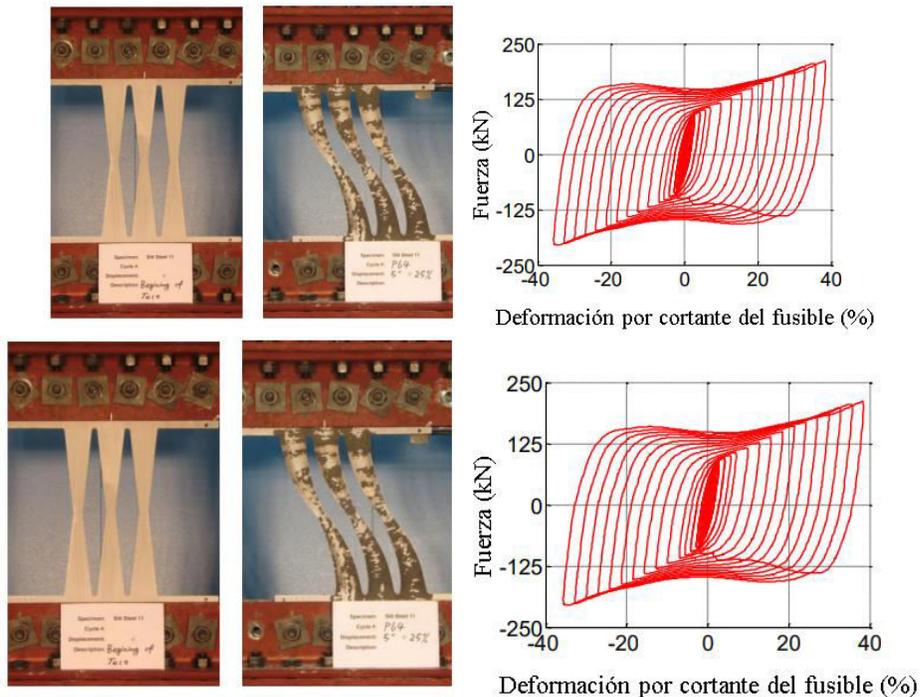


Figura 40 Fusible tipo mariposa y comportamiento histéretico [40].

La capacidad a cortante del fusible se deriva de la capacidad del momento plástico la cual se especifica en la Ec. 42, la capacidad a cortante del fusible se calculó y se diseñó como se indica en la Ec. 43, todos los resultados de estos diseños se presentan en la Tabla 12, evidenciando que todas las muestras de los diferentes fusibles probados por Matthew Eatherton se estandarizaron con valores de la longitud de los conectores  $L=355.6$  mm, el ancho de conectores en los extremos  $b=58,74$  mm y la profundidad media  $a=19,6$  mm.

$$M_{p-qp} = \frac{1}{9} b^2 t n F_{yp} \quad \text{Ec. 42}$$

$$V_{fp} = \frac{4b^2 t}{9L} n F_{yp} \quad \text{Ec. 43}$$

Ensayo	Espes or fusible t (mm)	Anchos de conectores en extremos b (mm)	Longitud conectores L (mm)	Límite de fluencia Fy (kN/m <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidad Fusible E (kN/mm <sup>2</sup> )	# fusibles	Cantidad conectores n	Cedencia fusible Vy (kN)	Capacidad de diseño fusible Vp (kN)	Rigidez inicial del fusible K_v (kN/mm)	Rigidez de secundaria ks_f (kN/mm)	FfuseU V (kN)	Dp (mm)	Du (mm)	Dm (mm)	$\beta_v$
A1	6.35	58.74	355.60	0.27	178.92	1.00	8.00	38.80	58.00	18.10	0.22	145.80	3.22	124.46	177.80	0.04
A2	15.88	58.74	355.60	0.31	173.52	1.00	10.00	141.60	212.00	54.80	1.63	476.50	3.88	124.46	177.80	0.04
A3	15.88	58.74	355.60	0.31	173.52	1.00	7.00	99.10	149.00	38.30	0.93	333.60	3.88	124.46	177.80	0.04
A4	25.40	58.74	355.60	0.30	223.85	1.00	7.00	151.50	227.00	79.10	1.86	612.10	2.87	124.46	177.80	0.04
A5	15.88	58.74	355.60	0.31	173.52	1.00	8.00	113.30	170.00	43.80	1.24	381.20	3.88	124.46	177.80	0.04
A6	6.35	58.74	355.60	0.27	178.92	1.00	8.00	38.80	58.00	18.10	0.42	145.80	3.22	124.46	177.80	0.04
A7	6.35	58.74	355.60	0.27	178.92	1.00	8.00	38.80	58.00	18.10	0.07	145.80	3.22	124.46	177.80	0.04

Tabla 12 Geometría del fusible y capacidad a cortante.

En la Tabla 13, se presenta los valores mínimos y máximos de las propiedades mecánicas de los fusibles, con esta información se realizó el estudio paramétrico explicado en el capítulo 7.

Disipadores tipo mariposa -Variables independientes					
Variables	Mín	Máx	Media	Coefficiente de variación	Desviación estandar
$F_{fuse}N$ (kN):	58.10	227.30	113.31	0.29	33.03
$K_v$ (kN/mm):	18.10	79.10	33.03	0.70	23.08

Tabla 13 Propiedades mecánicas de los disipadores tipo mariposa-Variable independientes

Donde:

$V_{fuse}$  Capacidad nominal del fusible

$K_v$  Rigidez inicial del fusible

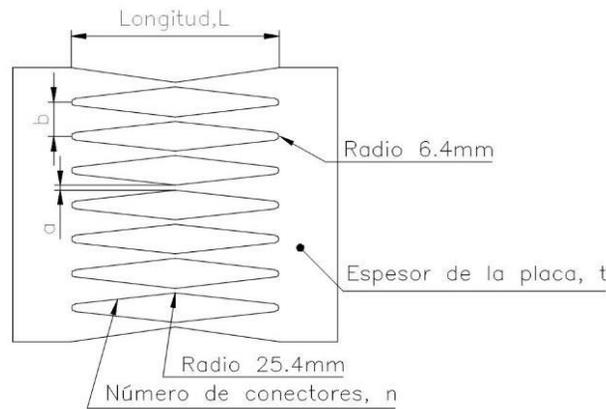


Figura 41 Geometría del fusible tipo mariposa y definición de variable [42].

$$k = \frac{1}{1 + 2.4 \left(\frac{b}{L}\right)^2} 0.47 N_{Links} E t \left(\frac{b}{L}\right)^3 \quad \text{Ec. 44}$$

$$b = \frac{F_{fuseP}}{\frac{4}{9} * \frac{t}{L} * F_{yp} * N_{Links}} \quad \text{Ec. 45}$$

$$d_p = \frac{F_{fusep}}{K_v} \quad \text{Ec. 46}$$

$$d_m = 0.50L \quad \text{Ec. 47}$$

$$d_u = 0.35L \quad \text{Ec. 48}$$

$$F_{fuseU} = F_{fuseP} \quad \text{Ec. 49}$$

$$\beta_v = 4\% \quad \text{Ec. 50}$$

Donde :

- k: Rigidez
- $d_p$ : Deformación inicial del fusible
- $d_m$ : Deformación máxima del fusible
- $d_u$ : Deformación de falla del fusible
- $F_{fuseU}$ : Fuerza última del fusible
- $F_{fuseN}$ : Fuerza nominal del fusible
- $\beta_v$ : Relación de rigidez del fusible
- t: Espesor del fusible
- b: Anchos de conectores en extremos
- L: Longitud de conectores
- $F_y$ : Límite de fluencia
- E: Módulo de elasticidad
- n: Cantidad de conectores
- $K_v$ : Rigidez inicial del fusible

Con el objeto de ilustrar como se calculan cada uno de los esfuerzos a los que está sometido el fusible y las deformaciones resultantes, se presentan las ecuaciones que van desde la Ec. 44 hasta la Ec. 49, además de esto se debe tener en cuenta que los valores de L y  $\beta_v$  son 355,6mm y 0,04 respectivamente.

De las anteriores ecuaciones se obtuvieron los valores mínimos y máximos de cada una de las variables de los fusibles, en la Tabla 14 y Tabla 15 se muestra el resumen de cada uno de los valores, los cuales sirvieron para realizar la gráfica del modelo de fractura ó capacidad de los fusibles tipo mariposa mostrada en Figura 42 y Figura 43. Los valores de  $F_{fuseN}$  y  $K_v$  fueron tomados de la Tabla 13.

Variables	Min	Max
$F_{fuseN}$ (kN):	58,1	227,3
$K_v$ (kN/mm):	18,1	79,1
$d_p$ (mm):	3,2	2,9
$d_u$ (mm):	124,46	124,46
$d_m$ (mm):	177,8	177,8
$F_{fuseU}$ (kN):	145,73	227,3

Tabla 14 Datos de entrada mínimos y máximos

Min		Max	
D (mm)	V (kN)	D (mm)	V (kN)
0,00	0,00	0,00	0,00
3,22	58,10	2,87	227,30
124,46	145,73	124,46	227,3
177,80	0,00	177,80	0,00

Tabla 15 Resultados de fuerza y desplazamiento

Modelo de fractura del fusible

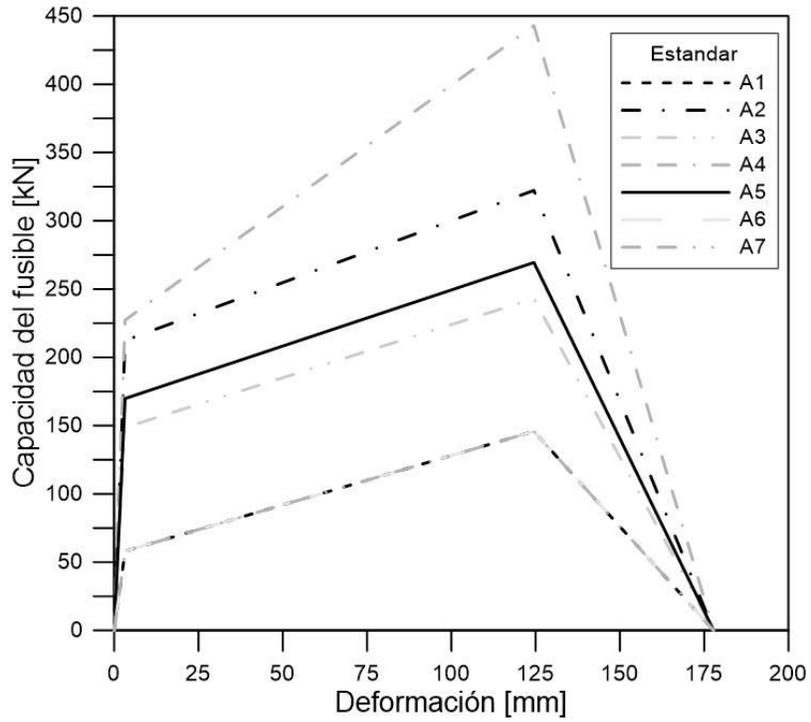


Figura 42 Modelo de fractura del fusible tipo mariposa

Modelo de fractura del fusible

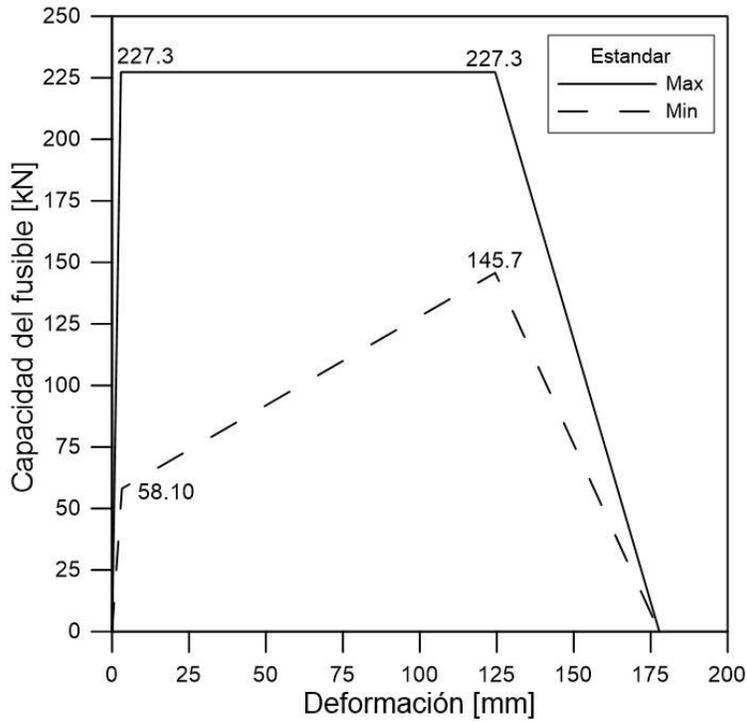


Figura 43 Modelo de fractura del fusible [Máx. y Mín.].

### 3.2 Prototipo del modelo simplificado (PMS) “Sistema estructural autocentrante de diafragmas (SEAD)”.

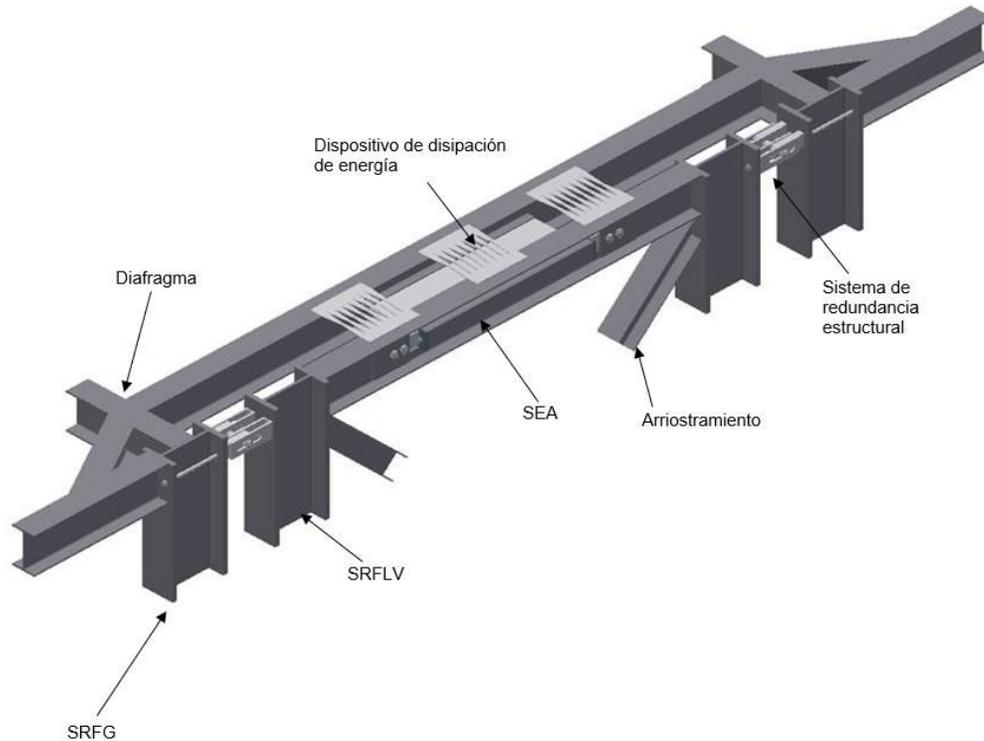
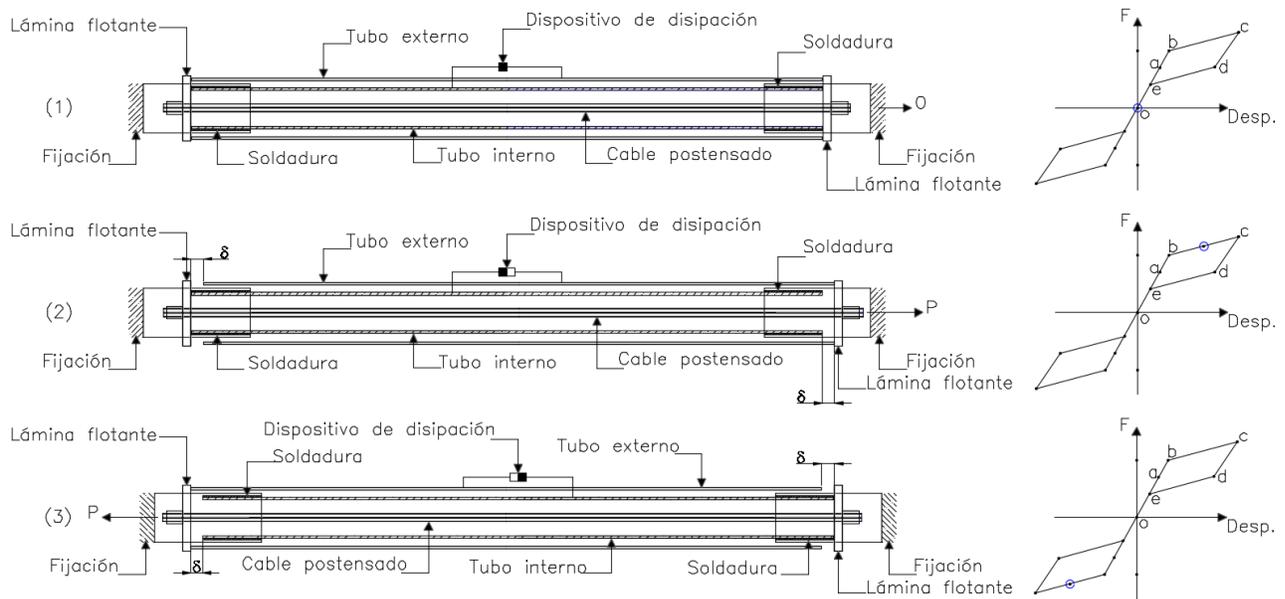


Figura 44 Sistema estructural autocentrante propuesto

Los principales componentes del sistema estructural de autocentrado propuesto son dos tuberías estructurales (interna (b) y externa (a) con diferente sección), dispositivos de disipación de energía (c), cables postensados (internos (d)) y láminas de acero de transferencia de cortante (e) y fuerzas axiales (f). La tubería de mayor sección (a) está conectada al diafragma de piso a través de una lámina de acero (e) que transfiere la fuerza horizontal del diafragma como tensión a los cables postensados (d). Los cuales a través de láminas flotantes (f) cumplen la función de transferir las fuerzas de restauración a la tubería interna (b) que está conectada de forma rígida (f) al sistema de resistencia de fuerza sísmica lateral vertical. El mecanismo del sistema de autocentrado es explicado en la Figura 45 donde se asume que el postensado inicial de los cables  $T_i$  en el momento de instalación y una tensión  $P$  que representa una acción externa impuesta sobre él SEA (Sistema Estructural de Autocentrado). En la primera fase de carga, cuando  $0 < P < T_i$  (Línea o-a), la tubería exterior ejerce presión sobre la lámina flotante donde están anclados los cables. Tanto los cables como los dispositivos de disipación de energía son accionados simultáneamente dentro de su rango elástico debido a que están en la misma línea de la acción de la fuerza. Con el incremento gradual de  $P$ , la fuerza horizontal  $F$  ejercida sobre el disipador aumenta hasta que  $F = F_{fy}$ . En la segunda fase de carga  $T_i < P < T_i + F_{fy}$  (línea a-b) (1), la rigidez del sistema disminuye marginalmente debido a la acción de la fuerza horizontal que proviene del diafragma. Para la tercera fase de carga cuando  $P > T_i + F_{fy}$  (línea b-c) (2), Se aumenta la distancia entre los extremos de las tuberías estructurales (interna y externa), esta distancia representa la

deformación y pérdida de rigidez en los dispositivos de disipación de energía que conectan el SRFLV y el diafragma. Durante la fase de descarga (línea c-d y línea d-e) la fuerza externa ejercida sobre el SEA se invierte y la tensión en los cables disminuye gradualmente hasta cuando la tensión decrece a  $P=Ti$  y la separación entre los extremos de las tuberías estructurales también disminuye hasta que el extremo de la tubería exterior que no está en contacto con la lámina flotante y ejerza presión en este punto el tramo de la línea e-o, los cables del SEA presenta una carga  $P=Ti$  y se mantiene constante hasta que  $-P>Ti$  o la deformación de los fusibles sea opuesto a la ya obtenida.



SISTEMA ESTRUCTURAL AUTOCENTRANTE DE DIAFRAGMAS—MODELO MECÁNICO Y COMPORTAMIENTO HISTÉRICO

Figura 45 Sistema estructural autocentrante de diafragmas- Modelo mecánico y comportamiento histérico

En la Figura 46, se muestra la propuesta esquemáticamente de cada componente del sistema estructural autocentrante propuesto (SEA). El cual conecta el diafragma de sección compuesta (Concreto + lámina colaborante + vigas metálicas) con el sistema de resistencia a fuerzas laterales verticales (Pórtico arriostrado en X y V). Además de los componentes del SEA que ya fueron descritos anteriormente el isométrico presenta una propuesta de un sistema de redundancia estructural (el SEA redundante no será abordado en este estudio) que se activará cuando los desplazamientos del SEA principal superen los límites de la deformación plástica permitidos.

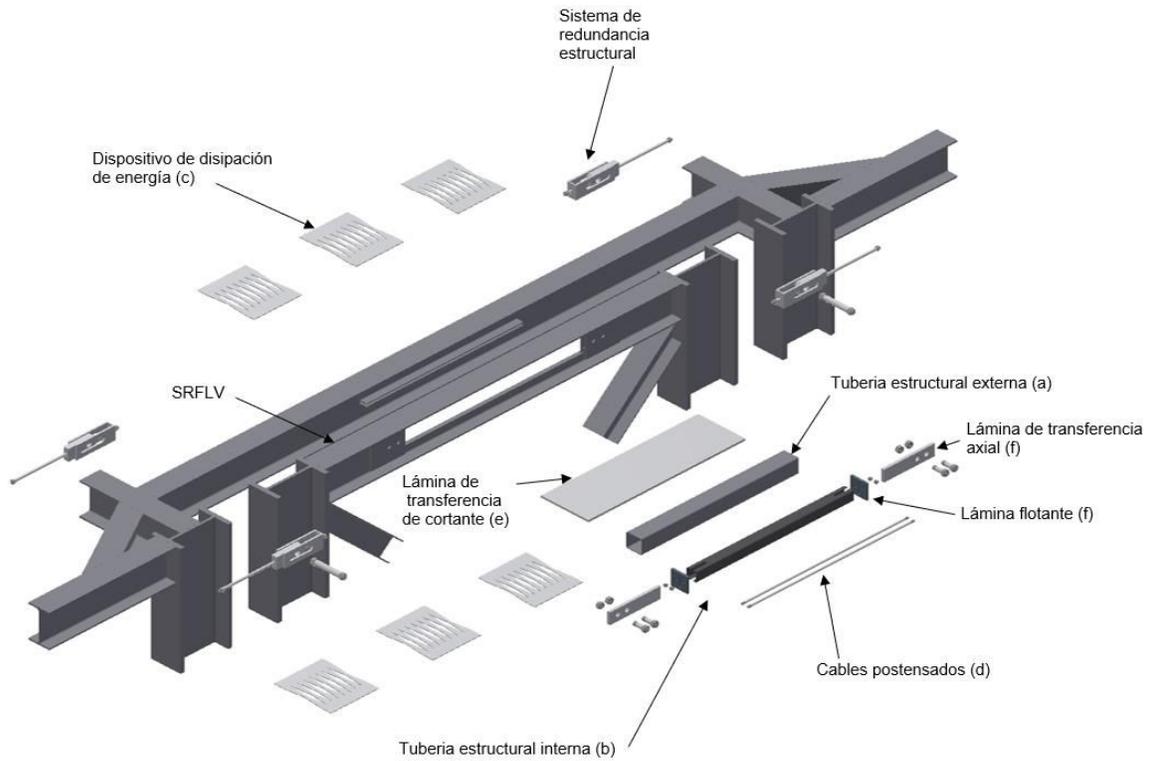


Figura 46 Componentes del sistema estructural autocentrante propuesto (SEAD)

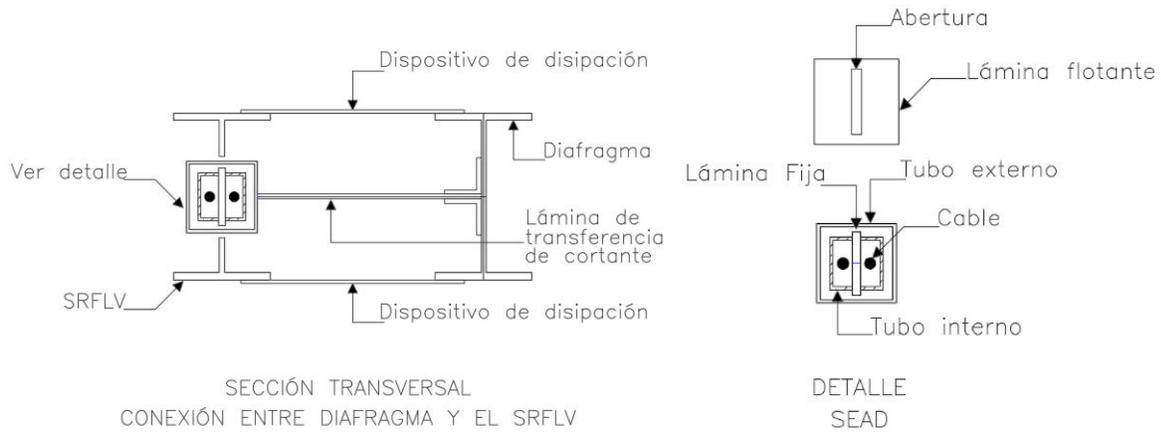


Figura 47 Conexión entre el diafragma y el sistema de resistencia de fuerza lateral vertical

## 4. Tipos de análisis y ejemplo de aplicación.

La filosofía de diseño estructural presentada en los códigos de diseño, busca evitar el colapso estructural contra un evento sísmico para garantizar la seguridad de la vida humana, la metodología de la FEMA P695 proporciona una base racional para obtener resultados similares a los sistemas estructurales convencionales en los nuevos sistemas estructurales de edificios, que aceptan una baja probabilidad de colapso del sistema de resistencia a la fuerza sísmica cuando se someten al movimiento sísmico máximo considerado (MCE), debido a lo anterior se utiliza el procedimiento mencionado en el presente proyecto [14].

De acuerdo con el National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), los edificios con un nuevo sistema sismorresistente deben cumplir con los requisitos mínimos de las regulaciones sísmicas para obtener un buen desempeño sísmico. Todas las nuevas propuestas estructurales deben definir un sistema de resistencia a la fuerza lateral y vertical completo capaz de aportar la resistencia adecuada, rigidez y capacidad de disipación de energía para resistir los movimientos de diseño del terreno asumidos a lo largo de cualquier dirección de las estructuras. Más allá de lo anterior, la estructura debe demostrar un desempeño sísmico adecuado a través de la construcción de un modelo matemático, donde todas las deformaciones y fuerzas internas de los elementos estructurales deben evaluarse con respecto a los criterios de aceptación contenidos o mencionados en ASCE / SEI 7-05.

Además, los sistemas sismorresistentes deben garantizar una resistencia y rigidez adecuadas para transferir todas las fuerzas desde el punto de aplicación de estas hasta el punto de resistencia lateral vertical. Es importante resaltar que los nuevos sistemas deberían considerar los efectos adversos en su estabilidad, tales como fallas en sus principales elementos estructurales o diferentes componentes del sistema de resistencia a la fuerza sísmica [14].

Con el objetivo de conocer el comportamiento general no lineal del sistema de resistencia a la fuerza sísmica, el procedimiento de análisis y diseño debe proporcionar la información necesaria para determinar los estados límite de resistencia, tales como tensión, compresión, flexión, cortante, ruptura, fractura frágil, inestabilidad global y local, etc. Para esto, comúnmente se han utilizado procedimientos de análisis no lineales estáticos y dinámicos. Los análisis estáticos no lineales los cuales se pueden ver en la Figura 48 se han utilizado para verificar el comportamiento sísmico del sistema de resistencia a la fuerza lateral, también para evaluar la deformación en la estructura cuando comienza el daño más severo y para obtener información estadística sobre la capacidad dúctil y la resistencia del sistema estructural. Por otro lado, los análisis dinámicos no lineales se han utilizado para evaluar la degradación estructural (resistencia y rigidez) en los componentes de los edificios con grandes deformaciones utilizando movimientos de tierra realistas de esta manera para calcular la probabilidad del colapso estructural [14].



Figura 48 Tipos de análisis no-lineales.

A diferencia de la filosofía de diseño convencional, la filosofía de diseño de sistemas estructurales autocentrantes, además de proporcionar la garantía de la seguridad de la vida humana y evitar el colapso estructural, tiene como objetivo obtener estructuras con amortiguamiento histérico estable y reducir o eliminar el daño acumulado en los principales elementos estructurales. Debido a lo anterior, se logra reducir los costos de reparación estructural posteriores al terremoto y el tiempo de inactividad comercial [15]. En el D-SCS propuesto, las evaluaciones estructurales tienen como base las recomendaciones de la FEMAP695 y los prototipos se evaluaron con los análisis estático y dinámico.

A continuación, se presenta una descripción de los tipos de análisis utilizados para evaluar el comportamiento no lineal del D-SCS propuesto, análisis estático (PushOver y Cuasi-Estático) y dinámico no lineal.

## 4.1 Análisis de PushOver

El método PushOver no lineal se usa para determinar la capacidad estructural de un edificio con múltiples grados de libertad, utilizando un sistema equivalente de respuesta de grado único de libertad [43], bajo la acción de una determinada carga lateral en una dirección aplicado en la cubierta o en el punto de interés en estudio. El control del desplazamiento máximo en el punto de aplicación de la carga (desplazamiento objetivo), se usa para generar la curva de capacidad que corresponde al diagrama de cortante en la base versus desplazamiento de la cubierta. Esta información es útil para estimar el desplazamiento para una carga específica [44].

### 4.1.1 Protocolo de carga PushOver

Uno de los principales pasos para usar el análisis PushOver es establecer los criterios para conocer el desplazamiento objetivo (cociente entre el desplazamiento del punto de control seleccionado y la altura de la estructura); en la aplicación del método, este desplazamiento se

logra con un aumento gradual de la carga lateral. Los resultados de control de fuerza y desplazamiento proporcionan la información para construir la curva de capacidad de la estructura. En la evaluación del estudio paramétrico del comportamiento no lineal del D-SCS propuesto se establece como criterio de desplazamiento objetivo el 10% del desplazamiento debido a la fuerza de corte que induce la falla de compresión de arriostramiento vertical  $D_A$ , la ecuación para esta variable se muestra en la Ec. 51, en la Figura 48 se ilustra el protocolo de carga utilizado.

$$D_A = \left(\frac{F_y}{E}\right) \left(\frac{L}{\cos \theta}\right) \cdot \begin{cases} 0.658\lambda_e^2, & \lambda_e \leq 1.5 \\ 0.877\lambda_e^{-2}, & \lambda_e > 1.5 \end{cases} \quad \text{Ec. 51}$$

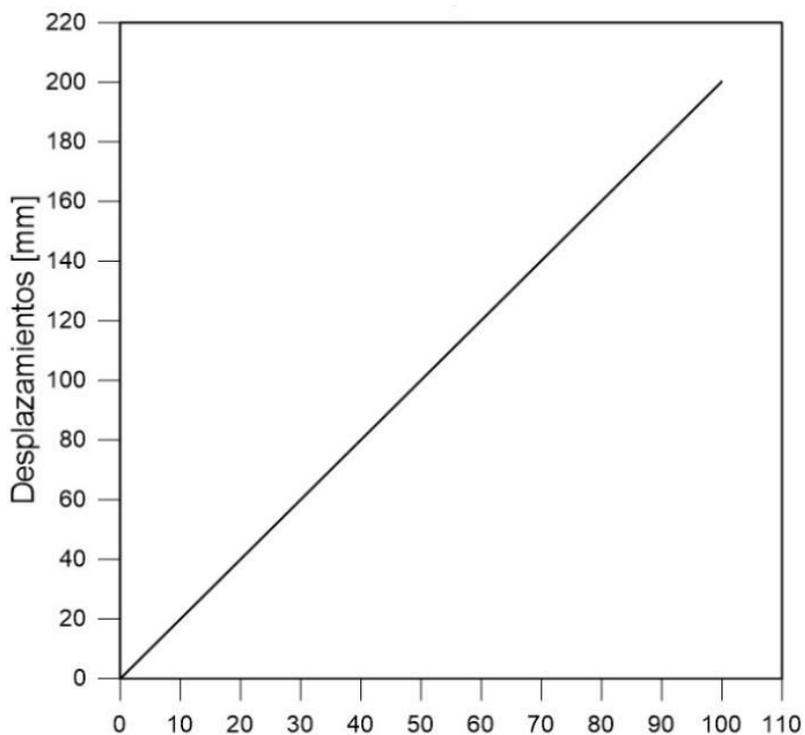


Figura 49 Protocolo de carga PushOver (incremento vs desplazamientos)

Los estados límite de los componentes del sistema estructural propuesto deben evaluarse cuando la estructura está sujeta al evento máximo considerado (MCE) [1]. Las recomendaciones del código de diseño tienen como objetivo no arriesgar la estabilidad general de la estructura. El daño permanente, la inelasticidad o el pandeo no deben estar presentes en los elementos estructurales principales, como columnas, vigas y conexiones [45]. En este estudio se evaluó el prototipo indicado en la sección 4.4, con todos los métodos no lineales descritos aquí. Los posibles estados límite a considerar en el diseño del D-SCS propuesto incluyen: (1). Máxima deformación por corte del fusible, "dm = 0.5 \* longitud del fusible" (50%) antes de la fractura [46], (2). Máxima deformación en el sistema vertical resistente a la fuerza lateral "DF", después del pandeo de la riostra a compresión [34], (3). Capacidad de corte del diafragma, "Vu\_D or Sn" [35], (5). Tensión por pérdida total de capacidad o cables PT, "ef\_wire" [38].

## 4.2 Análisis Cuasi-Estático

A diferencia del método PushOver, el método de análisis Cuasi-Estático tiene el objetivo de simular un evento sísmico a través de un protocolo de carga sísmica cíclica. Este protocolo consiste en un número determinado de ciclos inelásticos aplicados a uno o más puntos de control en la estructura a evaluar. Lo anterior pretende obtener la demanda inelástica acumulada y la demanda de desplazamiento de la respuesta estructural no lineal (Krawinkler 2009).

### 4.2.1 Protocolo de carga cuasi-estático

Para obtener la disipación de energía y los estados de daño relevantes en el D-SCS propuesto debido a las deformaciones laterales de los fusibles y el diafragma, la deformación axial de los cables de postensado y el sistema de resistencia lateral. Se seleccionó un protocolo de carga simétrica y cíclica con demandas de deformación lateral iguales, se adaptó del protocolo de prueba controlado por deformación cíclica cuasi-estática FEMA 461.

Ver definición de variables en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Consiste en pasos que aumentan la amplitud con dos ciclos por paso. La amplitud de cada paso está relacionada con la anterior por la ecuación  $\delta_i = 1.4\delta_{i-1}$ , estos pasos incrementales están destinados a simular los ciclos que conducen a una deformación máxima. El punto de anclaje es el desplazamiento elástico  $\delta_e$  ( $0.10 * D_A$ ) que corresponde a la carga lateral o la fuerza de corte ( $0.10 * V_A$ , ver Ec. 52) que induce la falla de compresión de arriostramiento y el esfuerzo de momento en los miembros de flexión en los que las deformaciones de pandeo comienzan a influir en la respuesta de deformación de carga. Los parámetros  $V_A$  y  $D_A$  se calculan utilizando el modelo de pórtico arriostrado presentada en el capítulo del modelo de fractura de sistema de resistencia lateral vertical [47].

$$V_A = 1123 \cdot \lambda_e^{-1.907} \quad \text{Ec. 52}$$

Ver definición de variables en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

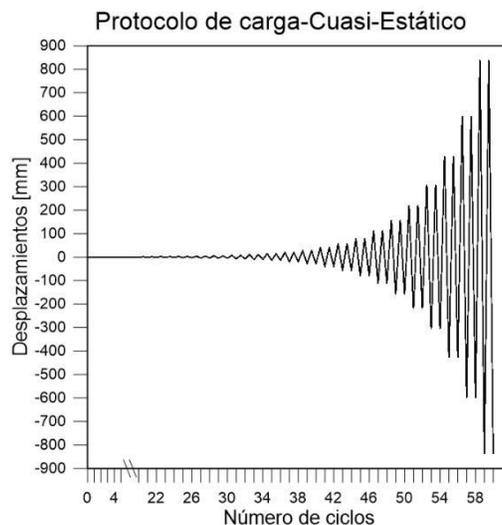


Figura 50 Protocolo de carga-Cuasi-Estático.

### 4.3 Análisis dinámico (Análisis Tiempo-Historia)

El método de análisis Tiempo-Historia tiene como característica principal el uso de los registros de movimiento del suelo para evaluar la respuesta dinámica de una estructura bajo estas cargas realistas [48]. Se debe utilizar un conjunto de 22 pares (componentes horizontales) de registros de terremotos de campo lejano, originados a más de 10 km de la ruptura de falla [14] para evaluar los estados límite de la probabilidad de colapso. Después de estos resultados de análisis, si la respuesta media de los registros de movimiento del suelo satisface el estado límite de rendimiento dado, puede considerarse adecuado el desempeño sísmico del sistema estructural propuesto. Estos registros se obtuvieron de la base de datos PEER NGA [49].

En la Tabla 16 se muestra la información del conjunto de registros de movimiento sísmicos seleccionados de FEMA 695, que se utilizaron para este estudio. El conjunto incluye 22 pares de registros de movimiento de tierra por terremotos de campo lejano que se registraron a partir de una distancia de ruptura de falla mayor a 10 km. Una característica de todos los movimientos de tierra seleccionados es que son eventos sísmicos fuertes con desplazamiento máximo del terreno (PGD) mayor de 4 cm, velocidad máxima del terreno (PGV) mayor de 10 cm/s y aceleración máxima del terreno (PGA) mayor de 0.2 g. Los eventos sísmicos seleccionados tienen una magnitud mayor que M6.5 y fuentes corticales poco profundas. Otras características del conjunto de movimiento de tierra son los tipos de sitio C o D, y para cada terremoto se almacenaron dos registros con el objetivo para evitar el sesgo del evento [50].

Debido a las diferencias en las condiciones, los tipos de fuente, la magnitud del evento y la distancia a la fuente de los registros seleccionados de los movimientos sísmicos, los registros seleccionados se normalizaron para eliminar la variabilidad entre ellos. Para este estudio, los registros originales se normalizaron uno por uno, de modo que su PGV es igual a la mediana de PGV. El FEMA P695 fue la base para la aplicación del procedimiento de normalización y escalado. Para los registros normalizados, se construyeron los espectros de respuesta de la relación de amortiguamiento del 5% en las dos direcciones horizontales y se calculó la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, dichos espectros se pueden observar en la Figura 54 y su cálculo en la (SRSS, Ec.55). Como ejemplo, se utilizó el registro del sismo como RSN952-Northridge de la t16; ver la Figura 52 y Figura 53 (dos componentes, H1 y H2); los espectros SRSS de este registro normalizado de casos en el conjunto se muestran en la Figura 54. Esta figura también muestra el espectro promedio del ejemplo de la aplicación del movimiento de tierra RSN952-Northridge, que se calculó promediando los espectros SRSS sobre sus registros normalizados [50]. El espectro de respuesta de diseño se utilizó para escalar los registros normalizados siguiendo ASCE7-16. En consecuencia, los registros normalizados se escalaron con el valor del espectro de respuesta de diseño en 1 segundo ver Ec.56, debido a lo anterior, el espectro promedio normalizado no cae por debajo del espectro MCER [14]. Los valores con los que se calculó el espectro MCER corresponde a los parámetros sísmicos de la ubicación Irvine, CA con las coordenadas 33.687 N, 117.826 W (Ver Figura 51), esta es una zona sísmica alta con parámetros de aceleración de respuesta espectral en períodos cortos  $S_s = 1.545$ , parámetro de aceleración de respuesta espectral en un período de 1 segundo  $S_1 = 0.569$ , clase de sitio D, factor de importancia  $I_e = 1.0$ , coeficiente fundamental de respuesta  $R = 6.0$  y factor de amplificación de deflexión  $C_d = 5.0$ . [51].

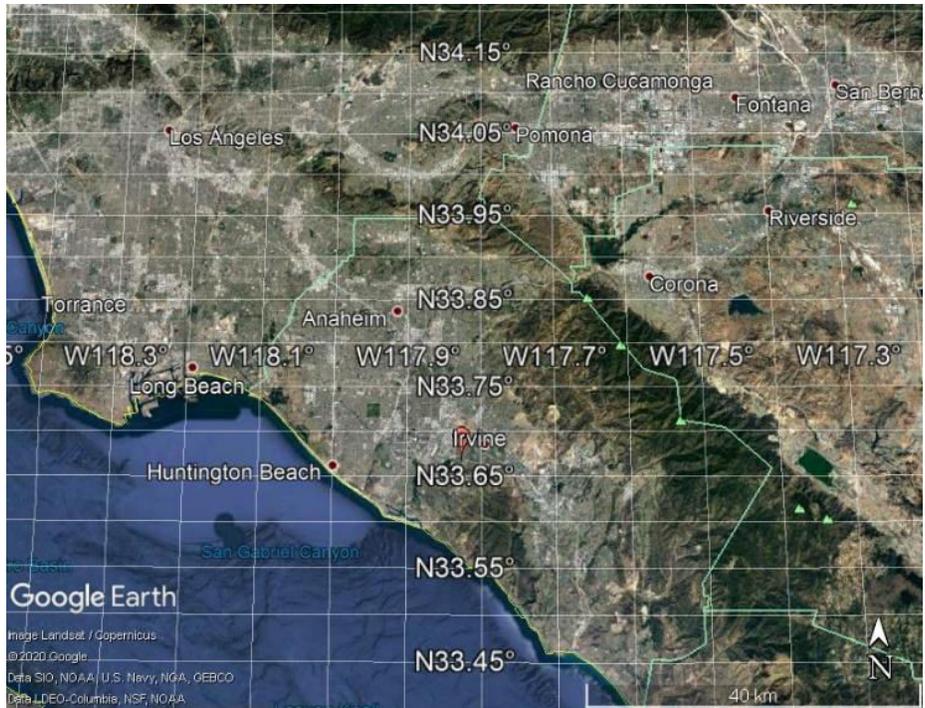


Figura 51 Ubicación Irvine, CA. Coordenadas [Máx. y Mín.].

FEMA P695																	
RSN	Tabla A-4A	Resumen del evento de terremoto y datos de la estación de grabación para el conjunto de registros de campo lejano					Datos del sitio		PGA PEER	PGV PEER	PGD PEER	Factor Norm.	PGA PEER	PGV PEER	PGD PEER	factor Norm.	Factor de escala
		Sismo			Estación		NEHRP	Vs 30									
		No	M	Year	Name	Name	Owner	Clase									
952	1,0	6,7	1994	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	USC	D	356	0,62	28,76	6,25	1,26	0,450	31,38	3,918	1,25	1,03
960	2,0	6,7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC	D	309	0,40	44,36	11,26	0,82	0,472	41,11	14,568	0,95	1,03
1602	3,0	7,1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD	D	326	0,74	55,91	25,57	0,65	0,806	65,85	13,086	0,59	0,66
1787	4,0	7,1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN	C	685	0,27	26,00	19,75	1,39	0,328	44,75	10,690	0,88	0,95
169	5,0	6,5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD	D	275	0,24	26,31	14,69	1,38	0,350	32,98	20,167	1,19	0,82
174	6,0	6,5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS	D	275	0,37	36,00	25,08	1,01	0,379	44,59	21,313	0,88	1,73
1111	7,0	6,9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE	C	609	0,48	46,80	8,40	0,77	0,464	38,24	12,074	1,02	1,49
1116	8,0	6,9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE	D	256	0,23	31,31	8,37	1,16	0,233	21,80	9,711	1,80	0,98
1158	9,0	7,5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD	D	276	0,31	58,84	44,04	0,62	0,364	55,63	24,944	0,70	1,12
1148	10,0	7,5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI	C	523	0,21	13,95	14,23	2,60	0,134	40,05	37,073	0,98	1,70
900	11,0	7,3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG	D	354	0,24	51,10	41,69	0,71	0,152	29,08	23,134	1,35	0,98
848	12,0	7,3	1992	Landers	Coolwater	SCE	D	271	0,28	27,60	18,20	1,31	0,417	43,40	15,245	0,90	1,31
752	13,0	6,9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG	D	289	0,51	38,01	7,06	0,95	0,439	29,60	4,907	1,32	0,92
767	14,0	6,9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG	D	350	0,56	36,29	10,84	1,00	0,368	45,40	24,093	0,86	1,31
1633	15,0	7,4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC	C	724	0,51	42,44	14,86	0,85	0,497	50,56	23,791	0,77	1,07
721	16,0	6,5	1987	Supertition Hills	El Centro Imp. Co	CDMG	D	192	0,36	48,05	19,27	0,75	0,259	41,77	21,848	0,94	1,68
725	17,0	6,5	1987	Supertition Hills	Poe Road (temp)	USGS	D	208	0,47	41,15	7,73	0,88	0,286	29,00	11,359	1,35	0,99
1244	19,0	7,6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB	D	259	0,34	64,97	34,92	0,56	0,398	109,16	74,015	0,36	1,25
1485	20,0	7,6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB	C	705	0,47	50,06	39,28	0,72	0,507	46,35	14,596	0,84	1,30
68	21,0	6,6	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor	CDMG	D	316	0,22	21,71	15,91	1,67	0,195	16,93	12,871	2,31	1,00
125	22,0	6,5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo		C	425	0,36	22,84	4,59	1,59	0,315	30,50	5,208	1,28	1,01

Tabla 16 Movimientos de campo lejano seleccionados [14].

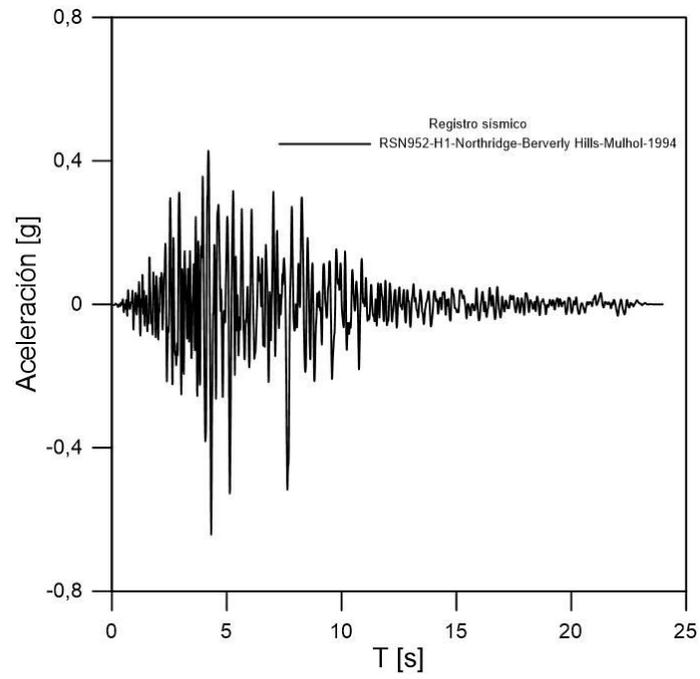


Figura 52 RSN952-H1-Northridge-Beverly-Hills-Mulhol-1994.

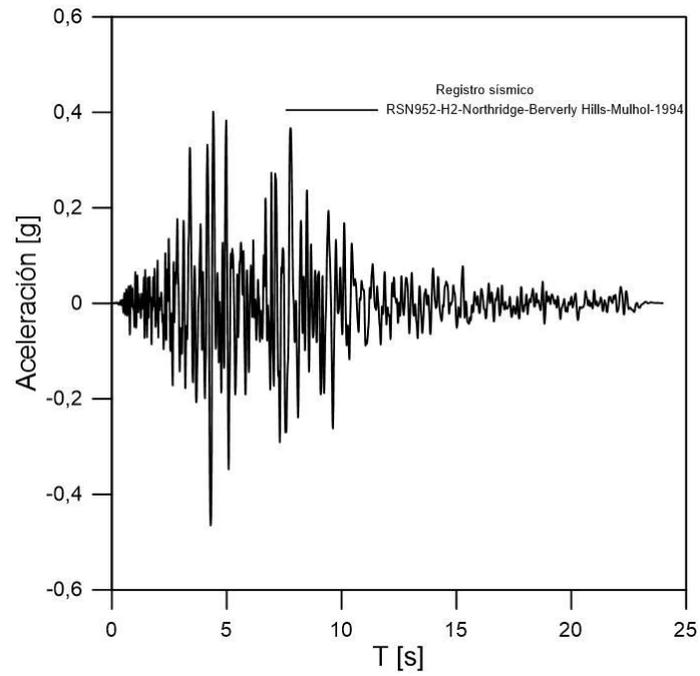


Figura 53 RSN952-H2-Northridge-Beverly-Hills-Mulhol-1994.

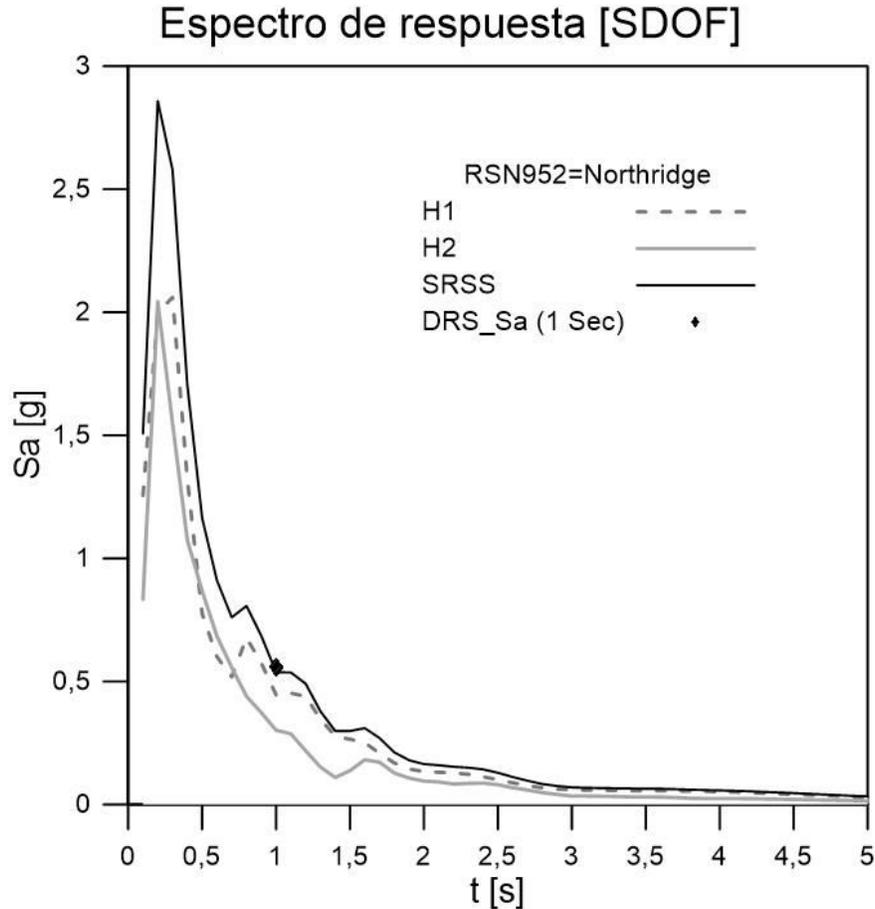


Figura 54 Espectro de respuesta [SGDL].

$$NTH_{1,f} = NM_i \times TH_{1,f} \quad \text{Ec. 53}$$

$$NTH_{2,f} = NM_i \times TH_{2,f} \quad \text{Ec.54}$$

$$SRS_{SRSS} = \sqrt{SRS_{H1}^2 + SRS_{H2}^2} \quad \text{Ec.55}$$

$$\text{Scale\_factor} = \frac{S_{a(1s)} \leftarrow \text{Espectro de respuesta de dise\~{n}o (ASCE7-16)}}{S_{a(1s)} \leftarrow \text{Espectro de respuesta de estructuras (PEER)}} \quad \text{Ec.56}$$

Donde:

$NM_i$  = Factor de normalizaci3n de ambos componentes horizontales de la  $i^{\text{th}}$

$PGV_{PEER, I}$  = Velocidad m1xima en tierra del registro  $i$ -3simo (base de datos NER PEER)

Mediana ( $PGV_{PEER, i}$ ) = Mediana de  $PGV_{PEER, i}$  valores de registros en el conjunto

$NTH1, i$  = Registro  $i^a$  normalizado, componente horizontal 1

$NTH2, i$  = Registro  $i^a$  normalizado, componente horizontal 2

$TH1, i$  = Registro  $i$ , componente horizontal 1 (base de datos PEER NGA)

$TH2, i$  = Registro  $i$ , componente horizontal 2 (base de datos PEER NGA)

En la Tabla 16 Movimientos de campo lejano seleccionados [14].se presentan los registros sísmicos utilizados los cuales se compararon con el espectro elástico de diseño del ejemplo de aplicación, siguiendo la ASCE7-16, el cual se realizo con los parámetros sísmicos de la ubicación Irvine, CA de la Figura 51. El resultado del anterior procedimiento es el que se muestra en la Figura 55.

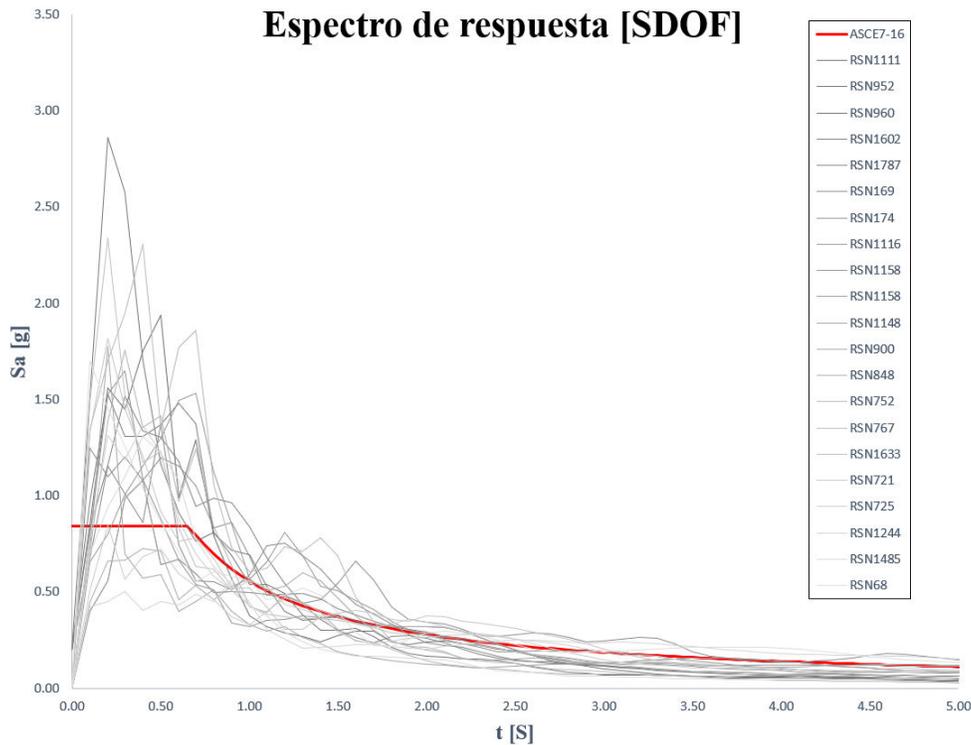


Figura 55 Espectros de respuesta ASCE7-16 y FEMA P695.

#### 4.4 Ejemplo de aplicación (Calculo de capacidad lateral del sistema de resistencia lateral vertical)

A continuación, se presentan todas las variables calculadas para ejemplo de aplicación, empezando por el sistema de resistencia lateral vertical, diafragma, cables y por ultimo el fusible, evidenciando los cálculos y valores pertinentes del ejemplo de aplicación o prototipo, dando como resultaods valores que se ajustan al procedimiento de diseño de estructuras autocentrantes.

#### 4.4.1 Desarrollo de curvas de fuerza- elongación axiales simplificadas para riostras individuales

A:	69	cm <sup>2</sup>
L:	452	cm
I:	1340	cm <sup>4</sup>
r:	4,42	cm
K	1	

Tabla 17 Propiedades geométricas del Pipe 5XXS.

Fy:	31,7	kN/cm <sup>2</sup>
Fu:	42,83	kN/cm <sup>2</sup>
E	19996	kN/cm <sup>2</sup>
φc	1	

Tabla 18 Propiedades del material.

Donde :

- A: Area de la sección-riostra
- L: Longitud de la riostra
- I: Inercia de la sección
- r: Radio de giro
- K: Factor de esbeltez
- F<sub>y</sub>: Limite de fluencia
- F<sub>u</sub>: Limite ultimo
- E: Módulo de elasticidad
- Φ<sub>c</sub>: Factor de resistencia

**Estado A:** Comprobación de compresión

$$\text{Tension de Euler } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 18,87 \quad \text{Ec. 57}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \longrightarrow \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{f_y}{F_e}\right] * f_y = 15,7 \quad \text{Ec. 58}$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \longrightarrow \quad F_{cr} = 0.877 F_e = 16,6 \quad \text{Ec. 59}$$

$$\text{Rigidez axial: } k_{\text{riostra}} = \frac{EA}{L} = 3052 \text{ kN/m} \quad \text{Ec. 60}$$

$$\text{Deformación axial: } \delta_{cy} = \frac{P_{cr}}{k_{\text{riostra}}} = 0,355 \text{ cm} \quad \text{Ec. 61}$$

$$P_{ca} = P_{ya} = \phi_c * F_{cr} * A_g = 1082,9 \quad \text{Ec. 62}$$

**Estado B:** Comprobación de tracción

Capacidad de tracción axial:  $P_y = f_y A_g = 2187 \text{ kN}$  Ec. 63

Deformación axial:  $\delta_{ty} = \frac{P_y}{k \text{ riostra}} = 0,717 \text{ cm}$  Ec. 64

Pandeo por compresión:  $P_c = \left(\frac{\delta_{cy}}{\delta_c}\right)^{\frac{2}{3}} * P_{cr} = 677,7 \text{ kN}$  Ec. 65

**Estado C:** Comprobación al Post-pandeo

Riostra con pos-pandeo a compresión  $P_c = 324,9 \text{ kN}$  Ec. 66

Deformación axial  $\delta_{cu} = \frac{\delta_{cy}}{\sqrt{P_c}} \cdot 1.5 = 2,159 \text{ cm}$  Ec. 67

Donde:

- $f_y$  Fluencia del acero
- $A_g$  Area global
- $P_c$  Pandeo por compresión
- $P_{cr}$  Tensión crítica de pandeo
- $\delta_c$ : Desplazamiento axial de compresión
- $\delta_{cy}$ : Desplazamiento axial cuando la riostra se dobla
- $E$  Módulo de elasticidad

$P_{cc}$	$P_{cb}$	$P_{ca}$	$P$	$P_{ya}$	$P_{yb}$	$P_{yc}$
324,9	677,7	-1083	0	1082,9	2187,3	2187,3
$\delta_{cu}$	$\delta_{cb}$	$\delta_{cy}$	$\delta$	$\delta_{ta}$	$\delta_{ty}$	$\delta_{tu}$
2,159	0,485	0,355	0	0,3547	0,7166	2,1589

Tabla 19 Resumen de resultados para riostra sometida a tensión y compresión.

En la Figura 56 se presenta como es el comportamiento de la riostra de acero seleccionada cuando interactua con fuerzas axiales que son aplicadas a la estructura, evidenciando así el comportamiento y las deformaciones esperadas que esta presentará ante una excitación sísmica.

Riostra de acero sometido a tensión y compresión

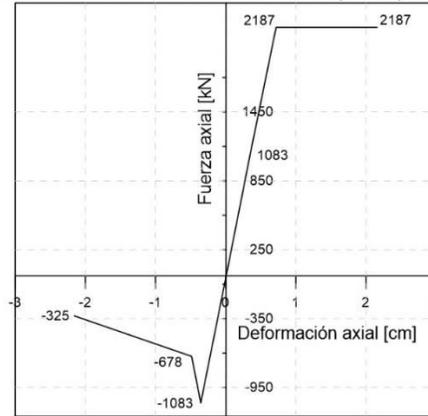


Figura 56 Desarrollo de curvas de fuerza-deformación axiales simplificadas para riostras individuales.

#### 4.4.2 Cálculo de curva de capacidad del LFRS de la estructura (Riostras en X y V invertida)

**Estado A:** Comprobación de compresión

$$P_{ca} = \varphi_c P_n = \varphi_c F_{cr} A_g = 1082,9 \quad \text{Ec. 68}$$

$$P_{ta} = \varphi_c P_n = \varphi_c F_{cr} A_g = 1082,9 \quad \text{Ec. 69}$$

**Estado B:** Comprobación a tensión

$$P_{cb} = \left( \frac{\delta_{cy}}{\delta_c} \right)^{\frac{2}{3}} * P_{cr} \quad \text{Ec. 70}$$

$$P_{tb} = f_y * A_g \quad \text{Ec. 71}$$

**Estado C:** Comprobación a post-pandeo

$$P_{cc} = 0.30 F_{cr} A_g \quad \text{Ec. 72}$$

$$P_{tc} = f_y * A_g \quad \text{Ec. 73}$$

Fuerza resistente en A	Ferza resistente en B	Fuerza resistente en C	Ángulo
V1A = 1734	V1B = 2294	V1C = 2012	$\theta = 36,8$
$\Delta 1A = 0,443$	$\Delta 1B = 0,895$	$\Delta 1C: 2,696$	$\text{Cos}\theta = 0,80$

Tabla 20 Valores de cortante vs desplazamientos en riostras en X y V.

Estado	Nivel 1- Estructura	
	X (cm)	V (kN)
	0,0	0,0
A	0,443	1734,2
B	0,895	2294,1
C	2,696	2011,6

Tabla 21 Resumen resultados de PushOver.

Aplicando el análisis Push-Over ilustrado en la Figura 57, se puede evidenciar las deformaciones laterales a las que está expuesta la estructura en los puntos definidos previamente, evidenciando un comportamiento ideal para el prototipo.

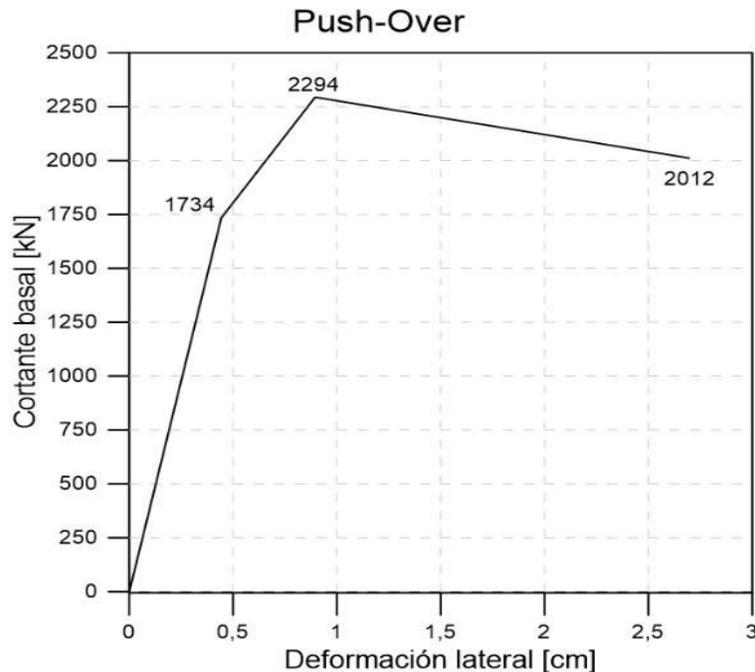


Figura 57 Desarrollo de curva de empuje para definir la fuerza de corte y la deriva de piso.

A continuación, se evaluará uno de los parámetros del sistema de resistencia lateral vertical más importante, debido a que es el parámetro que mayor influencia tiene en la respuesta a las cargas sobre la estructura, este valor es estimado con base al valor de  $P_{cre}$  calculado en la Ec. 74, con el fin de obtener el valor de esbeltez  $\lambda_e$  mostrado en la Ec. 75.

$$P_{cre} = \frac{\pi^2 * EI}{L^2} = 1294 \text{ kN} \quad \text{Ec. 74}$$

$$\lambda_e = \frac{P_y}{P_{cre}} = 1,30 \quad \text{Ec. 75}$$

#### 4.4.3 Valores de rigidez, capacidad y masa para el diafragma

Debido a que para este estudio no se hizo una variación de los datos de entrada del diafragma para hacer el análisis paramétrico, solo se utiliza la rigidez y la resistencia lateral a cortante del diafragma seleccionado, el cual se muestra en el capítulo 3 y en el ANEXO B.

Sn Propuesto: 88,99 kN/m  
 G' Propuesto: 182995,33 kN/m

La Tabla 22 presenta las cargas y masas a la que está sometida la estructura en evaluación

Steel deck (kN/m <sup>2</sup> ):	2,025
Particiones (kN/m <sup>2</sup> ):	2,206
Canga viva (kN/m <sup>2</sup> ):	5,88
Carga gravitacional del diafragma (kN/m <sup>2</sup> ):	0,38
Carga gravitacional de columnas (kN/m <sup>2</sup> ):	0,073
TOTAL	10,564

Tabla 22 Cargas y masas del diafragma.

Analizando los valores obtenidos se muestra la forma de distribución de las cargas en el modelo de OpenSees que el 50% de la masa se aplicó en todo el centro del diafragma y el otro 50% se distribuyó por mitades para el sistema de resistencia lateral vertical, así como lo muestra la Figura 58.

```
# Apply Load Pattern:
ops.timeSeries('Linear', 1)
ops.pattern('Plain', 1, 1)
ops.load(2, 0.0, 0.25, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0)
ops.load(3, 0.0, 0.50, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0)
ops.load(4, 0.0, 0.25, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0)
```

Figura 58 Distribución de cargas en el diafragma.

#### 4.4.4 Procedimiento de cálculo de la curva de capacidad del diafragma de sección compuesta

R $\Omega$ :	1,5
S <sub>n</sub> (kN/m <sup>2</sup> ):	88,99
G' (kN/m <sup>2</sup> ):	182995,33
W (m):	18
L (m):	54
L <sub>p</sub> : 0,1 * L (m)	5,4
$\gamma_i$ : (R $\Omega$ *S <sub>n</sub> ) / G'	0,000704
V <sub>n</sub> :S <sub>n</sub> *W (kN)	1601,79
$\delta_{elastic}$ : $\gamma_i$ *0,25*L*1000 (mm)	9,50
$\delta_1$ : $\delta_{elastic}$ * 0,9 (mm)	8,55
$\delta_2$ : $\delta_{elastic}$ * 1,15 (mm)	10,92
$\delta_3$ : $\delta_{elastic}$ * 3,8 (mm)	36,1
$\delta_4$ : $\delta_{elastic}$ * 3,84 (mm)	36,48
F1 : V <sub>n</sub> *0,9 (kN)	1441,61
F2 : V <sub>n</sub> (kN)	1601,79
F3 : V <sub>n</sub> * 1,01 (kN)	1617,8
F4 : V <sub>n</sub> * 0,3 (kN)	480,54

Tabla 23 Datos para cálculo de curva de capacidad.

Donde:

- $R\Omega$ : Coeficiente de disipación de energía del diafragma
- $S_n$ : Resistencia del diafragma por unidad de longitud
- $G'$ : Rigidez inicial del diafragma por unidad de longitud
- $W$ : Ancho del diafragma
- $L$ : Largo del diafragma
- $L_p$ : Longitud plástica del diafragma
- $\gamma_i$ : Angulo de cortante
- $V_n$ : Resistencia del diafragma
- $\delta_{\#}$ : Estados de deformación del diafragma
- $F_{\#}$ : Estados de capacidad del diafragma

Teniendo en cuenta todos los parámetros calculados en la Tabla 23, obteniendo la curva de capacidad del diafragma obteniendo así la máxima carga y la máxima deformación esperada para el diafragma de sección compuesta, el cual se muestra en la Figura 59 Curva de capacidad del diafragma. Figura 59.

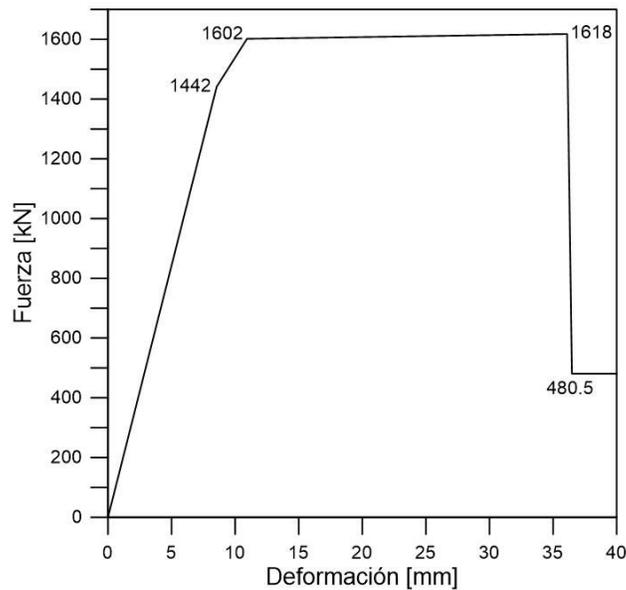


Figura 59 Curva de capacidad del diafragma.

#### 4.4.5 Cálculo de variables de entrada para el cable

A partir de los valores mínimos y máximos mostrados en el cap 3 de los cables postensados, obtuvo la información inicial para realizar el ejemplo de aplicación, dichos datos se variaron de forma probabilística con un muestreo aleatorio de hipercubos latinos (LHS), los cuales se tomaron como una distribución normal, para calcular todas las variables que influyen directamente en los cables postensados

$n = 4$  ;  $A_{pt} = 98$  ;  $V_f = 72,31$

$$SCr = \frac{\sum P_i}{\sum V_f} = 1.69 \quad \text{Ec. 76}$$

$$P_i = SCr * V_f = 122,204 \quad \text{Ec. 77}$$

$$f_i = \frac{P_o}{n * A_{pt}} = 0,312 \quad \text{Ec. 78}$$

$$Es_{PT} = (204.83 - 187.59) * Es_{PT\_LHS} + 187,59 = 202,16 \text{ (Kn/mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. 79}$$

$$Es_{PT\_LHS} = 0,845$$

$$Fu_{PT} = (2 - 1,793) Fu_{PT\_LHS} + 1,793 = 1,85 \text{ (Kn/mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. 80}$$

$$Fu_{PT\_LHS} = 0,28$$

$$eu_{PT} = ((5,5 - 1) eu_{PT\_LHS} + 1) / 100 = 0,013 \% \quad \text{Ec. 81}$$

$$eu_{PT\_LHS} = 0,06$$

$$\alpha_{PT} = (0,98 - 0,85) \alpha_{PT\_LHS} + 0,85 = 0,88 \quad \text{Ec. 82}$$

$$\alpha_{PT\_LHS} = 0,24$$

#### 4.4.6 Calculo de variables de entrada para el fusible

Basado en el estudio estadístico de las variables tomados de la Tabla 13, los cuales están en el rango mínimo y máximo mostrados en el cap 3, fue que se obtuvieron los datos para aplicar en el ejemplo de aplicación, dichos datos se variaron de forma probabilística con el LHS, los cuales se tomaron como si fuera una distribución normal, para poder calcular todas las variables que influyen directamente en los fusibles del prototipo.

$$V_{p\_f} = ((227,3 - 58,1) V_{pf\_LHS} + 58,1) = 72,31 \quad \text{Ec. 83}$$

$$V_{pf\_LHS} = 0,084$$

$$K_{_v} = ((79,1 - 18,1) kif\_LHS + 18,1) = 24,51 \quad \text{Ec. 84}$$

$$kif\_LHS = 0,105$$

## 5. Desarrollo del modelo computacional – Prototipo simplificado (modelo numérico)

La simulación a través de elementos finitos cumple un rol fundamental en el análisis y evaluación de los nuevos sistemas estructurales, ya que los resultados obtenidos reflejan una realidad aproximada del comportamiento de los elementos y materiales que componen la estructura ante las acciones externas impuestas sobre ellos, dichos elementos se muestran en la Figura 61a. Con el objeto de simular el sistema estructural autocentrante propuesto, que interactúa entre el diafragma y el sistema vertical de resistencia a fuerzas laterales, se utilizó el software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)[52], para desarrollar un modelo estructural simplificado de resortes discretos que representa múltiples elementos no lineales, del cual la definición de los elementos estructurales se evidencia en la Figura 60, este modelo consiste en un pórtico espacial de un solo nivel que está compuesto por tres elementos principales, dos de ellos representan el SRFLV y el

horizontal que representa el diafragma, adicionalmente el modelo cuenta con resortes que representan el SEA que consta de elementos con alta capacidad elástica (cables postensados) , dispositivos de disipación de energía (fusibles tipo mariposa) y los vanos (elementos gap de OpenSees) entre el SRFL, el SEA y el diafragma.

Todos los componentes estructurales se crearon como elementos twoNodeLink, pero los materiales son diferentes, los cuales están descritos en la Tabla 24. Como lo muestra Figura 61b el sistema de resistencia lateral vertical está representado por los elementos 12 y 54 los cuales están empotrados en la base (Nodos 1 y 5) y en su parte superior poseen un desplazamiento transversal permitido (Nodos 2 y 4) y además se concentra la masa aferente del SRFL y el diafragma, por otra parte, los elementos 233 y 433 representan el diafragma los cuales se conectan en los extremos exteriores (Nodos 23 y 43) con el SEA y en el centro (Nodo 3) donde se concentra la masa del diafragma. La idealización del diafragma de sección compuesta es estable gravitacionalmente es decir el desplazamiento vertical es restringido, de esta manera se representó el sistema de resistencia a cargas gravitacionales y se omitió el aporte de rigidez lateral de las columnas articuladas en la base que lo componen. Teniendo en cuenta lo anterior la restricción al desplazamiento lateral solo depende del SEA que lo conecta con SRFL. Los cables postensados están representados con los elementos 2122 y 4142 los cuales se conectan al SEA a través de elementos gap en los nodos 21,22 y 41, 42 respectivamente, los fusibles tipo mariposa son identificados con los elementos 223 y 443 y al igual que los cables se conectan con los elementos gap al SEA en los nodos 2,23 y 4, 43. Es importante aclarar que el sistema estructural planteado es inestable longitudinalmente (eje x, ver Figura 61) ya que para este estudio solo se analizara la dirección transversal, en la Figura 46 se muestra de manera esquemática los componentes de todo el sistema.

```
# Elements:
ops.element('twoNodeLink', 12, 1, 2, '-mat', 2, '-dir', 2, '-orient', 0.0, 0.0, 1.0, 0.0, 1.0, 0.0) # Left vLFRS
ops.element('twoNodeLink', 221, 2,21, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0,-1.0, 0.0, 1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 2-21
ops.element('twoNodeLink', 222, 2,22, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0, 1.0, 0.0,-1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 2-22
ops.element('twoNodeLink', 223, 2,23, '-mat', 5, '-dir', 2, '-orient', 1.0, 0.0, 0.0, 0.0, 1.0, 0.0) # Shear Fuse 2-23
ops.element('twoNodeLink', 2122, 21,22, '-mat', 3, '-dir', 1, '-orient', 0.0, 1.0, 0.0,-1.0, 0.0, 0.0) # PT Cable 21-22
ops.element('twoNodeLink', 2123, 21,23, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0, 1.0, 0.0,-1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 21-23
ops.element('twoNodeLink', 2223, 22,23, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0,-1.0, 0.0, 1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 22-23
ops.element('twoNodeLink', 233, 23, 3, '-mat', 1, '-dir', 2, '-orient', 1.0, 0.0, 0.0, 0.0, 1.0, 0.0) # Left Diaphragm Spring

ops.element('twoNodeLink', 433, 43, 3, '-mat', 1, '-dir', 2, '-orient',-1.0, 0.0, 0.0, 0.0,-1.0, 0.0) # Right Diaphragm Spring
ops.element('twoNodeLink', 4243, 42,43, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0,-1.0, 0.0, 1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 42-43
ops.element('twoNodeLink', 4143, 41,43, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0, 1.0, 0.0,-1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 41-43
ops.element('twoNodeLink', 4142, 41,42, '-mat', 3, '-dir', 1, '-orient', 0.0, 1.0, 0.0,-1.0, 0.0, 0.0) # PT Cable 41-42
ops.element('twoNodeLink', 443, 4,43, '-mat', 5, '-dir', 2, '-orient',-1.0, 0.0, 0.0, 0.0,-1.0, 0.0) # Shear Fuse 4-43
ops.element('twoNodeLink', 442, 4,42, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0, 1.0, 0.0,-1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 4-42
ops.element('twoNodeLink', 441, 4,41, '-mat', 4, '-dir', 1, '-orient', 0.0,-1.0, 0.0, 1.0, 0.0, 0.0) # Gap vLFRS to PT 4-41
ops.element('twoNodeLink', 54, 5, 4, '-mat', 2, '-dir', 2, '-orient', 0.0, 0.0, 1.0, 0.0, 1.0, 0.0) # Right vLFRS
```

Figura 60 Definición de elementos estructurales en el Software OpenSees (Anexo E. Código del programa en Python).

Elementos y materiales en el programa OpenSees			
Material	Componentes estructurales	Tipo de elementos	Tipo de material
1	Diafragma	twoNodeLink	Pinching4
2	SRFLV	twoNodeLink	Hysteretic
3	Cables postensados	twoNodeLink	InitStrainMaterial [Parallel ("Series2" (Series1, ElasticPPGap) "Series1" (Steel4, Hysteretic))]

4	Gap (elemento simulación)	twoNodeLink	Parallel "ENT, Elastic"
5	Fusible	twoNodeLink	Series "Steel4, Hysteretic"

Tabla 24 Elementos y materiales del programa OpenSees.

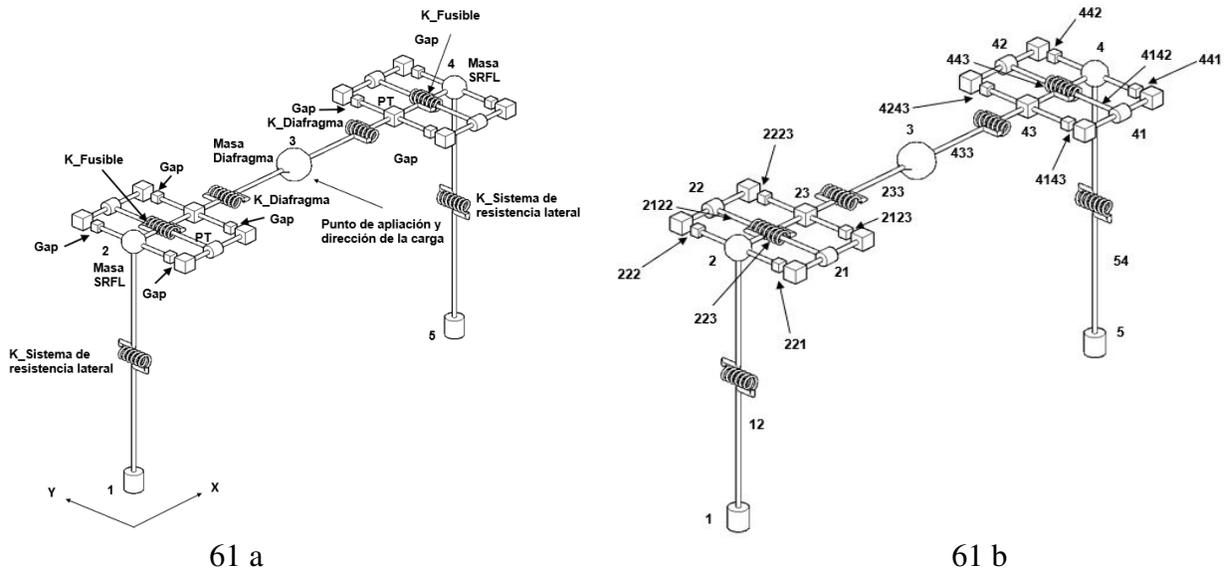


Figura 61 Isométrico-modelo simplificado 1 nivel [SGDL].

Numeración de elementos modelados			
2	Nodo Superior izquierda SRFL	4	Nodo Superior derecha SRFL
21	Nodo 1 postensado	41	Nodo 1 postensado
22	Nodo 2 postensado	42	Nodo 2 postensado
23	Nodo diafragma izquierdo	43	Nodo diafragma derecha
221	Gap (Vano)	441	Gap (Vano)
222	Gap (Vano)	442	Gap (Vano)
223	Fusible	443	Fusible
233	Diafragma izquierdo	433	Diafragma derecho
2122	Cable postensado	4142	Cable postensado
2123	Gap (Vano)	4143	Gap (Vano)
2223	Gap (Vano)	4243	Gap (Vano)

Tabla 25 Numeración de elementos modelados.

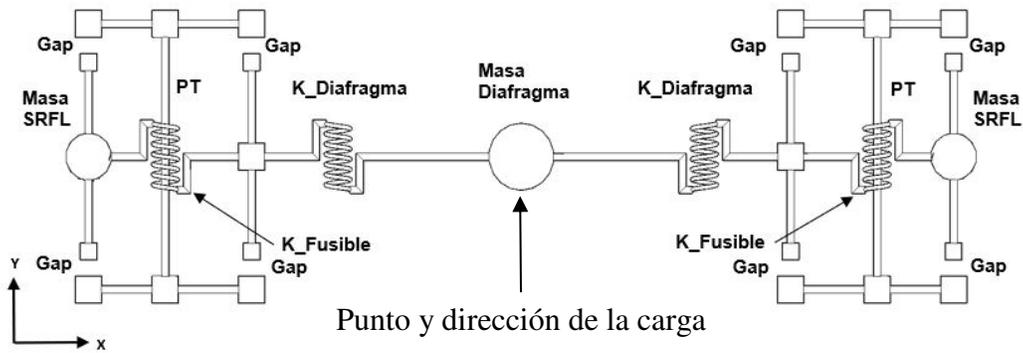


Figura 62 Vista en planta-modelo simplificado [SGDL].

El modelo estructural simplificado fue evaluado con los análisis estáticos Pushover, Cuasi-Estático y la evaluación dinámica se realizó a través de análisis tiempo historia. En el modelo desarrollado el punto de aplicación de la fuerza externa es en el centro del diafragma, desde allí es transferida esta fuerza a los extremos de este dónde se encuentra el SEA y son accionados simultáneamente en la misma dirección los elementos gap, cable y fusible que obtienen la restricción al desplazamiento horizontal en el sistema de resistencia a fuerza lateral vertical (SRFLV) donde actúa la fuerza inercial como se muestra en la Figura 62. En la interacción entre el diafragma, el SEA y el SRFLV se buscó monitorear los diferenciales de desplazamiento entre el diafragma y el SRFLV contra la acción de la fuerza aplicada que se muestra en la Figura 63 (Desplazamiento del diafragma nodo izquierdo “Nodo 2”- desplazamiento en la parte superior izquierda del SRFLV “Nodo 23” contra las reacciones en la base del pórtico “Nodo 1 y 5”), y así conocer la respuesta no lineal de la estructura modelada en OpenSees.

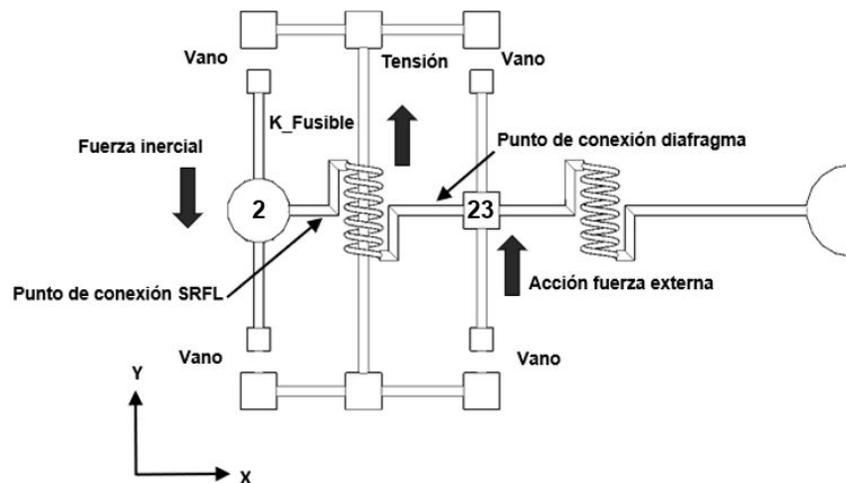


Figura 63 Vista en planta-Acción de la fuerza a través del diafragma.

## 6. Evaluación de la respuesta sísmica del sistema-Prototipo con y sin SEA

Uno de los objetivos principales de este estudio es comparar la respuesta sísmica de una estructura metálica que posea un sistema resistencia lateral vertical convencional (PAC-X o V invertida) conectado a un diafragma de sección compuesta con y sin dispositivos de disipación de energía, para obtener la respuesta sísmica confiable de la estructura ó el prototipo propuesto en esta investigación (ver capítulo 4: Tipos de análisis y ejemplo de aplicación.y el capítulo 5 Desarrollo del modelo computacional – Prototipo simplificado (modelo numérico)), se evaluó la estructura con 3 tipos de análisis: pushover, cuasi-estático y tiempo historia, los resultados de esta evaluación son presentados en este capítulo.

El prototipo propuesto consiste en una estructura que posee un SEA el cual consta de 5 componentes estructurales principales SRFLV, diafragma, fusibles tipo mariposa, cables y elementos gap (vanos) de los cuales en las figuras 65, 66, 68 y 69 se presenta la respuesta estructural de cada uno de estos componentes de acuerdo con los análisis estáticos no lineales empleados (pushover y quasistático). En las figuras 67 y 70 se presentan los resultados de un análisis tiempo historia realizados bajo una sollicitación específica (Registro 952 del año 1994 en Northridge tomado en la estación Berverly Hills-Mulhol) extraída de los sismos recomendados por la FEMA P695 y caso de estudio particular con los que se construyen las curvas de capacidad de cada componente estructural (ver Tabla 26), estos resultados consisten en los desplazamientos, deformaciones, fuerzas en los elementos y energía sísmica disipada de los componentes estructurales “SRFLV, fusibles y diafragma (nodo externo y central 3,23,43 ver Figura 61)”.

Descripción	$\lambda_e$	$E_s_{PT}$	$F_u_{PT}$	$\varepsilon_{u_{PT}}$	$\alpha_{PT}$	SC	$V_p_f$	$k_i_f$
Hipercubos latinos	0.518	0.845	0.288	0.058	0.247	0.547	0.084	0.105
Valores específicos	1.31	202.16	1.85	0.01	0.88	1.69	72.39	24.48

Tabla 26 Propiedades mecánicas de ejemplo de aplicación seleccionado para análisis.

En las figuras 65 y 68 se presentan los resultados del análisis pushover del prototipo sin y con el SEA, estas gráficas ilustran el comportamiento no lineal de cada uno de los componentes estructurales de interés. La subfigura superior izquierda “Global & SRFLV (Figura 65 y Figura 66)”, representa la respuesta no lineal global de la estructura, lo cual se obtiene con el monitoreo del nodo superior del SRFLV y el nodo central del diafragma bajo la acción de la fuerza lateral aplicada. Al comparar este resultado del prototipo (Sin y con SEA) puede notarse que el diafragma con el SEA posee un límite de pérdida para el inicio de capacidad o rigidez negativa mucho más pronunciado que el diafragma convencional, lo cual representa que el prototipo con el SEA ante la acción de una carga sísmica horizontal es más dúctil (desplazamiento último-desplazamiento elástico). Por otra parte, las subfiguras inferior izquierda “Fuerza lateral vs deformación entre diafragma & SRFLV (Figura 65 y Figura 66)”, se presenta el resultado del monitoreo de los desplazamientos

entre el diafragma (Nodo externo) y el SRFLV contra la acción del patrón de carga aplicada, se observa que el prototipo con el SEA presenta un comportamiento lineal, lo que indica que desplazamiento de los nodos monitoreados es el mismo, a diferencia del prototipo con el SEA el cual muestra un comportamiento no lineal idealizado tipo bandera característico de todos los sistemas estructurales autocentrantes.

En el prototipo con el SEA los cables presentaron un comportamiento lineal, lo cual es esperado, puesto que son los componentes restauradores de la estructura. Por otra parte, los dispositivos de disipación de energía sísmica tipo mariposa contrastando con los cables presenta un comportamiento no lineal lo cual es lo esperado para el buen desempeño del SEA

(ver Figura 68). Por último, el diafragma seleccionado (parte superior derecha) en las dos condiciones presenta pequeñas deformaciones lo cual indica que los diafragmas en sección compuesta poseen la capacidad de disipar energía sísmica cuando se presentan las fuerzas inerciales superiores a su capacidad elástica.

En las figuras 66 y 69 se presenta los resultados del análisis cuasi-estático del prototipo sin y con el SEA el cual a diferencia de las cargas del análisis pushover el patrón de cargas es cíclico, en este análisis se observó el mismo comportamiento que en las figuras 66 y 67, de lo cual se hace hincapié en el aumento de la capacidad dúctil del prototipo cuando se utiliza el sistema estructural auto-centrante, además los fusibles tipo mariposa muestran un comportamiento cíclico estable y el cable continúa siendo elástico, esto permite la corroboración de un comportamiento no lineal tipo bandera

En las figuras 67 y 70 se presenta los resultados del análisis tiempo historia del prototipo sin y con él SEA, estas figuras poseen 4 subfiguras que presentan los desplazamientos, deformaciones, fuerzas en los elementos y energía sísmica disipada. La energía histerética disipada se puede comparar con el trabajo realizado por las cargas y momentos aplicados utilizando el concepto de balance de energía en los miembros estructurales. El aporte de energía proporcionado por una carga externa se puede comparar con la suma de la energía cinética, de amortiguamiento y deformación. Por otra parte, la energía de deformación se puede separar en dos componentes, que sería la energía de deformación elástica y la energía histerética, la energía inicial es igual al trabajo realizado por las fuerzas externas aplicadas a la estructura, este enfoque se adopta para lograr calcular la energía disipada dentro de un componente estructural una sollicitación cíclica, la anterior descripción se puede evidenciar en la Figura 64 [53].

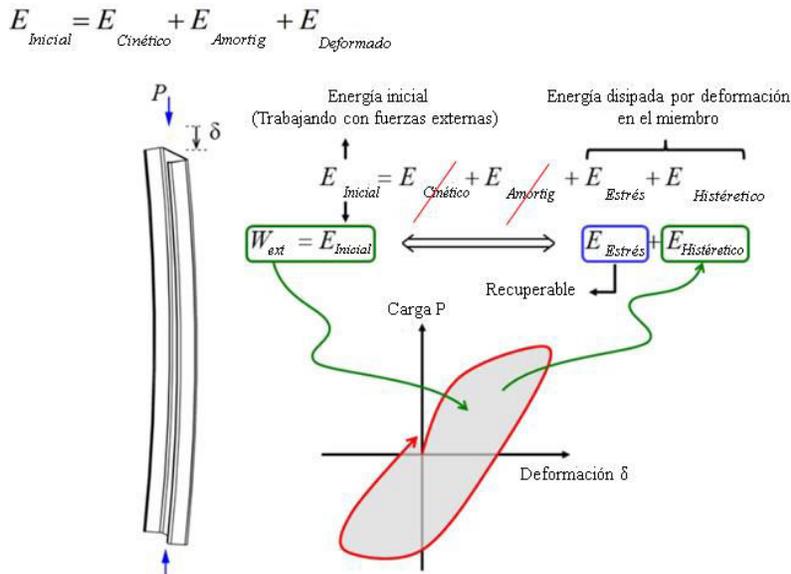


Figura 64 Energía disipada comparada con las cargas externas de una estructura [53]

En el análisis sismorresistente es de gran importancia lograr identificar en que lugar y de que forma se disipa la energía sísmica, debido a que esta característica cumple un papel vital a la hora de evaluar la estabilidad de una edificación, el comparativo a continuación hace especial hincapié en los componentes estructurales del prototipo analizado, en la Tabla 27 se muestra el nivel de sollicitación o de requerimiento de capacidad de los componentes del SEA seleccionado se presenta de forma cualitativa, en el cual se varía el color azul de claro a oscuro, siendo el más oscuro una sollicitación alta y el mas claro una sollicitación baja, se omitieron los cables postensados debido a que para este caso particular permanecen elásticos.

Escala de colores	Respuesta estructural	Prototipo Sin SEA				Prototipo Con SEA			
		SRFLV	Diafragma nodo izq	Diafragma nodo central	Fusible	SRFLV	Diafragma nodo izq	Diafragma nodo central	Fusible
Alta	Desplazamientos				No existe				Ki
Media	Deformaciones				No existe				Ki
Baja	Fuerzas en los elementos				No existe				Ki
	Energía sísmica disipada				No existe				Ki

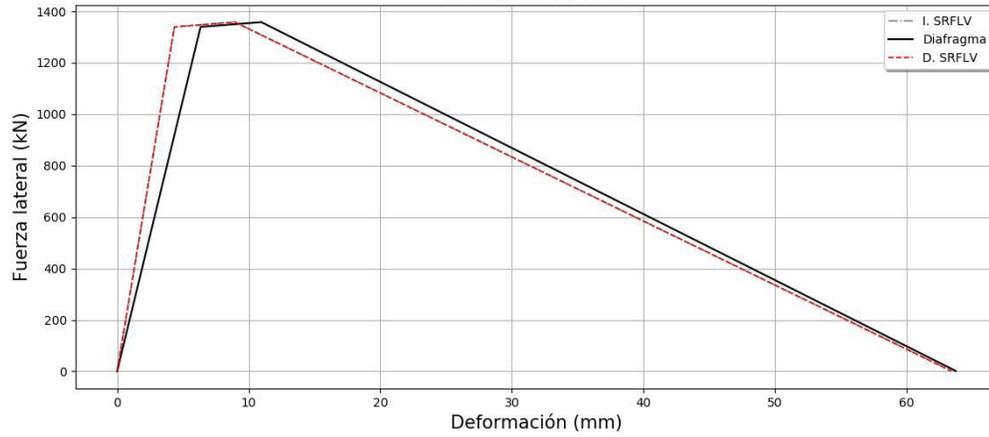
Tabla 27 Respuesta estructural de componentes del SEA.

La t27 se presenta como el resumen de las figuras 67 y 70 en la cual se puede apreciar el comparativos del prototipo con y sin SEA, en aquellos que no lo posee se presenta una alta demanda sísmica en los SRFLV (azul oscuro) los cuales son vitales para la confiabilidad estructural, por el contrario en el prototipo el cual se utilizo los SEA la alta demanda sísmica se concentró en los dispositivos de disipación de energía y los SRFLV (azul claro) fueron

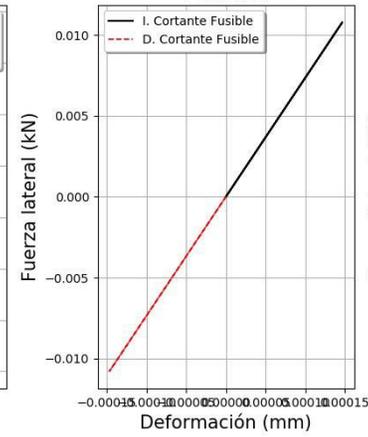
requeridos en una cantidad menor esto nos indica que las fuerzas inerciales que provienen del diafragma pueden reducirse de forma significativa al llegar a los SRFLV si se emplean conexiones deformables o en su defecto dispositivos de disipación de energía con se usaron en este estudio. Por otra parte, los diafragmas por su rigidez alta en el plano en comparación al SRFLV presentaron solicitaciones importantes pero la deformación no fue significativa. Como resultado de lo observado el SEA propuesto en esta investigación, cumple con el objetivo de reducir la demanda sísmica en los sistemas de resistencia sísmica lateral vertical.

# 6.1 Respuesta sísmica del prototipo sin el SEA

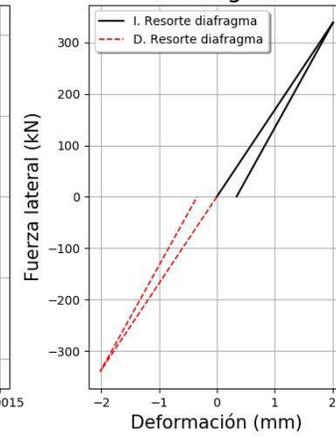
Global & SRFLV



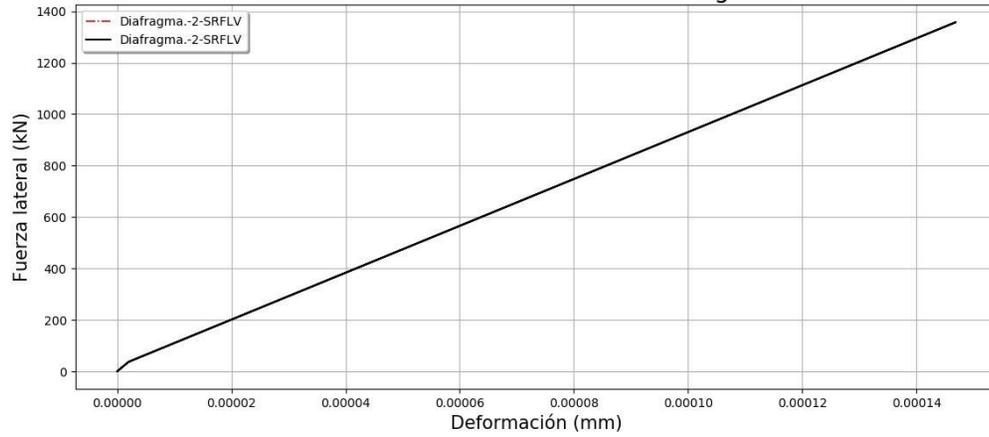
Fusible



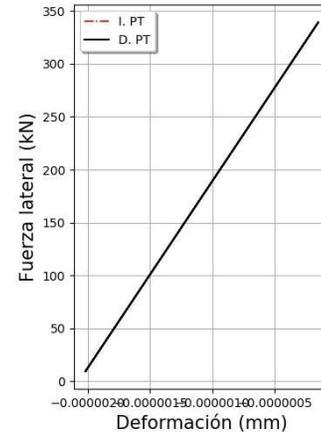
Diafragma



Fuerza lateral vs Deformación entre Diafragma & SRFLV



PT



Elemento GAP

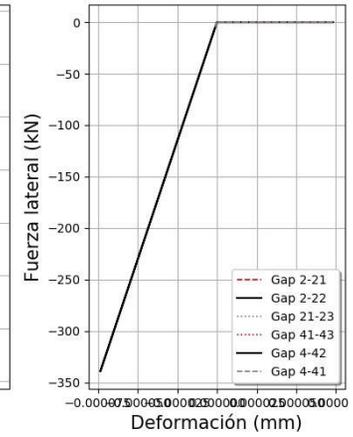


Figura 65 Análisis Pushover sin el SEA.

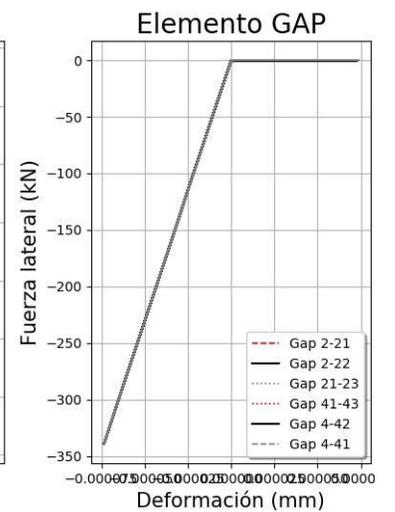
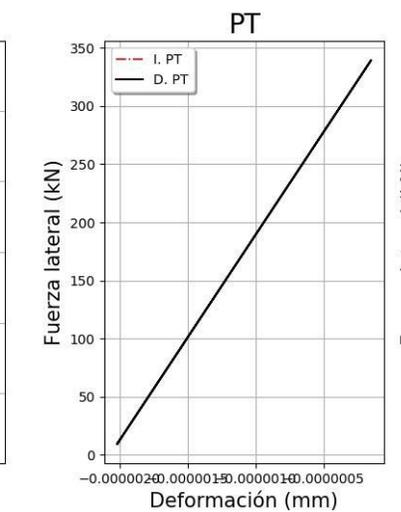
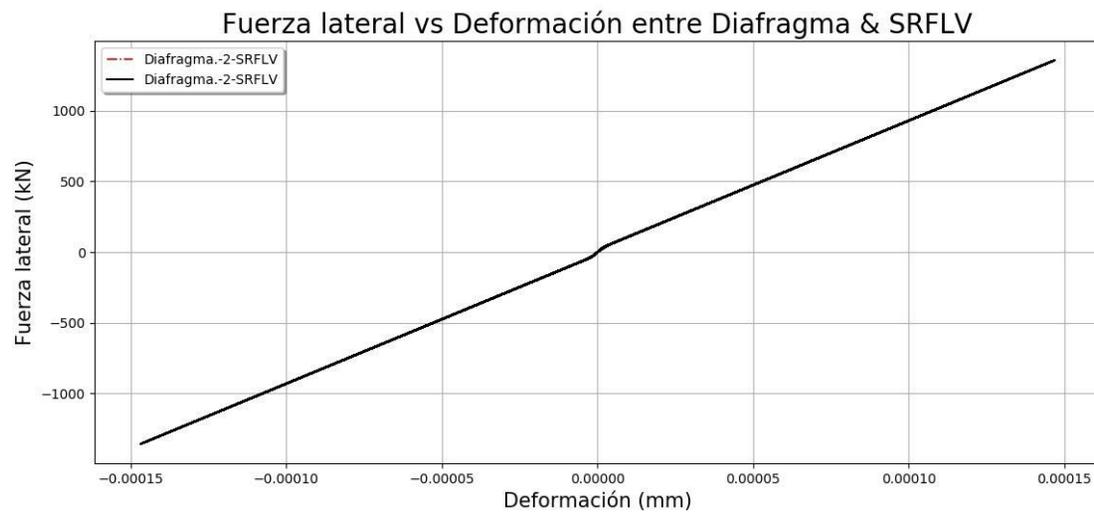
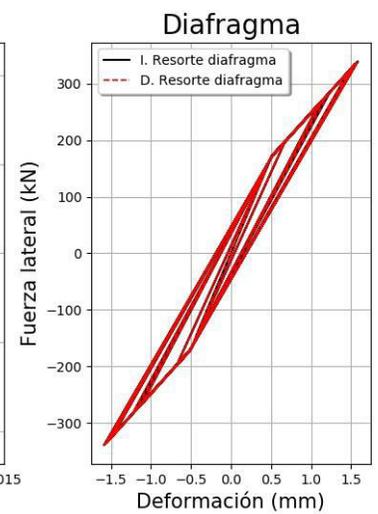
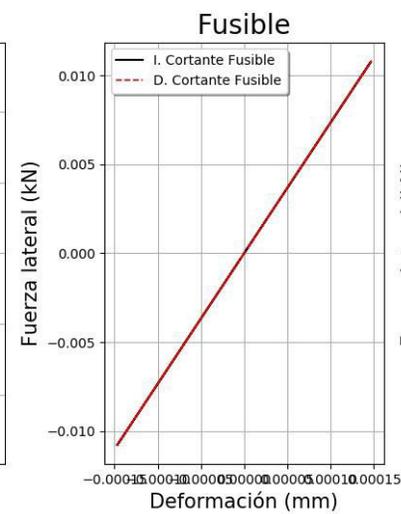
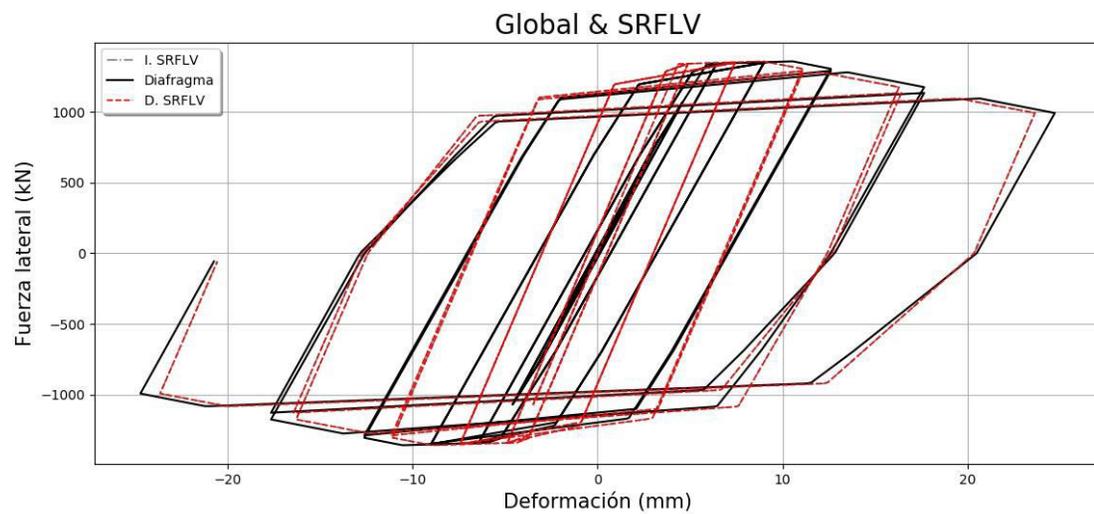


Figura 66 Análisis Cuasi Estático sin el SEA.

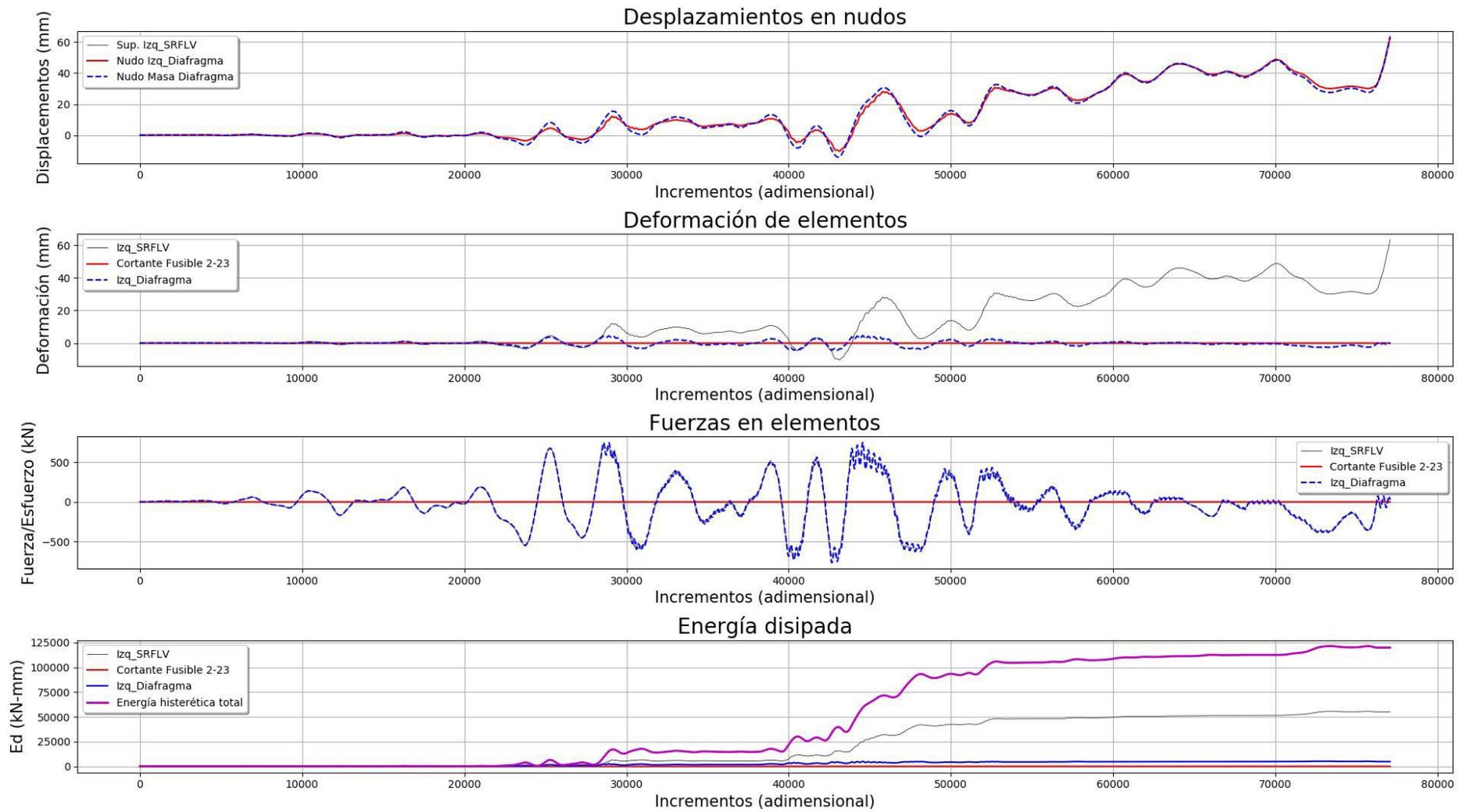


Figura 67 Registro 952 del año 1994 en Northridge tomado en la estación Berverly Hills-Mulhol.

## 6.2 Respuesta sísmica del prototipo con el SEA

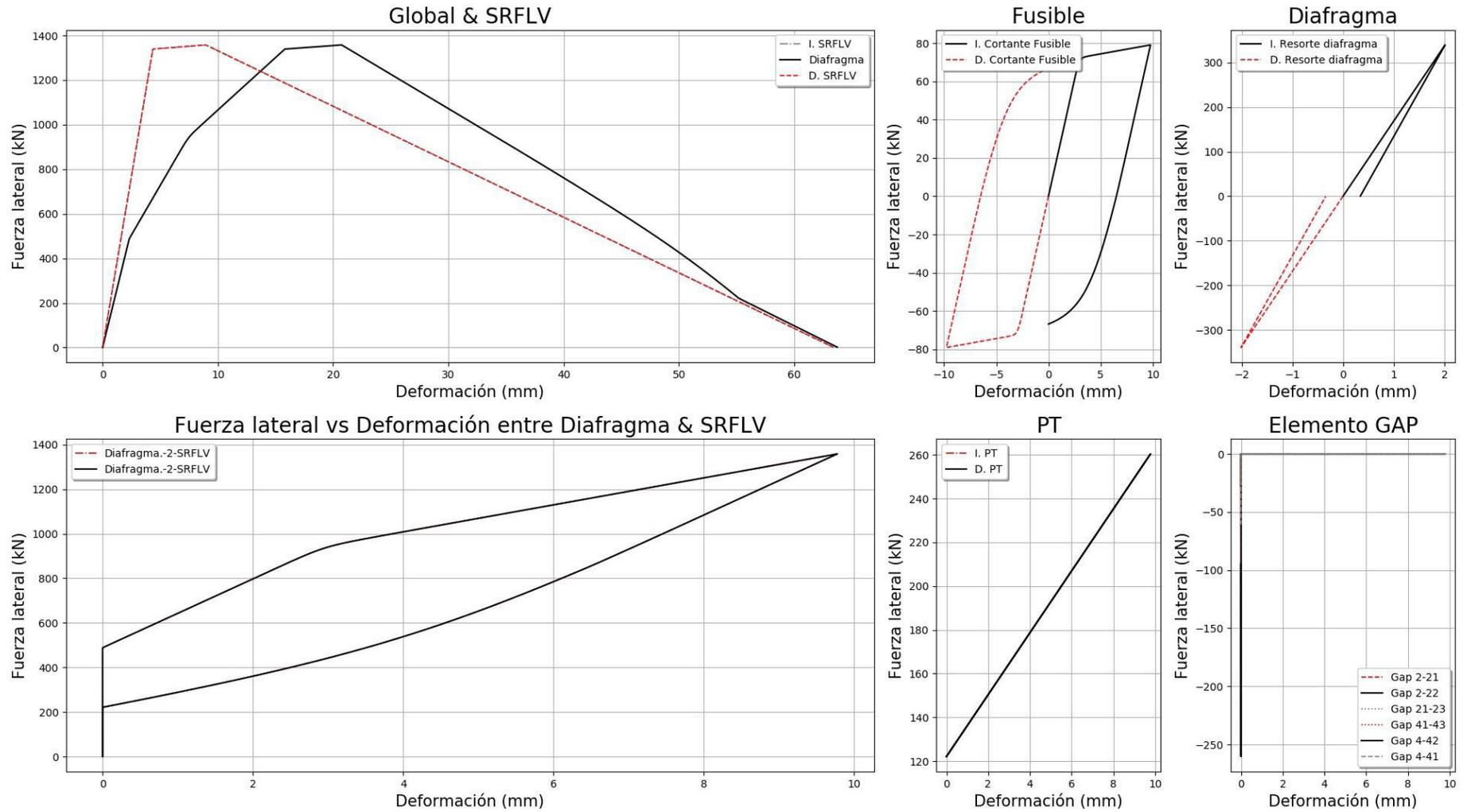


Figura 68 Análisis Pushover con el SEA.

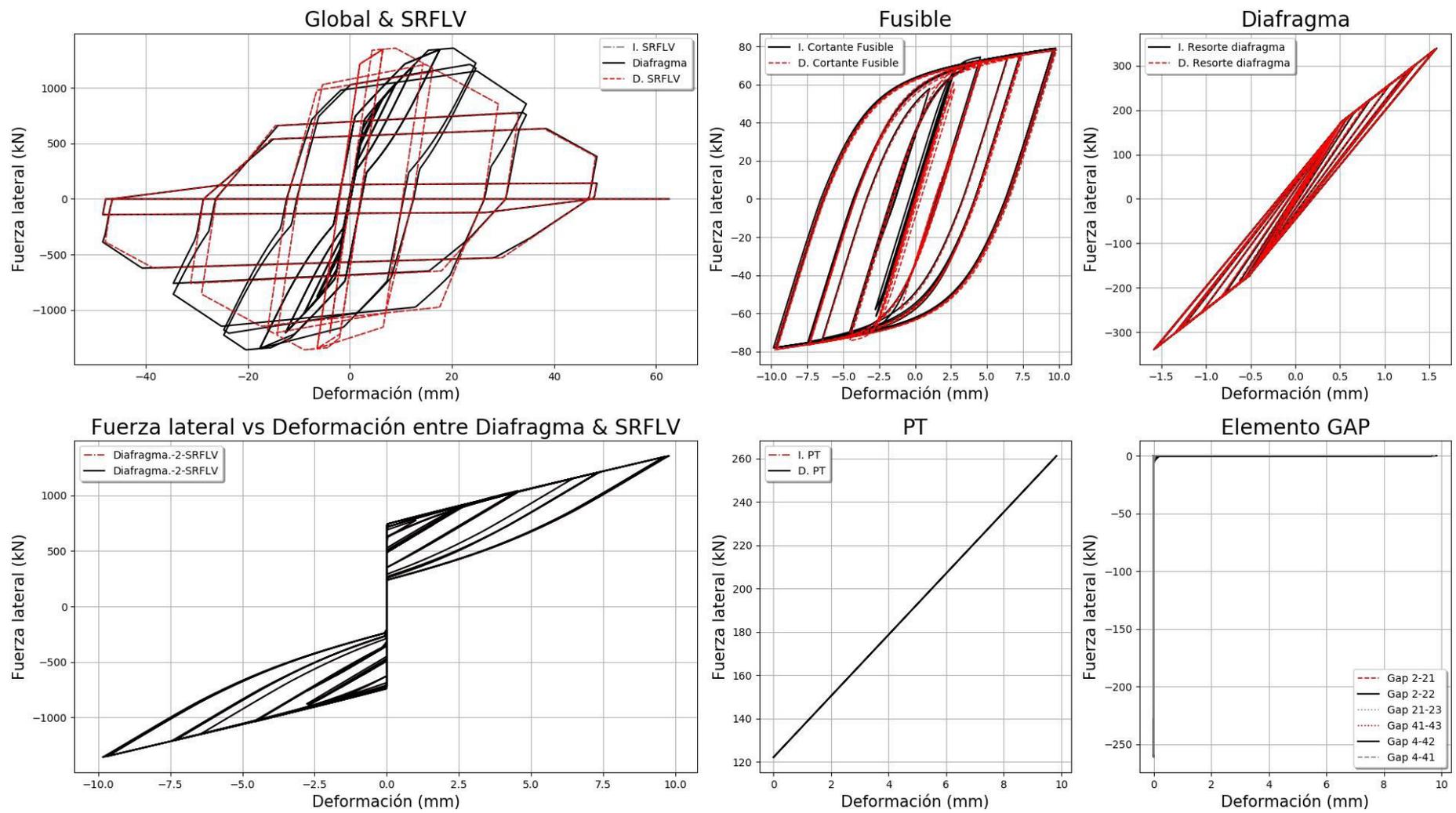


Figura 69 Análisis Cuasi Estático con el SEA.

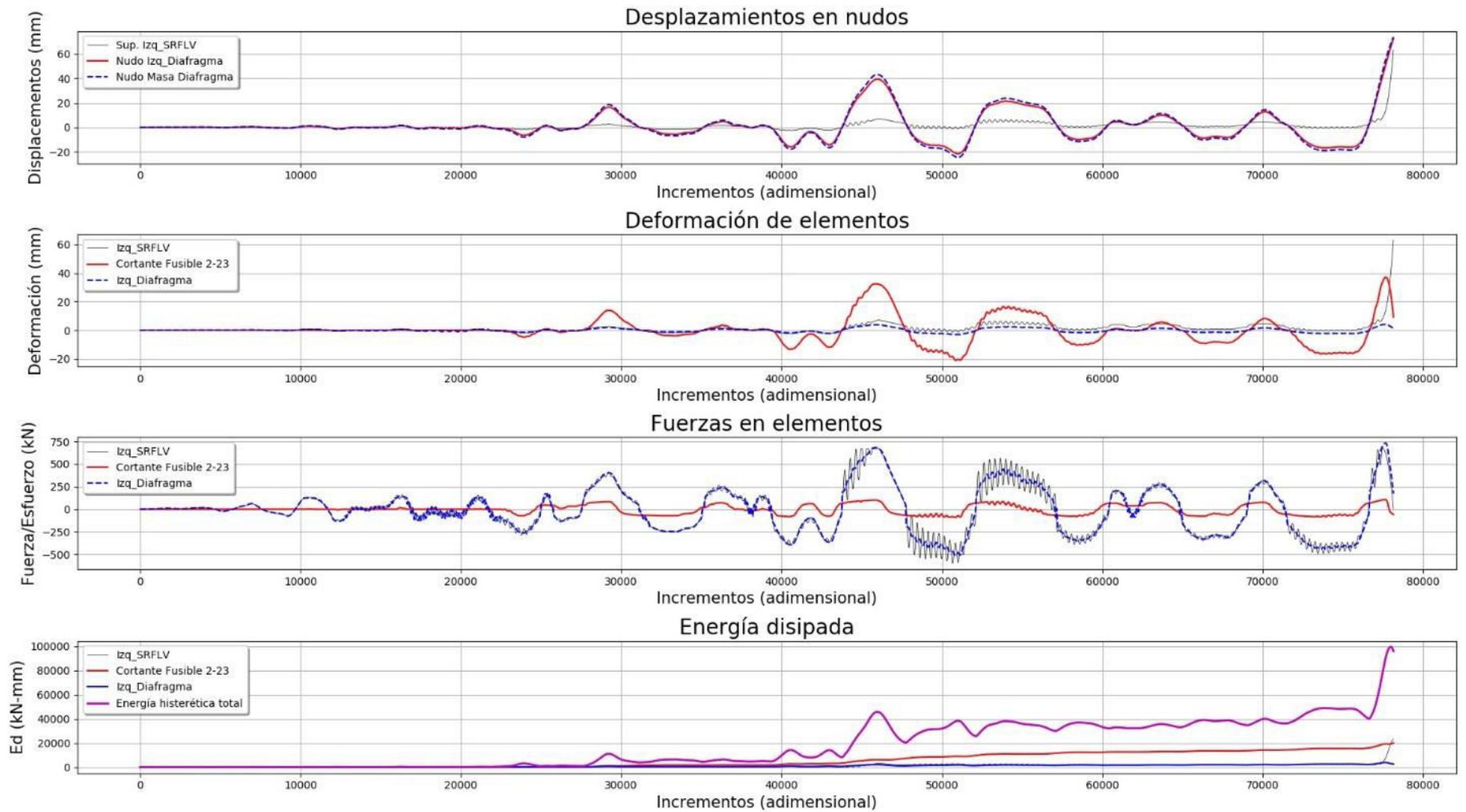


Figura 70 Registro 952 del año 1994 en Northridge tomado en la estación Berverly Hills-Mulhol.

## 7. Estudio paramétrico

En el ejemplo de aplicación desarrollado en este estudio, se tomaron valores determinísticos para los diferentes componentes de la edificación, los cuales provienen del diseño estructural del prototipo convencional y de otras investigaciones previas (fusibles, cables), pero esta información no es concluyente para definir el comportamiento general del prototipo con SEA propuesto, ya que se utilizó la rigidez y capacidad de las partes de una estructura en particular. Con el propósito de conocer cuál es el desempeño estructural del prototipo con y sin el SEA y la influencia de sus componentes estructurales en su respuesta, se realizó un estudio paramétrico utilizando el método de hipercubos latinos, para lo cual se toman aleatoriamente 1000 muestras de cada uno de los elementos estructurales de prototipo tales como: el sistema de resistencia a la fuerza lateral vertical, el diafragma ( $G'$  y  $S_n$  constantes), los cables y los fusibles tipo mariposa. Con las propiedades mecánicas resultantes de cada prototipo (igual configuración estructural) se realizaron evaluaciones con tres métodos de análisis, 2 estáticos (Push-Over y Cuasi-Estático) y un dinámico (tiempo historia), en el análisis tiempo historia se tuvieron en cuenta los 21 registros sísmicos presentados por la FEMA P695, los cuales se evidencian en Tabla 16, para un total de 23 análisis para cada una de las 1000 muestras seleccionadas. Posteriormente a este estudio se puede identificar cuál es la combinación de variables de entrada de los componentes (propiedades mecánicas) que presente el mejor comportamiento para que el sistema no falle ante un evento sísmico.

### 7.1 Método de hipercubos latinos

El método de hipercubos latinos (latín hipercube sampling LHS) fue fundamental para realizar el análisis deseado en el prototipo, debido a que el método selecciona valores aleatorios entre 0 y 1, los cuales se convierten en factores multiplicadores de la magnitud de las variables de las propiedades mecánicas de los componentes estructurales del prototipo. Una de las características fundamentales de este método a diferencia del método de Montecarlo en el cual se basa, es que al tomar las muestras nunca se va a presentar dentro de sus resultados un valor repetido con otro, por lo cual esto garantiza que de las 1000 muestras seleccionadas se obtuvieron 1000 prototipos con propiedades mecánicas diferentes, nos permite analizar el comportamiento global de la estructura con un mayor rango de posibilidades (McLeod et al., 1999). Además este método permite reducir en uno o más órdenes de magnitud la cantidad de ejecuciones computacionales necesarias para obtener una determinada representatividad, en comparación con un Montecarlo clásico, de esa manera se reduce el gasto computacional en este estudio [54].

El muestreo de hipercubo latino (LHS) se inspiró en el concepto de "Cuadrado latino" de las matemáticas combinatorias, donde una matriz ( $n$ -por- $n$ ) se llena con objetos diferentes (es decir, números, caracteres, símbolos, etc.) de modo que cada objeto aparezca exactamente una vez en cada fila y exactamente una vez en cada columna, en la Figura 71a se muestra un ejemplo con 4 objetos. [55]. La idea básica del LHS para un espacio bidimensional y un tamaño de muestra de  $n$ , es dividir cada dimensión en intervalos disjuntos con igual probabilidad marginal de  $(1/n)$  luego se muestrea de manera aleatoria cada intervalo para asegurar que haya un solo punto en

cada nivel. La Figura 71b muestra un ejemplo bidimensional. con 4 puntos de muestra distribuidos uniformemente en cada dimensión por LHS, teniendo en cuenta que los datos se tomaron de una distribución uniforme [56].

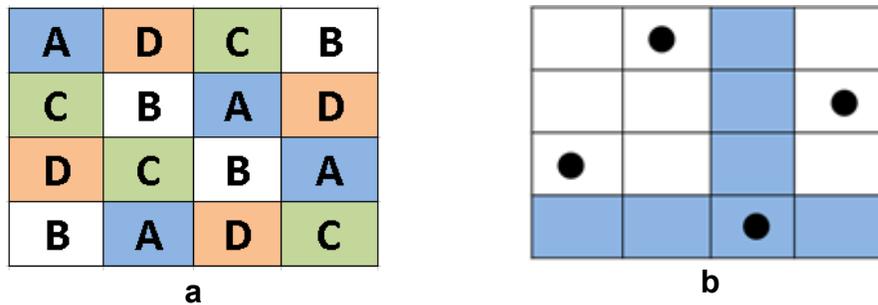


Figura 71 Muestras del hipercubo latino [57].

## 7.2 Análisis de sensibilidad

Así como el método del LHS este análisis de sensibilidad lo que busca es identificar que influencia tiene cada una de las variables entre sí y cual de estas es la que mayor incidencia tiene en el comportamiento sísmico de la estructura. Este análisis se ve reflejado en los histogramas que se explicarán en el siguiente ítem, debido a que ayuda a identificar cual es el peso de cada variable en la respuesta de la estructura, si se desea desarrollar un análisis de sensibilidad se debe de disponer de unos datos de entrada y un modelo a evaluar lo cual es necesario para cada uno de los métodos que se explican en esta sección, para calcular la incertidumbre en los datos de salida (numérico ú otro tipo) se debe asignar datos a diferentes fuentes de incertidumbre en la información de inicio del modelo, en el estudio corresponde a las variables aleatorias que representan los componentes estructurales del prototipo. Adicional a esto una práctica relacionada es el "análisis de incertidumbre", que se centra más bien en cuantificar la incertidumbre en la producción del modelo. Idealmente la incertidumbre y los análisis de sensibilidad deben ejecutarse en conjunto con análisis de incertidumbre, una muestra del debido proceso se muestra en la Figura 72[58].

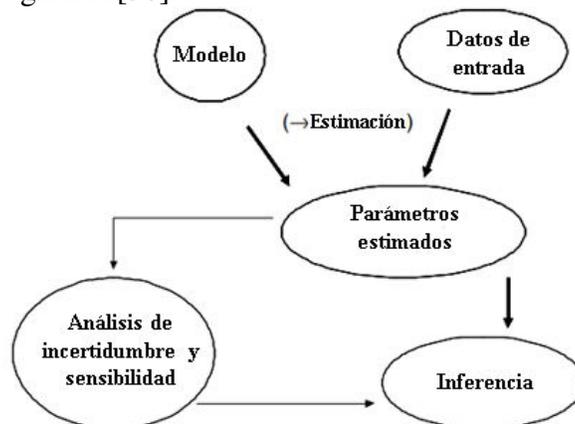


Figura 72 Análisis de incertidumbre y sensibilidad (Saltelli et al., 2008).

Del análisis de incertidumbre y sensibilidad se podría calificar como entrada todo lo que pueda generar una variación en la salida del modelo. Considerandose el esquema de la Figura 72 se obtienen observaciones y un modelo cuyos parámetros se estiman a partir de los datos [58].

Al final de la estimación, se conocen los "mejores" valores de los parámetros, así como sus errores. En este punto, podríamos considerar el modelo "verdadero" y ejecutar un análisis de incertidumbre al propagar la incertidumbre en los parámetros a través del modelo, todos los caminos a la salida del modelo se convierten en factores estimados [59]. Una forma de hacer esto es mediante el análisis de Monte Carlo o LHS, en el que mirar las funciones de distribución de los parámetros de entrada, como se deriva de la estimación [58].

### 7.3 Histograma

Este tipo de gráfico muestra la distribución de un conjunto de medidas. Un histograma es un tipo especial de gráfica de barras que despliega la variabilidad dentro de un proceso. Un histograma toma datos variables (tales como alturas, pesos, densidades, tiempo, temperaturas, etc.) y despliega su distribución. Los patrones inusuales o sospechosos pueden indicar que un proceso necesita investigación para determinar su grado de estabilidad [60].

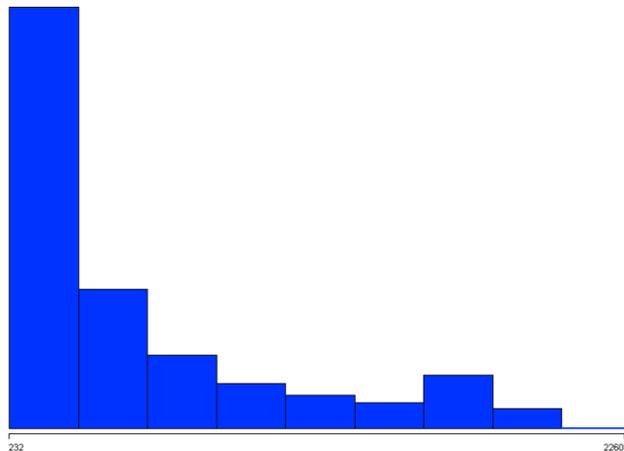


Figura 73 Ejemplo de histograma de ponderación de la variable  $\lambda_e$ .

Estos histogramas son de gran ayuda para mostrar como está distribuida cada una de las variables de entradas (Para una distribución normal el peso es constante en la grafica de las variables) y también como esta distribuida cada una de las variables respuesta, estos histogramas se utilizan para mostrar el comportamiento de las variables obteniendo los valores de los métodos que se han expuesto anteriormente, como por ejemplo que si se obtiene un  $\lambda_e$  con pequeña magnitud, lo mas probable es que en este tipo de grafico se observe que las reacciones de la estructura son altas, esto se puede evidenciar en la Figura 73, todo esto se hace con el fin de buscar que tanto peso o incidencia tienen cada una de las variables de entrada en las variables resultado, teniendo presente que las variables de entrada son variables independientes y las variables resultado son variables dependientes a éstas.

## 7.4 Matriz de correlación

las matrices de correlación son importantes en el análisis de las variables relacionadas con el prototipo debido a que nos brindan la capacidad de identificar que tanto incide una variable respecto a otra, una matriz de correlación es una matriz de coeficientes de correlación entre varias variables que son cuantitativas, que sirven para identificar gráficamente la relación que tiene cada una de las variables del sistema entre si.

En las matrices de correlación, cada columna y cada fila representa una variable a considerar, de los cuales se obtiene un valor de coeficiente de correlación entre las variables representadas en la fila y columna correspondiente. La matriz de correlación es una importante medida métrica la cual tiene como objetivo poder comprender cual es la relación entre las diversas variables para ser mas precisos en la toma de desiciones respecto a las variables estudiadas [61]. Estas matrices usan como insumo principal los coeficientes de correlación, debido a que es un número que denota la fuerza de la relación que hay entre dos variables y proporciona información sobre la relación lineal entre ellas. Hay varios tipos de coeficientes de correlación, pero el más común de todos ellos es el coeficiente de Pearson denotado por la letra griega  $\rho$  (rho) [62].

Los coeficientes de correlación pueden ser positivos o negativos y lo que expresan estos coeficientes es fácilmente entendido mediante su representación gráfica, los cual se conocen como diagramas de dispersión en los que las dos variables están simbolizadas con las letras X e Y [61].

El valor de  $\rho$  se encuentra entre -1 y +1. Los valores cercanos a +1 indican la presencia de una fuerte relación positiva entre X e Y, mientras que los cercanos a -1 indican una fuerte relación negativa entre X e Y. Los valores cercanos a cero significan que no existe ninguna relación entre X e Y [62].

## 7.5 Gráficos de coordenadas paralelas

El gráfico de coordenadas paralelas es una herramienta fundamental para lograr identificar cuales son las variables con mayor influencia en el sistema, verificando cada una de las variables de entrada, obteniendo valores altos y mínimos y presentando que influencia tienen estas directa o indirectamente, o si efectivamente no tienen ninguna, estas gráficas fueron muy útiles para entender el comportamiento y respuesta estructural del prototipo.

Estos tipos de gráficos (ver Figura 74 ) fueron propuestas por Alfred Inselberg de la Universidad de Illinois en 1959, como metodología para la visualización de n dimensiones en problemas de datos multivariantes. Las coordenadas paralelas es un sistema de visualización que permite representar n dimensiones en un sistema bidimensional. En este sistema, cada eje vertical (ordenada) representa un atributo (dimensión) que puede ser continuo o categórico. Cada uno de los ejes verticales de un sistema de coordenadas paralelas puede tener su propia escala o definirse todos con una sola escala, la primera forma nos permite la visualización de hiper-superficies y el análisis del funcionamiento del conjunto de datos, con la segunda podemos hacer un análisis de las relaciones entre las variables. En general, las coordenadas paralelas son una técnica de

visualización donde las dimensiones son simbolizadas como una serie de ejes paralelos perpendiculares, con la misma separación entre ellos (equidistantes) y donde los valores están representados [63].

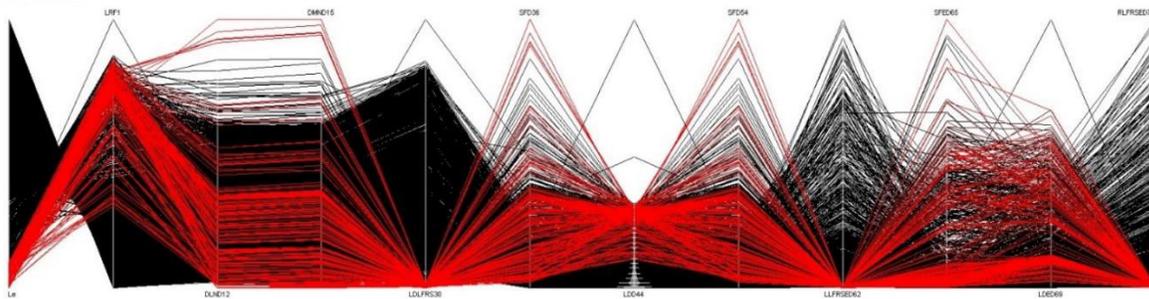


Figura 74 Ejemplo de coordenadas paralelas con  $\lambda_e$  mín.

Las coordenadas paralelas tienen la ventaja respecto a otros métodos de representación, ya que son: fáciles de construir, no se requieren conocimientos avanzados de matemáticas. Además, proporcionan un medio para poder, observar patrones o las tendencias de las variables para los diagnósticos de modelos matemáticos, como en este caso las variables correspondientes a cada uno de los elementos estructurales del sistema. Aunque su potencialidad para el análisis de datos, se máxima cuando la visualización es interactiva (o dinámica)[63].

## 7.6 Analisis de gráficas

De acuerdo con lo expresado en el presente capítulo los datos de entrada y las variables del sistema son el insumo fundamental para cada uno de los métodos o las formas en las que se presentan los resultados, debido a esto a continuación se presentan las variables de entrada (ver Tabla 28) que influyen en el prototipo seleccionado, ya que éstas son el punto de partida para lograr identificar la relación que tienen con las variables de salida (Ver .Tabla 29) y cual de estas es la que predomina en el sistema estructural.

Variables de entrada	
Nombre	Abreviatura
Párametro de esbeltez de pandeo global	$\lambda_e$
Módulo de elasticidad de los cables postensados	Es_PT
Resistencia última a la tracción de los cables postensados	Fu_PT
Deformación unitaria de los cables postensados	eu_PT
Relación entre (Fy) y (Fu) en los cables postensados	Alpha_PT
Factor de autocentrado	SC_factor
Capacidad de diseño del fusible	vp_f
Rigidez inicial del fusible	ki_f

Tabla 28 Definición de variables de entrada.

#	Nombre	Abreviatura	Tipo variable
0	Tiempo analisis		Tiempo
1	Reacción izquierda	LRF1	Fuerza
2	Reacción derecha	RRF2	Fuerza
12	Nodo izquierdod del diafragma	DLND12	Desplazamiento
15	Masa del nodo del diaphragma	DMND15	Desplazamiento
30	vLFRS Izquierdo	LDLFRS30	Deformación
36	Cortante en el fusible 2-23	SFD36	Deformación
44	Resorte del diafragma izquierdo	LDD44	Deformación
46	Resorte del diafragma derecho	RDD46	Deformación
54	Cortante en el fusible 4-43	SFD54	Deformación
62	vLFRS Izquierdo	LLFRSED62	Energía disipada
65	Cortante en el fusible 2-23	SFED65	Energía disipada
69	Resorte del diafragma izquierdo	LDED69	Energía disipada
70	Resorte del diafragma derecho	RDED70	Energía disipada
77	vLFRS derecho	RLFRSED77	Energía disipada
78	Energía total histeretica	TED78	Energía disipada

Tabla 29 Definicion de variables de salida.

En la Figura 75 se presenta una vista general del estudio paramétrico realizado, este inicia con la definición de las variables independientes que representan los componentes de la estructura, a partir de allí se presenta los diferentes tipos de análisis con los cuales se evaluó el prototipo, esta evaluación fue realizada utilizando el software OpenSeesPy (estáticos y dinámicos), los resultados de estos se denotan como las variables dependientes, las cuales representan los desplazamientos, disipación de energía, fuerzas de inerciales o de restauración y las deformaciones en los elementos. Con la información obtenida se realiza la interpretación de resultados y las graficas de comportamiento estructural correspondientes, hasta aquí solo se ha descrito el procedimiento para un solo caso de análisis de la muestra escogida para el estudio paramétrico. El paso siguiente es la evaluación aleatoria de las variables independientes hasta cumplir con el tamaño de la muestra del campo aleatorio (1000 muestras), el procedimiento de análisis estructural fue repetido hasta alcanzar los 1000 casos evaluados que representan el prototipo con una configuración estructural general y 1000 diferentes combinaciones de las propiedades mecánicas del sistema estructural.

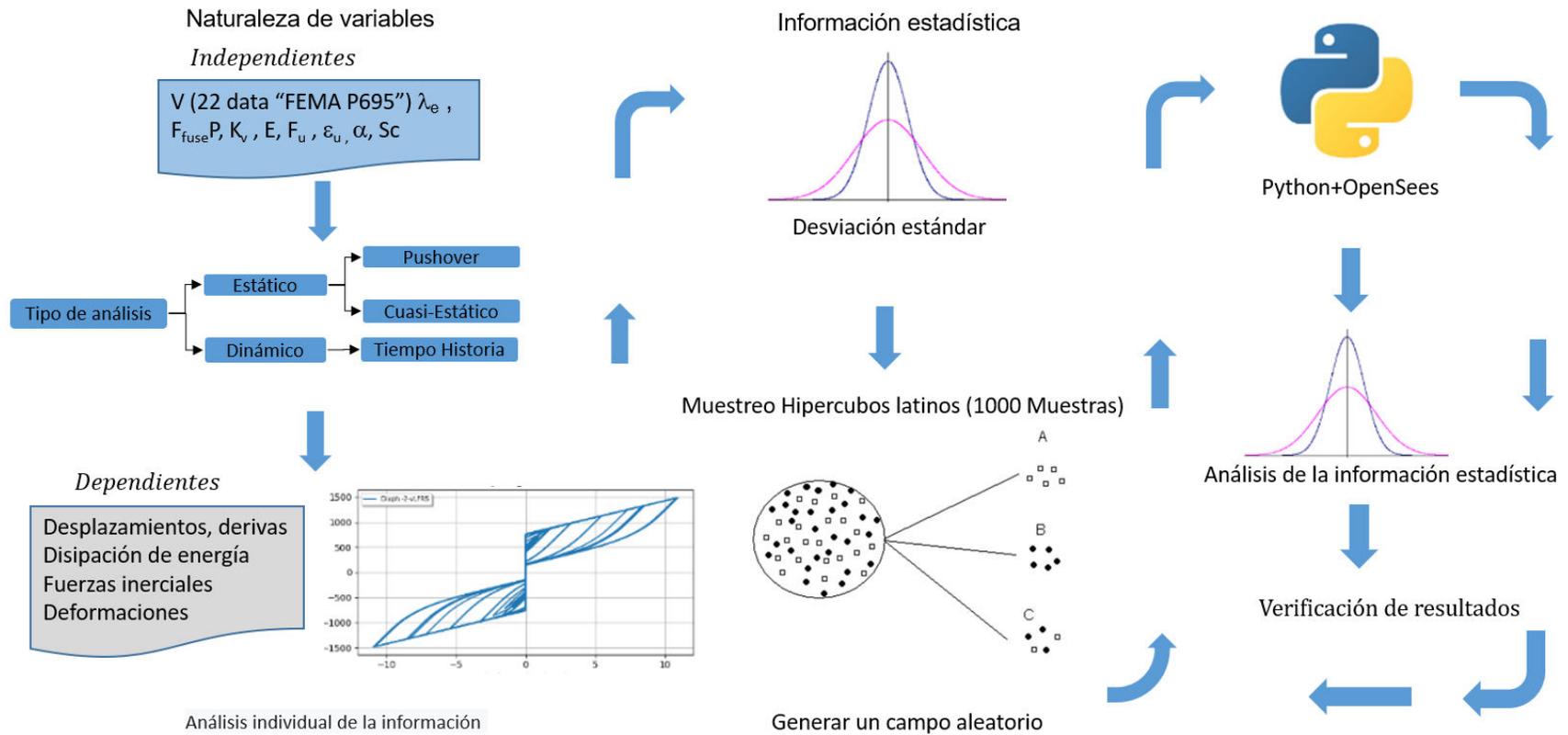


Figura 75 Vista general de estudio paramétrico.

A continuación, se presenta la tabla de valores LHS de entrada de cada componente del prototipo seleccionado (Valores <1.0).

	$\lambda_e$	Es_PT	Fu_PT	eu_PT	alpha_PT	SC_factor	Vp_f	ki_f	AnalysisType	FileName	NPTS	DT
<b>0</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	Pushover	MonoDispLoadProtocol.csv	0	0
<b>1</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	QuasiStaticCyclic	DispLoadProtocol5.csv	0	0
<b>2</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	952H1	2398	0,01
<b>3</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	960H1	1999	0,01
<b>4</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1602H1	5590	0,01
<b>5</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1787H1	4531	0,01
<b>6</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	169H1	10015	0,01
<b>7</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	174H1	7815	0,01
<b>8</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1111H1	4096	0,01
<b>9</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1116H1	4096	0,01
<b>10</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1158H1	5437	0,01
<b>11</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1148H1	6000	0,01
<b>12</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	900H1	2200	0,02
<b>13</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	848H1	7180	0
<b>14</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	752H1	7999	0,01
<b>15</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	767H1	7997	0,01
<b>16</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1633H1	2300	0,02
<b>17</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	721H1	11999	0,01
<b>18</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	725H1	2230	0,01
<b>19</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1244H1	18000	0,01
<b>20</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	1485H1	18000	0,01
<b>21</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	68H1	7945	0,01
<b>22</b>	0,518	0,845	0,288	0,058	0,247	0,547	0,084	0,105	DynamicEQ	125H1	7277	0,01

Tabla 30 Datos de entrada del (LHS) para el análisis estático y dinámico.

NPTS: Número de puntos

DT: Paso o incrementos

Con el objeto de dar un indicio de cual es la influencia de las variables estudiadas en la respuesta del prototipo se presentan los resultados de la Figura 76 a la Figura 77. Por lo tanto, se presenta varios tipos de herramientas que tienen el mismo objetivo tales como histogramas, gráficos de dispersión, matrices de correlación y gráficas de coordenadas paralelas.

### 7.6.1 Resultados Análisis estático

El histograma presenta en color rojo la influencia de valores mínimo de  $\lambda_e$  sobre las variables de entrada y salida

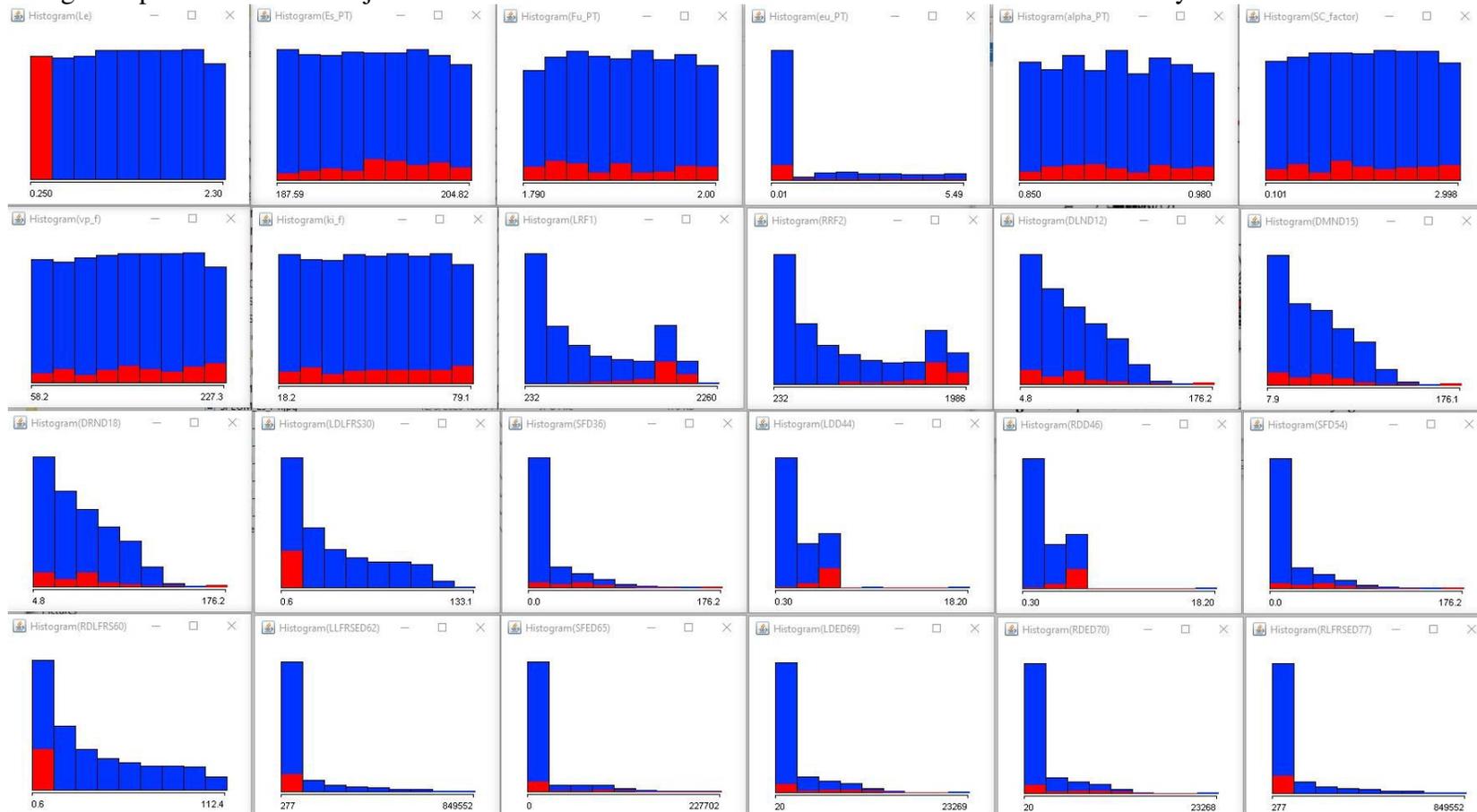


Figura 76 Resultado de los análisis estáticos del  $\lambda_e$  mínimo

El histograma presenta en color rojo la influencia de valores máximos de  $\lambda_e$  sobre las variables de entrada y salida

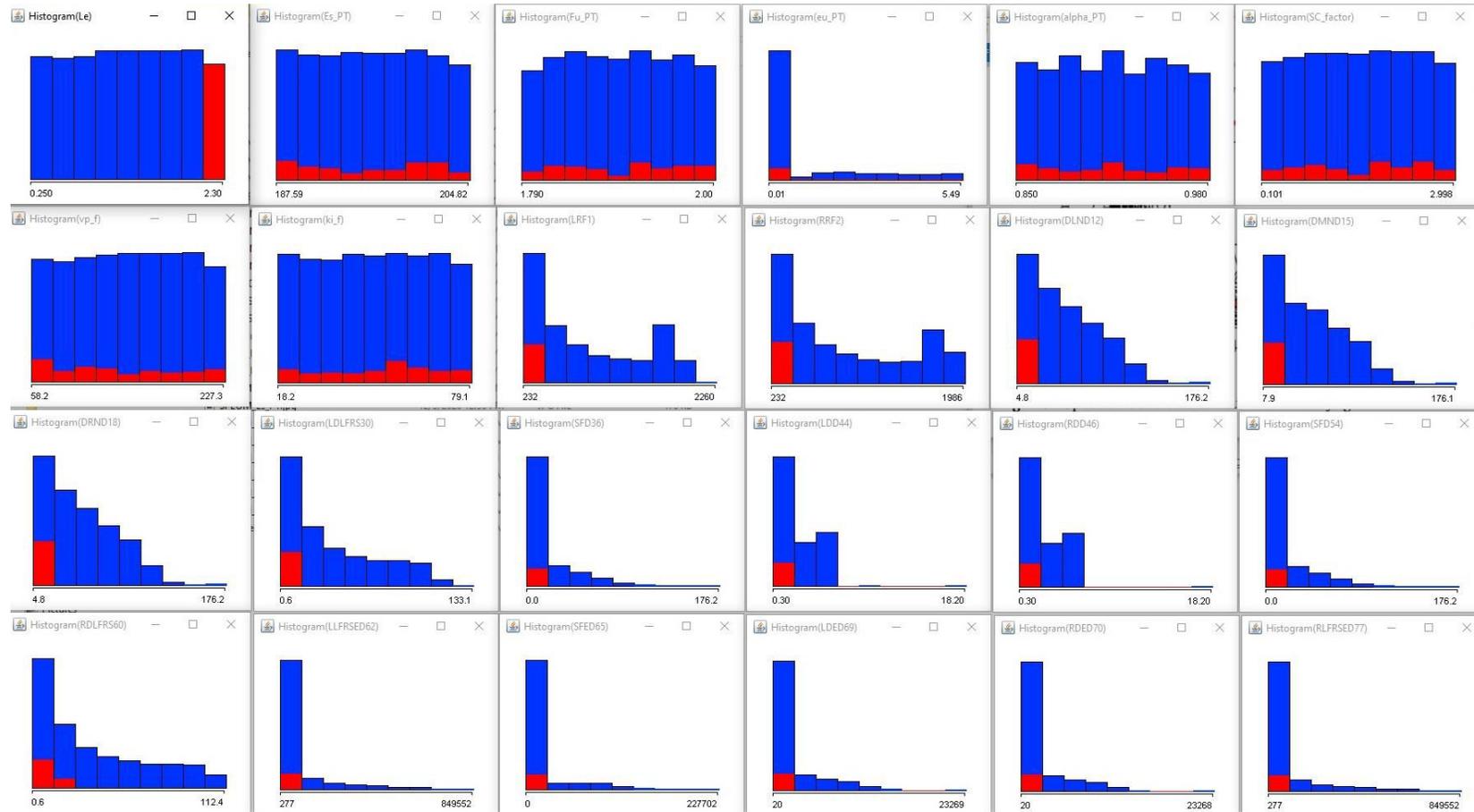


Figura 77 Resultado de los análisis estáticos del  $\lambda_e$  máximos.

Los histogramas los graficos de dispersión sirven para identificar la influencia de la variable le sobre las otras variables, las subgráficas que muestran una tendencia lineal indica que existe correlación, por el contrario, cuando los valores son dispersos indica que las variables no están correlacionadas.

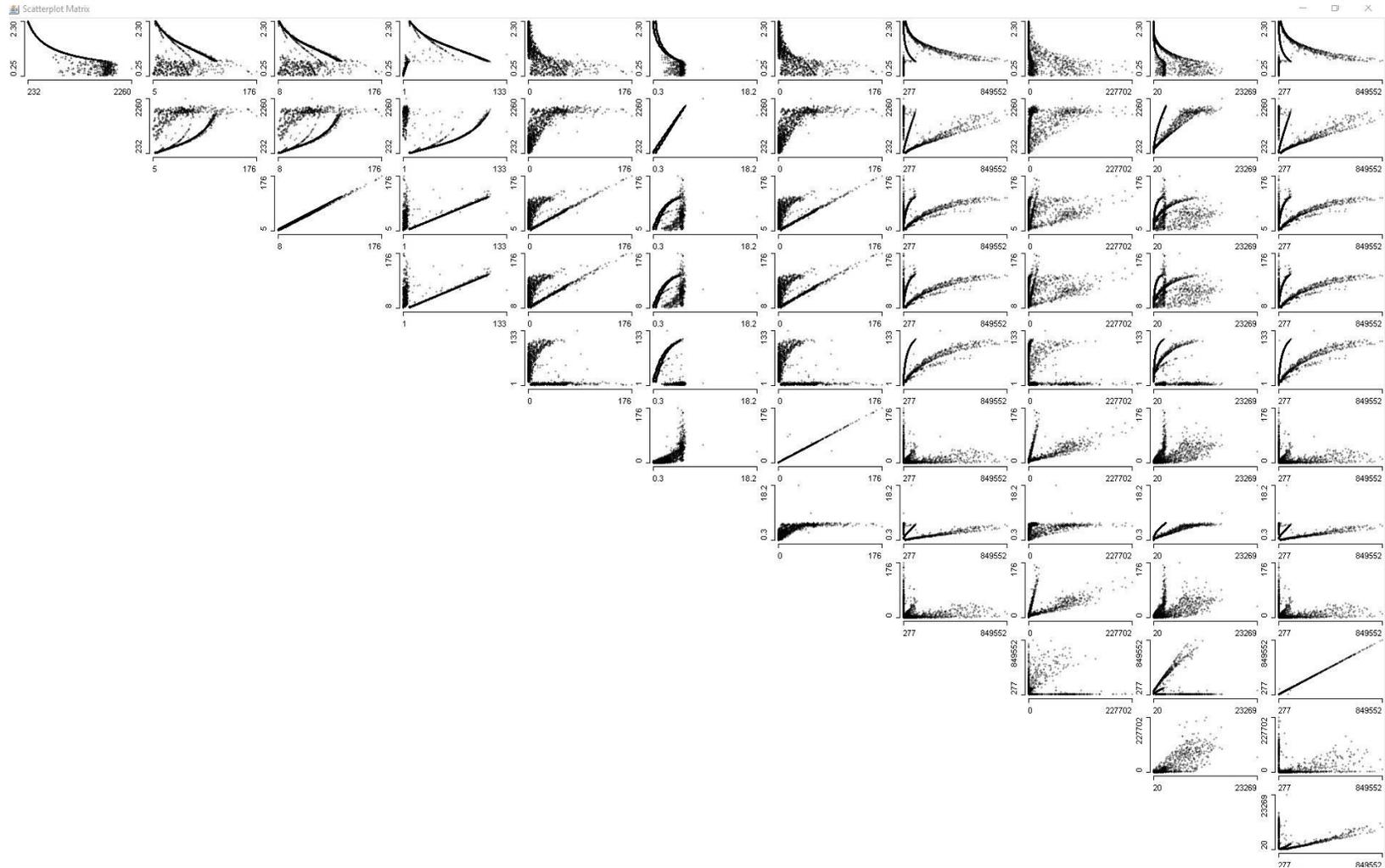


Figura 78 Gráficos de dispersión de los resultados de los análisis estáticos ( $\lambda_e$ ).

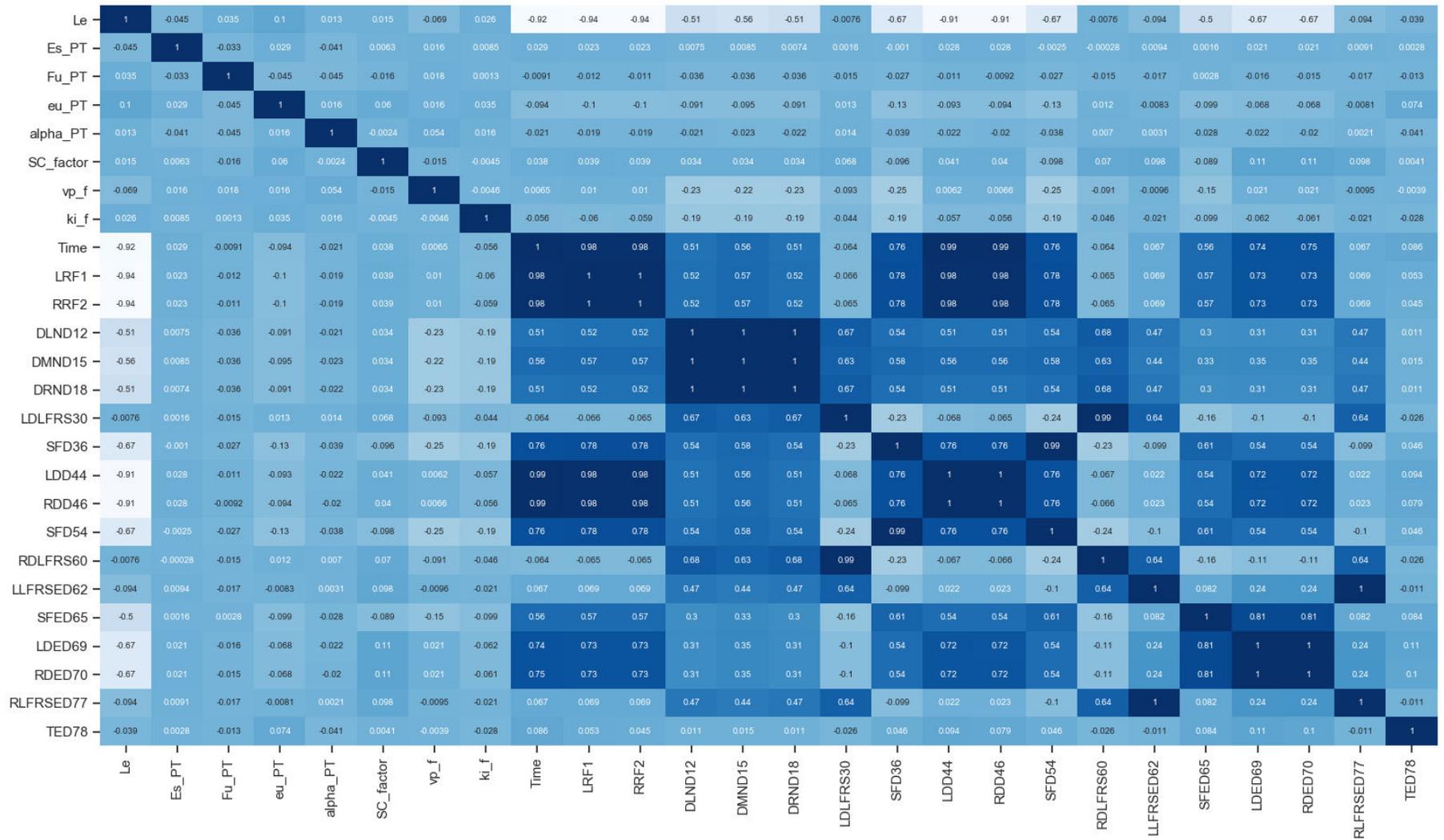


Figura 79 Matriz de correlación de las variables de entrada vs variables resultado de los análisis estáticos.

Le	1	-0.94	-0.94	-0.51	-0.56	-0.51	-0.0076	-0.67	-0.91	-0.91	-0.67	-0.0076	-0.094	-0.5	-0.67	-0.67	-0.094	-0.039
LRF1	-0.94	1	1	0.52	0.57	0.52	-0.066	0.78	0.98	0.98	0.78	-0.065	0.069	0.57	0.73	0.73	0.069	0.053
RRF2	-0.94	1	1	0.52	0.57	0.52	-0.065	0.78	0.98	0.98	0.78	-0.065	0.069	0.57	0.73	0.73	0.069	0.045
DLND12	-0.51	0.52	0.52	1	1	1	0.67	0.54	0.51	0.51	0.54	0.68	0.47	0.3	0.31	0.31	0.47	0.011
DMND15	-0.56	0.57	0.57	1	1	1	0.63	0.58	0.56	0.56	0.58	0.63	0.44	0.33	0.35	0.35	0.44	0.015
DRND18	-0.51	0.52	0.52	1	1	1	0.67	0.54	0.51	0.51	0.54	0.68	0.47	0.3	0.31	0.31	0.47	0.011
LDLFRS30	-0.0076	-0.066	-0.065	0.67	0.63	0.67	1	-0.23	-0.068	-0.065	-0.24	0.99	0.64	-0.16	-0.1	-0.1	0.64	-0.026
SFD36	-0.67	0.78	0.78	0.54	0.58	0.54	-0.23	1	0.76	0.76	0.99	-0.23	-0.099	0.61	0.54	0.54	-0.099	0.046
LDD44	-0.91	0.98	0.98	0.51	0.56	0.51	-0.068	0.76	1	1	0.76	-0.067	0.022	0.54	0.72	0.72	0.022	0.094
RDD46	-0.91	0.98	0.98	0.51	0.56	0.51	-0.065	0.76	1	1	0.76	-0.066	0.023	0.54	0.72	0.72	0.023	0.079
SFD54	-0.67	0.78	0.78	0.54	0.58	0.54	-0.24	0.99	0.76	0.76	1	-0.24	-0.1	0.61	0.54	0.54	-0.1	0.046
RDLFRS60	-0.0076	-0.065	-0.065	0.68	0.63	0.68	0.99	-0.23	-0.067	-0.066	-0.24	1	0.64	-0.16	-0.11	-0.11	0.64	-0.026
LLFRSED62	-0.094	0.069	0.069	0.47	0.44	0.47	0.64	-0.099	0.022	0.023	-0.1	0.64	1	0.082	0.24	0.24	1	-0.011
SFED65	-0.5	0.57	0.57	0.3	0.33	0.3	-0.16	0.61	0.54	0.54	0.61	-0.16	0.082	1	0.81	0.81	0.082	0.084
LDED69	-0.67	0.73	0.73	0.31	0.35	0.31	-0.1	0.54	0.72	0.72	0.54	-0.11	0.24	0.81	1	1	0.24	0.11
RDED70	-0.67	0.73	0.73	0.31	0.35	0.31	-0.1	0.54	0.72	0.72	0.54	-0.11	0.24	0.81	1	1	0.24	0.1
RLFRSED77	-0.094	0.069	0.069	0.47	0.44	0.47	0.64	-0.099	0.022	0.023	-0.1	0.64	1	0.082	0.24	0.24	1	-0.011
TED78	-0.039	0.053	0.045	0.011	0.015	0.011	-0.026	0.046	0.094	0.079	0.046	-0.026	-0.011	0.084	0.11	0.1	-0.011	1
	Le	LRF1	RRF2	DLND12	DMND15	DRND18	LDLFRS30	SFD36	LDD44	RDD46	SFD54	RDLFRS60	LLFRSED62	SFED65	LDED69	RDED70	RLFRSED77	TED78

Figura 80 Matriz de correlación de la variable de entrada ( $\lambda e$ ) vs variables resultado de los análisis estáticos.

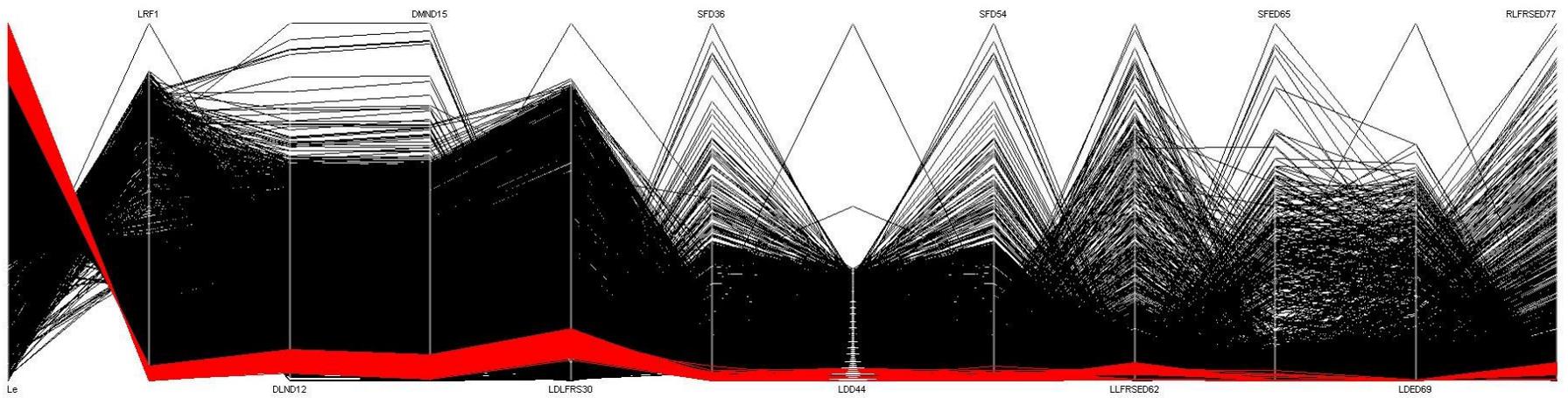


Figura 81 Resultado de los análisis estáticos de la variable ( $\lambda_e$  máximo) en coordenadas paralelas.

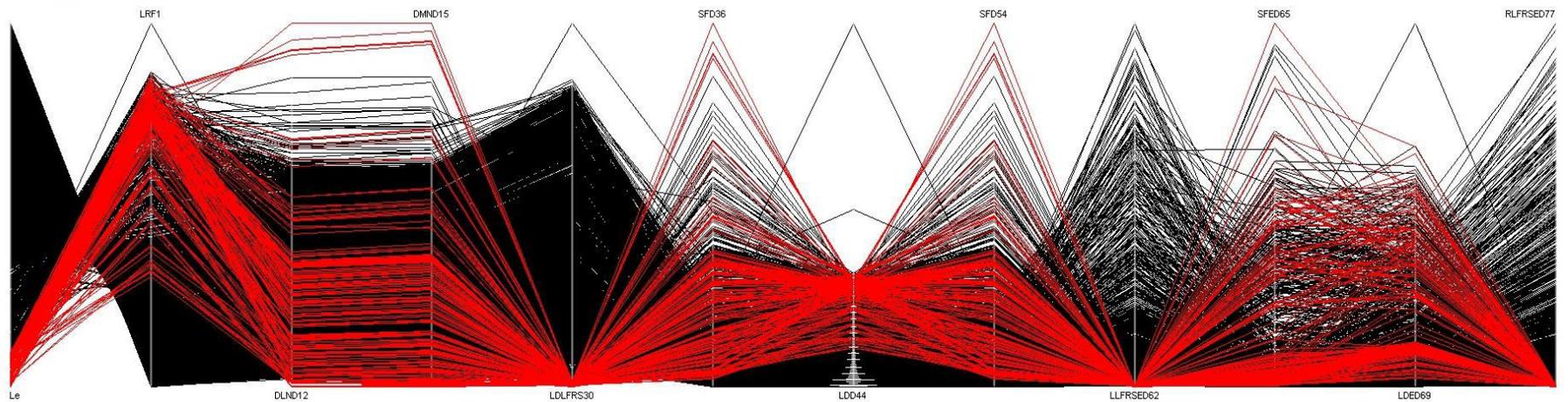


Figura 82 Resultado de los análisis estáticos de la variable ( $\lambda_e$  mínimo) en coordenadas paralelas.

Sy	1	0.0082	0.71	0.75	-0.42	-0.25	0.33	0.31	0.33	0.44	-0.12
Su	0.0082	1	0.082	-0.21	0.85	0.87	-0.71	-0.45	-0.71	-0.89	-0.5
Ept	0.71	0.082	1	0.56	-0.22	-0.079	0.22	0.26	0.21	0.25	-0.21
e_ini	0.75	-0.21	0.56	1	-0.54	-0.31	0.38	0.33	0.37	0.51	-0.13
e_cyclic	-0.42	0.85	-0.22	-0.54	1	0.97	-0.79	-0.54	-0.78	-0.94	-0.56
e_total	-0.25	0.87	-0.079	-0.31	0.97	1	-0.74	-0.43	-0.74	-0.89	-0.7
d2_d1	0.33	-0.71	0.22	0.38	-0.79	-0.74	1	0.86	1	0.8	0.49
ef	0.31	-0.45	0.26	0.33	-0.54	-0.43	0.86	1	0.86	0.55	0.19
ef_et	0.33	-0.71	0.21	0.37	-0.78	-0.74	1	0.86	1	0.8	0.49
Sy_Sf	0.44	-0.89	0.25	0.51	-0.94	-0.89	0.8	0.55	0.8	1	0.4
SuSy_etotal	-0.12	-0.5	-0.21	-0.13	-0.56	-0.7	0.49	0.19	0.49	0.4	1
	Sy	Su	Ept	e_ini	e_cyclic	e_total	d2_d1	ef	ef_et	Sy_Sf	SuSy_etotal

Figura 83 Matriz de correlación de los cables postensados.

## 7.6.2 Resultados Análisis dinámico

El histograma presenta en color rojo la influencia de valores mínimo de  $\lambda_e$  sobre las variables de entrada y salida

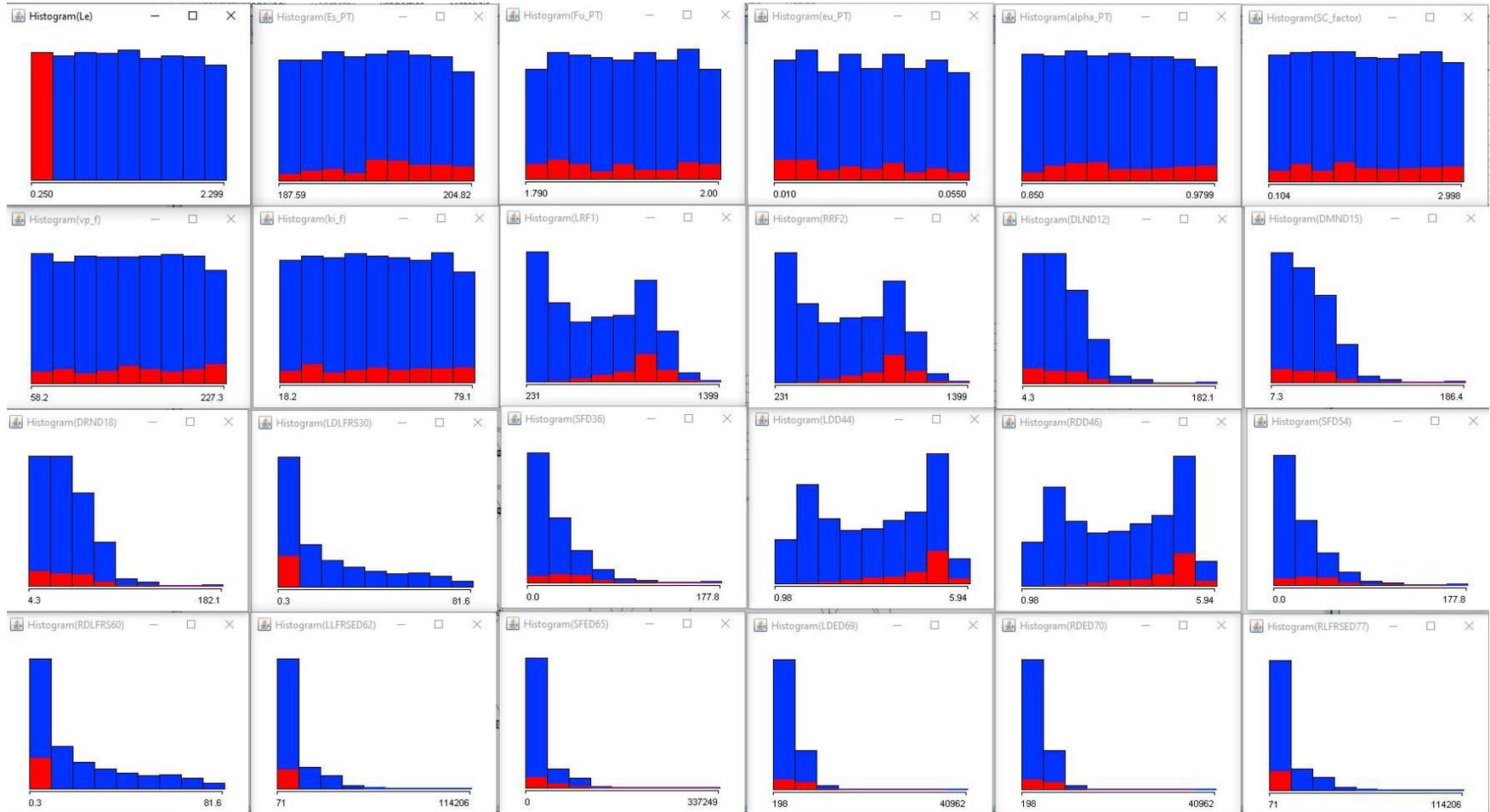


Figura 84 Resultado del análisis dinámico del  $\lambda_e$  mínimo.

El histograma presenta en color rojo la influencia de valores máximos de  $\lambda_e$  sobre las variables de entrada y salida

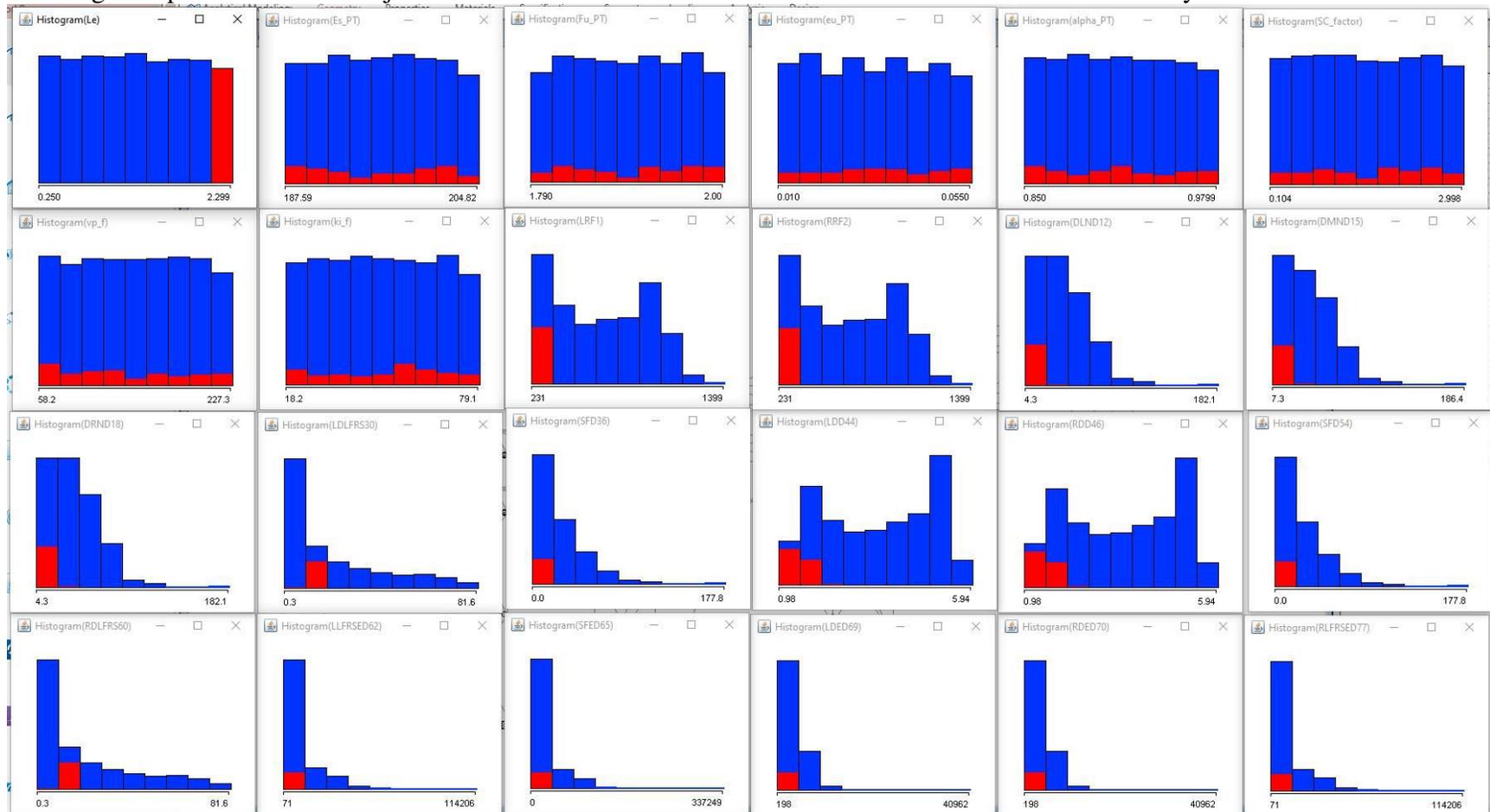


Figura 85 Resultado de los análisis dinámicos del  $\lambda_e$  máximos.

Los gráficos de dispersión sirven para identificar la influencia de la variable le sobre las otras variables, las subgráficas que muestran una tendencia lineal indica que existe correlación, por el contrario, cuando los valores son dispersos indica que las variables no están correlacionadas.

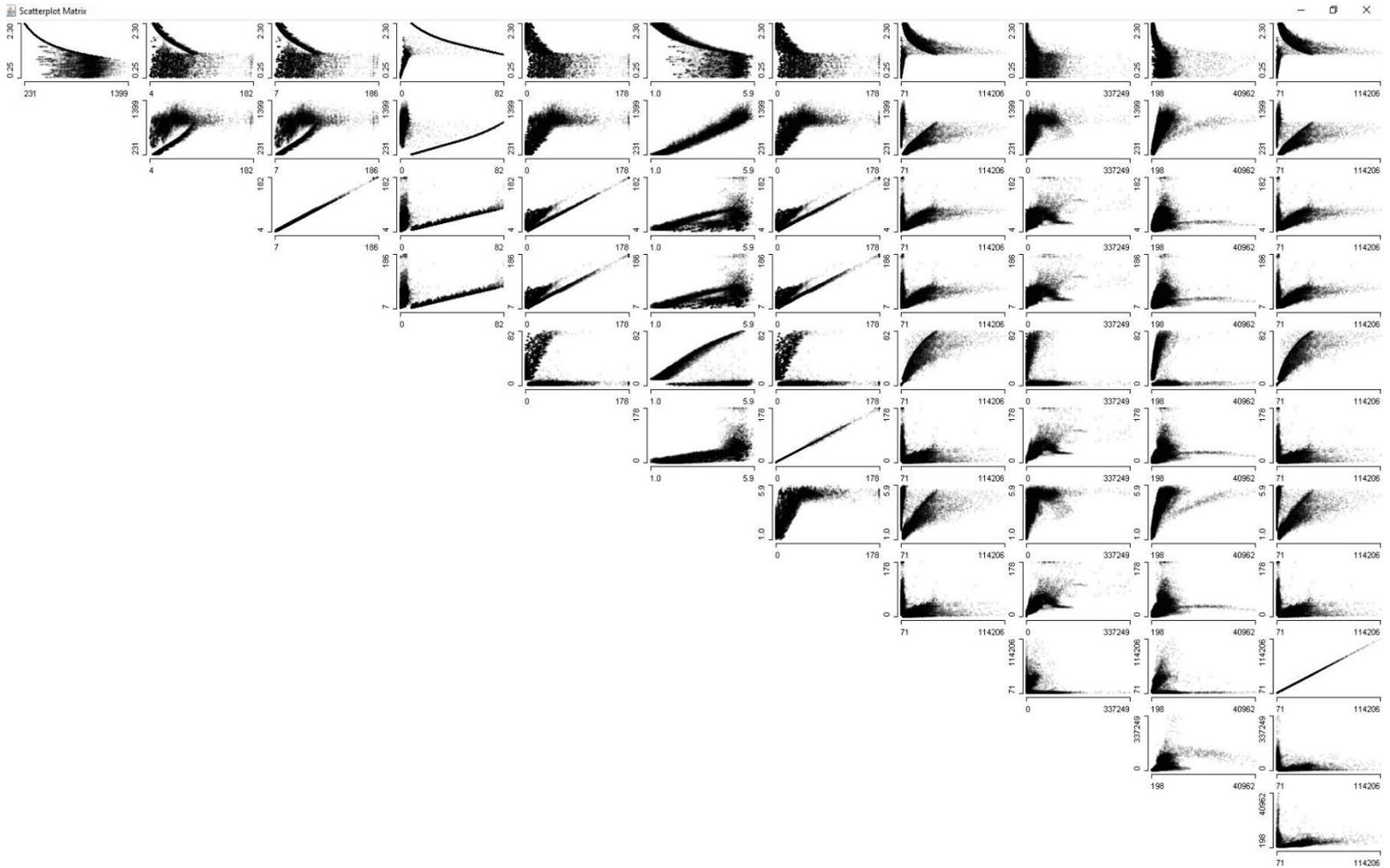


Figura 86 Gráficos de dispersión de los resultados de los análisis dinámicos ( $\lambda_e$ ).

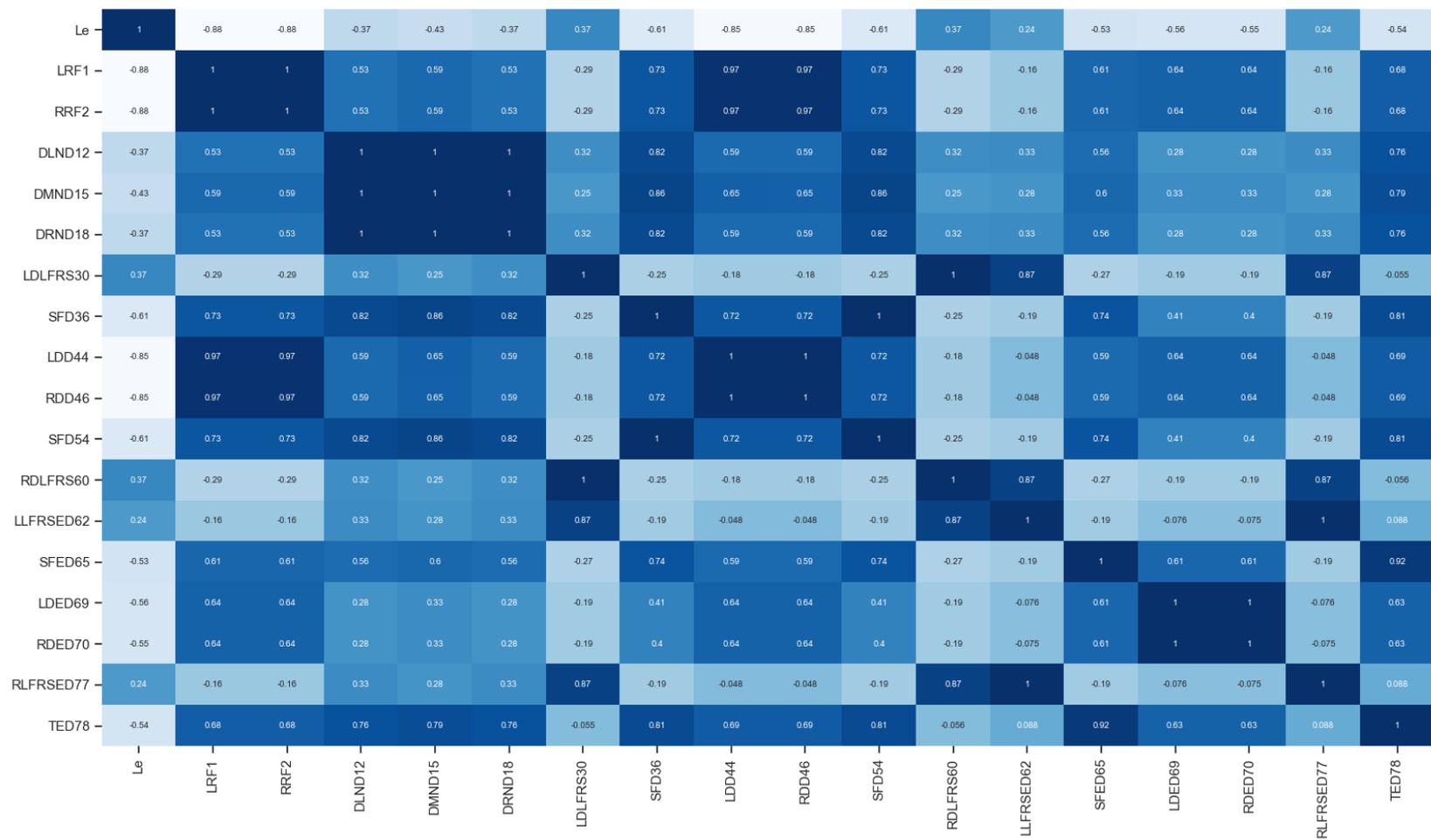


Figura 87 Matriz de correlación de las variables de entrada vs variables resultado de los análisis dinámicos.

Le	1	-0.044	0.025	0.086	0.011	0.017	-0.035	0.032	-0.34	-0.88	-0.88	-0.37	-0.43	-0.37	0.37	-0.61	-0.85	-0.85	-0.61	0.37	0.24	-0.53	-0.56	-0.55	0.24	-0.54
Es_PT	-0.044	1	-0.059	-0.067	-0.031	-0.00027	0.03	-0.0047	-0.0096	0.021	0.021	-0.013	-0.011	-0.013	-0.0017	-0.011	0.023	0.023	-0.011	-0.0015	-0.0055	-0.012	0.0049	0.0048	-0.0054	-0.011
Fu_PT	0.025	-0.059	1	-0.013	-0.047	-0.023	0.011	0.0032	-0.013	-0.0051	-0.0051	-0.0063	-0.0074	-0.0062	0.031	-0.028	0.0059	0.0058	-0.028	0.031	0.031	-0.023	-0.0074	-0.0073	0.031	-0.019
eu_PT	0.086	-0.067	-0.013	1	-0.019	-0.013	-0.056	-0.0087	-0.013	-0.054	-0.054	0.0064	0.0018	0.0066	0.037	-0.016	-0.051	-0.052	-0.016	0.037	0.022	-0.018	-0.034	-0.035	0.022	-0.017
alpha_PT	0.011	-0.031	-0.047	-0.019	1	-0.0036	0.066	0.018	-0.018	-0.0054	-0.0054	-0.014	-0.016	-0.014	0.052	-0.052	0.011	0.012	-0.053	0.051	0.06	-0.034	0.0052	0.0055	0.06	-0.02
SC_factor	0.017	-0.00027	-0.023	-0.013	-0.0036	1	-0.0091	0.0017	-0.0056	0.11	0.11	-0.022	-0.022	-0.022	0.073	-0.12	0.13	0.13	-0.12	0.073	0.14	-0.091	0.2	0.2	0.14	0.014
vp_f	-0.035	0.03	0.011	-0.056	0.066	-0.0091	1	0.0035	-0.19	-0.05	-0.05	-0.37	-0.36	-0.37	-0.064	-0.39	-0.046	-0.046	-0.39	-0.064	0.022	-0.3	-0.022	-0.021	0.022	-0.28
ki_f	0.032	-0.0047	0.0032	-0.0087	0.018	0.0017	0.0035	1	-0.14	-0.091	-0.091	-0.24	-0.24	-0.24	-0.019	-0.24	-0.082	-0.082	-0.24	-0.019	-0.0031	-0.21	-0.095	-0.095	-0.0031	-0.22
Time	-0.34	-0.0096	-0.013	-0.013	-0.018	-0.0056	-0.19	-0.14	1	0.32	0.32	0.16	0.19	0.16	-0.22	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.22	-0.16	0.6	0.64	0.64	-0.16	0.48
LRF1	-0.88	0.021	-0.0051	-0.054	-0.0054	0.11	-0.05	-0.091	0.32	1	1	0.53	0.59	0.53	-0.29	0.73	0.97	0.97	0.73	-0.29	-0.16	0.61	0.64	0.64	-0.16	0.68
RRF2	-0.88	0.021	-0.0051	-0.054	-0.0054	0.11	-0.05	-0.091	0.32	1	1	0.53	0.59	0.53	-0.29	0.73	0.97	0.97	0.73	-0.29	-0.16	0.61	0.64	0.64	-0.16	0.68
DLND12	-0.37	-0.013	-0.0063	0.0064	-0.014	-0.022	-0.37	-0.24	0.16	0.53	0.53	1	1	1	0.32	0.82	0.59	0.59	0.82	0.32	0.33	0.56	0.28	0.28	0.33	0.76
DMND15	-0.43	-0.011	-0.0074	0.0018	-0.016	-0.022	-0.36	-0.24	0.19	0.59	0.59	1	1	1	0.25	0.86	0.65	0.65	0.86	0.25	0.28	0.6	0.33	0.33	0.28	0.79
DRND18	-0.37	-0.013	-0.0062	0.0066	-0.014	-0.022	-0.37	-0.24	0.16	0.53	0.53	1	1	1	0.32	0.82	0.59	0.59	0.82	0.32	0.33	0.56	0.28	0.28	0.33	0.76
LDLFRS30	0.37	-0.0017	0.031	0.037	0.052	0.073	-0.064	-0.019	-0.22	-0.29	-0.29	0.32	0.25	0.32	1	-0.25	-0.18	-0.18	-0.25	1	0.87	-0.27	-0.19	-0.19	0.87	-0.055
SFD36	-0.61	-0.011	-0.028	-0.016	-0.052	-0.12	-0.39	-0.24	0.3	0.73	0.73	0.82	0.86	0.82	-0.25	1	0.72	0.72	1	-0.25	-0.19	0.74	0.41	0.4	-0.19	0.81
LDD44	-0.85	0.023	0.0059	-0.051	0.011	0.13	-0.046	-0.082	0.3	0.97	0.97	0.59	0.65	0.59	-0.18	0.72	1	1	0.72	-0.18	-0.048	0.59	0.64	0.64	-0.048	0.69
RDD46	-0.85	0.023	0.0058	-0.052	0.012	0.13	-0.046	-0.082	0.3	0.97	0.97	0.59	0.65	0.59	-0.18	0.72	1	1	0.72	-0.18	-0.048	0.59	0.64	0.64	-0.048	0.69
SFD54	-0.61	-0.011	-0.028	-0.016	-0.053	-0.12	-0.39	-0.24	0.3	0.73	0.73	0.82	0.86	0.82	-0.25	1	0.72	0.72	1	-0.25	-0.19	0.74	0.41	0.4	-0.19	0.81
RDLFRS60	0.37	-0.0015	0.031	0.037	0.051	0.073	-0.064	-0.019	-0.22	-0.29	-0.29	0.32	0.25	0.32	1	-0.25	-0.18	-0.18	-0.25	1	0.87	-0.27	-0.19	-0.19	0.87	-0.056
LLFRSED62	0.24	-0.0055	0.031	0.022	0.06	0.14	0.022	-0.0031	-0.16	-0.16	-0.16	0.33	0.28	0.33	0.87	-0.19	-0.048	-0.048	-0.19	0.87	1	-0.19	-0.076	-0.075	1	0.088
SFED65	-0.53	-0.012	-0.023	-0.018	-0.034	-0.091	-0.3	-0.21	0.6	0.61	0.61	0.56	0.6	0.56	-0.27	0.74	0.59	0.59	0.74	-0.27	-0.19	1	0.61	0.61	-0.19	0.92
LDED69	-0.56	0.0049	-0.0074	-0.034	0.0052	0.2	-0.022	-0.095	0.64	0.64	0.64	0.28	0.33	0.28	-0.19	0.41	0.64	0.64	0.41	-0.19	-0.076	0.61	1	1	-0.076	0.63
RDED70	-0.55	0.0048	-0.0073	-0.035	0.0055	0.2	-0.021	-0.095	0.64	0.64	0.64	0.28	0.33	0.28	-0.19	0.4	0.64	0.64	0.4	-0.19	-0.075	0.61	1	1	-0.075	0.63
RLFRSED77	0.24	-0.0054	0.031	0.022	0.06	0.14	0.022	-0.0031	-0.16	-0.16	-0.16	0.33	0.28	0.33	0.87	-0.19	-0.048	-0.048	-0.19	0.87	1	-0.19	-0.076	-0.075	1	0.088
TED78	-0.54	-0.011	-0.019	-0.017	-0.02	0.014	-0.28	-0.22	0.48	0.68	0.68	0.76	0.79	0.76	-0.055	0.81	0.69	0.69	0.81	-0.056	0.088	0.92	0.63	0.63	0.088	1
Le		Es_PT	Fu_PT	eu_PT	alpha_PT	SC_factor	vp_f	ki_f	Time	LRF1	RRF2	DLND12	DMND15	DRND18	LDLFRS30	SFD36	LDD44	RDD46	SFD54	RDLFRS60	LLFRSED62	SFED65	LDED69	RDED70	RLFRSED77	TED78

Figura 88 Matriz de correlación de la variable de entrada ( $\lambda$ ) vs variables resultado de los análisis dinámicos.

## 8. Conclusiones y Análisis de resultados

- Las derivas y desplazamientos en las edificaciones usualmente son evaluadas en los sistemas de resistencia lateral vertical en los puntos donde se conectan con los diafragmas. Posterior a la revisión de los resultados obtenidos se observó que las derivas y los desplazamientos fueron disminuidos con el uso del SEA en el diafragma y que las deformaciones inelásticas que se concentraron en el SRFLv en la estructura convencional con uso del SEAD se concentraron en un porcentaje muy alto en los dispositivos de disipación de energía.
- Pese a que los fusibles tipo mariposa se escogieron por su estabilidad y resistencia ante las cargas cíclicas en este proyecto investigación se pudo validar y corroborar este comportamiento.
- Según lo observado en los resultados obtenidos se resalta que para el buen funcionamiento del sistema estructural autocentrante es necesario que el sistema de resistencia lateral vertical posea una rigidez alta o esbeltez baja  $\lambda_e < 1$  con el objeto de que sirva de punto de anclaje de los cables. En los casos donde el sistema de resistencia lateral vertical posee una rigidez baja  $\lambda_e > 1$ , estos tienden a fallar antes que el diafragma o que el sistema estructural autocentrante.
- Los resultados de los análisis estáticos mostraron que las estructuras que poseen SEA en el diafragma propuesto poseen un límite de ductilidad mucho más alto que las estructuras que no lo poseen.
- Se observa que el sistema de resistencia lateral vertical tenía una gran influencia en todas las respuestas estructurales ya que se presentaba que a menor esbeltez mayor son las reacciones en los apoyos de la estructura caso contrario, en que mayor sea la esbeltez menor es la reacción en estos elementos estructurales.
- los dispositivos de disipación de energía cumplieron un rol fundamental a la hora de disminuir los daños en los sistemas de resistencia lateral vertical.
- También se evidenció en los resultados del estudio que bajo ciertas combinaciones de parámetros es posible que los cables que se diseñaron para que permanecieran elásticos bajo el espectro elástico de diseño de la ASCE7-16 pueden llegar a su límite de ruptura cuando son expuestos a los sismos recomendados por la FEMA P696, por esta razón es necesario colocar elementos autocentrantes adicionales con el objeto de generar redundancia a la edificación para dar mayor seguridad y estabilidad estructural, además se recomienda hacer una evaluación paramétrica para determinar el diseño adecuado de los cables para que siempre permanezca elástico sin incurrir en sobrecostos.
- En el caso de las estructuras convencionales (sin SEA) se evidenció que las deformaciones plásticas son concentradas en los sistemas de resistencia lateral vertical por otra parte cuando se utilizó en el prototipo el SEA las deformaciones plásticas son concentradas en los dispositivos de disipación de energía tipo mariposa.

### Ventajas

- Una de las principales ventajas de los sistemas estructurales autocentrantes es que posterior ó durante de un evento sísmico las derivas residuales son reducidas en un gran porcentaje y/o eliminadas, para el caso particular del sistema estructural autocentrante de

diafragma propuesto tuvo un comportamiento no lineal tipo bandera de lo cual se puede interpretar como la reducción ó eliminación de las derivas residuales y un buen comportamiento no lineal.

- De acuerdo a lo observado en las diferentes evaluaciones realizadas al sistema estructural autocentrante propuesto, tanto en los métodos estáticos (Pushover y cuasi estático) como en el dinámico (tiempo historia) las solicitaciones ó fuerzas que son transmitidas desde el diafragma al sistema de resistencia lateral vertical se redujeron significativamente, lo cual también puede interpretarse como a que las aceleraciones que generan las fuerzas inerciales al interior del diafragma también son reducidas con el uso del SEA propuesto.
- Una de las ventajas del uso de este SEA sobre una estructura convencional es que se tiene una baja relación entre el costo del sistema con SEA y no poseen un alto costo versus el costo convencional de la estructura. Por lo anterior se concluye que él SEA del diafragma impacta de forma positiva en el desempeño sísmico de la estructura sin incurrir en un sobre costo tanto para su instalación u operación.

### **Recomendaciones**

- Se necesita un alto grado de conocimiento o personal muy calificado para desarrollar o usar sistemas estructurales autocentrantes en nuevas o futuras estructuras
- Para el sistema estructural autocentrante propuesto se realizó la fase de modelación estructural y aún no se ha realizado ensayos de laboratorio, por lo cual aún no es posible implantar o desarrollar en una estructura real
- El sistema estructural autocentrante requiere otro mecanismo de redundancia con el objeto de evitar el colapso de la estructura cuando los componentes de restauración fallen pese a que estos son diseñados para permanecer elásticos durante y posterior a los eventos sísmicos puede presentarse esta falla por errores humanos en diseño y/o construcción
- Usualmente la mayor parte de las masas en la estructura son concentradas en los diafragmas, por esta razón restaurar una estructura posterior a su deformación o deflexión a través de cables postensados será limitado por la magnitud de la masa, debido a que la fuerza de restauración deberá ser de una gran magnitud y por ende el punto de anclaje es decir los sistemas de resistencia lateral vertical deben ser extremadamente rígidos.
- En el proyecto se asumió que las columnas del sistema de resistencia gravitacional vertical estaban articuladas en la base o estaban con rotación libre pese a que de acuerdo al AISC las columnas con este tipo de apoyo poseen un porcentaje de restricción a la rotación, esta restricción de la rotación no fue tomada en cuenta en la simulación.
- Se deberá realizar un estudio paramétrico con el objeto de definir la relación entre la rigidez y resistencia de cada uno de los componentes para definir un diseño óptimo, además conocer las probabilidades de falla de la solución estructural planteada.

# REFERENCIAS

- [1] ASCE, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784412916.
- [2] M. R. Eatherton, “Large-scale cyclic and hybrid simulation testing and development of a controlled-rocking steel building system with replaceable fuses,” p. 893, 2010, [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/2142/16718>
- [3] M. T. Al Harash, A. Rathore, and N. Panahshahi, “Inelastic Seismic Response of Rectangular RC Buildings with Plan Aspect Ratio of 3:1 with Floor Diaphragm Openings,” *Struct. Congr. 2010*, vol. 41130, no. March, pp. 1971–1980, 2010, doi: 10.1061/41130(369)179.
- [4] R. I. Skinner, J. M. Kelly, and A. J. Heine, “Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 3, no. 3, pp. 287–296, 1974, doi: 10.1002/eqe.4290030307.
- [5] G. Tsampras, R. Sause, R. B. Fleischman, and J. I. Restrepo, “An earthquake-resistant building system to reduce floor accelerations,” *New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, pp. 445–453, 2015, [Online]. Available: [http://www.nzsee.org.nz/db/2015/Papers/O-48\\_Tsampras.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/2015/Papers/O-48_Tsampras.pdf)
- [6] D. Zhang, R. B. Fleischman, and Z. Zhang, “Analytical Investigation of Seismic Behavior of Building Structures with an Inertial Force-Limiting Floor Anchorage System,” *Int. J. Eng. Technol.*, vol. 8, no. 4, pp. 234–240, 2016, doi: 10.7763/IJET.2016.V8.891.
- [7] C. S. Walter Yang, R. DesRoches, and R. T. Leon, “Design and analysis of braced frames with shape memory alloy and energy-absorbing hybrid devices,” *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 2, pp. 498–507, 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.10.011.
- [8] C. Zhang, T. C. Steele, and L. D. A. Wiebe, “Design-level estimation of seismic displacements for self-centering SDOF systems on stiff soil,” *Eng. Struct.*, vol. 177, no. February 2017, pp. 431–443, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.09.067.
- [9] Constantin Christopoulos; Andre Filiatrault, *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. 2007.
- [10] R. S. Henry, S. Sritharan, and J. M. Ingham, “Recentering requirements for the seismic design of self-centering systems,” *9th Pacific Conf. Earthq. Eng. Build. an Earthquake-Resilient Soc.*, no. 104, 2011.
- [11] B. Wang, S. Zhu, C. X. Qiu, and H. Jin, “High-performance self-centering steel columns with shape memory alloy bolts: Design procedure and experimental evaluation,” *Eng. Struct.*, vol. 182, no. December 2018, pp. 446–458, 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.077.
- [12] D. A. Padilla-llano and J. F. Hajjar, “Postdoctoral Research Associate Category: Engineering and Technology Abstract ID # 1953 Composite Floor Diaphragms with Energy Dissipating Fuses in the Seismic Performance of Steel Buildings Example of Energy Dissipating Fuses,” no. April, p. 20014397, 2015, doi: 10.4231/D3FQ9Q536.
- [13] Z. Zhang *et al.*, “Shake-table test performance of an inertial force-limiting floor anchorage system,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 10, pp. 1987–2011, 2018, doi: 10.1002/eqe.3047.
- [14] ATC, “FEMA P-695: Quantification of building seismic performance factors.,” no. June, p. 421, 2009, [Online]. Available: [http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1716-25045-9655/fema\\_p695.pdf](http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1716-25045-9655/fema_p695.pdf)

- [15] N. Chancellor, M. Eatherton, D. Roke, and T. Akbaş, “Self-Centering Seismic Lateral Force Resisting Systems: High Performance Structures for the City of Tomorrow,” *Buildings*, vol. 4, no. 3, pp. 520–548, 2014, doi: 10.3390/buildings4030520.
- [16] G. C. Clifton, H. Nashid, G. Ferguson, M. Hodgson, C. Seal, and G. A. Macrae, “Performance of Eccentrically Braced Framed Buildings In The Christchurch Earthquake Series of 2010 / 2011,” *15 World Conf. Earthq. Eng.*, no. February, 2012.
- [17] A. S. Elnashai, *FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE*, 2008th ed. United Kingdom, 2008.
- [18] R. Sabelli, T. a Sabol, and S. W. Easterling, “Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-Filled Diaphragms - A Guide for Practicing Engineers,” *NEHRP Seism. Des. Tech. Br. No. 5*, no. 5, p. 38, 2011, doi: 10.1002/2015WR017408.Received.
- [19] H. Foroughi, G. Wei, S. Torabian, M. R. Eatherton, and B. W. Schafer, “Seismic Demands on Steel Diaphragms for 3D Archetype Buildings with Concentric Braced Frames,” pp. 1–8.
- [20] G. Tsampras, R. Sause, R. B. Fleischman, J. I. Restrepo, and D. Zhang, “Deformable Connection for Earthquake-Resistant Building Systems,” no. April 2016, pp. 1–8, 2015.
- [21] P. O’Brien, S. Florig, C. D. Moen, and M. R. Eatherton, “Characterizing the Load Deformation Behavior of Steel Deck Diaphragms,” *Proc. Twentythird Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct.*, pp. 1–15, 2016.
- [22] N. F. Roth, “Parametric Study of Self-Centering Concentrically- Braced Frames in Response to Earthquakes,” 2015.
- [23] K. S. Hall, M. R. Eatherton, and J. Hajjar, “Nonlinear Behavior of Controlled Rocking Steel-Framed Building Systems with Replaceable Energy Dissipating Fuses,” *Newmark Struct. Eng. Lab. Rep. Ser.*, no. NSEL-026, pp. 1–45, 2010, doi: 10.1080/00380768.2004.10408490.
- [24] C. Naresh, P. S. C. Bose, and C. S. P. Rao, “Shape memory alloys: A state of art review,” *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.*, vol. 149, no. 1, 2016, doi: 10.1088/1757-899X/149/1/012054.
- [25] M. S. Speicher, R. DesRoches, and R. T. Leon, “Investigation of an articulated quadrilateral bracing system utilizing shape memory alloys,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 130, pp. 65–78, 2017, doi: 10.1016/j.jcsr.2016.11.022.
- [26] P. M. Clayton *et al.*, “Self-centering steel plate shear walls for improving seismic resilience,” *Front. Struct. Civ. Eng.*, vol. 10, no. 3, pp. 283–290, 2016, doi: 10.1007/s11709-016-0344-z.
- [27] D. M. Dowden and M. Bruneau, “Quasi-static cyclic testing and analytical investigation of steel plate shear walls with different post-tensioned beam-to-column rocking connections,” *Eng. Struct.*, vol. 187, no. November 2018, pp. 43–56, 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.02.048.
- [28] B. Erkmen and A. E. Schultz, “Self-centering behavior of unbonded, post-tensioned precast concrete shear walls,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 7, pp. 1047–1064, 2009, doi: 10.1080/13632460902859136.
- [29] F. J. Perez, S. Pessiki, and R. Sause, “Lateral load behavior of unbonded post-tensioned precast concrete walls with vertical joints,” *PCI J.*, vol. 49, no. 2, pp. 48–64, 2004, doi: 10.15554/pcij.03012004.48.64.
- [30] M. A. Eusuf, K. A. Rashid, W. M. Noor, and A. Al Hasan, “Shear wall construction in buildings: A conceptual framework on the aspect of analysis and design,” *Appl. Mech. Mater.*, vol. 268, no. PART 1, pp. 706–711, 2013, doi:

- 10.4028/www.scientific.net/AMM.268-270.706.
- [31] L. Xu, S. Xiao, and Z. Li, "Hysteretic behavior and parametric studies of a self-centering RC wall with disc spring devices," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 115, no. September, pp. 476–488, 2018, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.09.017.
- [32] X. Geng and W. Zhou, "Cyclic experimental response of self-centering concrete frames with slotted columns," *Constr. Build. Mater.*, vol. 195, pp. 363–375, 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.079.
- [33] Y. Shen, X. Liu, Y. Li, and J. Li, "Cyclic tests of precast post-tensioned concrete filled steel tubular (PCFT) columns with internal energy-dissipating bars," *Eng. Struct.*, vol. 229, no. December 2020, p. 111651, 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111651.
- [34] R. Wen, O. Seker, B. Akbas, and J. Shen, "Designs of Special Concentrically Braced Frame Using AISC 341-05 and AISC 341-10," *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, vol. 21, no. 1, p. 04015011, 2015, doi: 10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000256.
- [35] P. O'Brien, M. R. Eatherton, and W. S. Easterling, "Characterizing the load-deformation behavior of steel deck diaphragms using past test data SDII Steel Diaphragm Innovation Initiative," 2017. [Online]. Available: <https://jscholarship.library.jhu.edu/handle/1774.2/40427>.
- [36] FEMA, "NEHRP Recommended seismic provisions for new buildings and other structures," *Build. Seism. Saf. Counc.*, vol. II, no. September, p. 388, 2020, [Online]. Available: [http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1730-25045-1580/femap\\_750.pdf](http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1730-25045-1580/femap_750.pdf)
- [37] G. Wei et al., "Development of Steel Deck Diaphragm Seismic Design Provisions for ASCE 41/AISC 342," *Cold-formed steel Res. Consort. Rep. Ser.*, no. January, p. 21, 2019.
- [38] T. L. Bruce, "Behavior of post-tensioning strand systems subjected to inelastic cyclic loading," *Thesis Submitt. to Fac. Virginia Polytech. Inst. State Univ. Partial fulfillment Requir. degree Master Sci.*, 2014, [Online]. Available: <http://weekly.cnbnews.com/news/article.html?no=124000>
- [39] M. R. Eatherton and J. F. Hajjar, "Large-Scale Cyclic and Hybrid Simulation Testing and Development of a Controlled- Rocking Steel Building System with Replaceable Fuses. Report No. NSEL-025.," 2010.
- [40] X. Ma, E. Borchers, A. Pena, H. Krawinkler, S. Billington, and G. G. Deierlein, "Design and Behavior of Steel Shear Plates with Openings as Energy-Dissipating Fuses," *Intern. Report, John A. Blume Earthq. Eng. Center, Stanford Univ.*, no. 17, 2010.
- [41] L. Liu, J. Zhao, and S. Li, "Nonlinear displacement ratio for seismic design of self-centering buckling-restrained braced steel frame considering trilinear hysteresis behavior," *Eng. Struct.*, vol. 158, no. August 2017, pp. 199–222, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.12.026.
- [42] Matthew roy eatherton, "Large-scale cyclic and hybrid simulation testing and development of a controlled rocking steel building system with replaceable fuses," *Proc. - 2014 IEEE Int. Conf. Big Data, IEEE Big Data 2014*, no. September, pp. 736–741, 2015, doi: 10.1109/BigData.2014.7004298.
- [43] H. Gholi Pour, M. Ansari, and M. Bayat, "A new lateral load pattern for pushover analysis in structures," *Earthq. Struct.*, vol. 6, no. 4, pp. 437–455, 2014, doi: 10.12989/eas.2014.6.4.437.
- [44] F. R. Rofooei, "COMPARISON OF STATIC AND DYNAMIC PUSHOVER ANALYSIS IN ASSESSMENT OF THE TARGET DISPLACEMENT," 2006. [Online]. Available: [www.SID.ir](http://www.SID.ir)

- [45] G. Chu, W. Wang, and Y. Zhang, “Nonlinear seismic performance of beam-through steel frames with self-centering modular panel and replaceable hysteretic dampers,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 170, p. 106091, 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106091.
- [46] M. Xian, H. Krawinkler, and G. G. Deierlein, “Seismic Design and Behavior of Self-Centering Braced Frame with Controlled Rocking and Energy–Dissipating Fuses,” *John A. Blume Earthq. Eng. Cent.*, no. August, p. 438, 2010, [Online]. Available: [http://nees.illinois.edu/hosted/ControlledRocking/papers/Ma\\_Xiang\\_Dissertation\\_2010\\_Stanford\\_University.pdf](http://nees.illinois.edu/hosted/ControlledRocking/papers/Ma_Xiang_Dissertation_2010_Stanford_University.pdf)
- [47] D. A. Padilla-Llano, C. D. Moen, and M. R. Eatherton, “Cyclic axial response and energy dissipation of cold-formed steel framing members,” *Thin-Walled Struct.*, vol. 78, pp. 95–107, 2014, doi: 10.1016/j.tws.2013.12.011.
- [48] S. Karimzadeh, A. Askan, A. Yakut, and G. Ameri, “Assessment of alternative simulation techniques in nonlinear time history analyses of multi-story frame buildings: A case study,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 98, pp. 38–53, Jul. 2017, doi: 10.1016/j.soildyn.2017.04.004.
- [49] M. N. Eldin, A. J. Dereje, and J. Kim, “Seismic retrofit of RC buildings using self-centering PC frames with friction-dampers,” *Eng. Struct.*, vol. 208, Apr. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109925.
- [50] N. D. Dao, H. Nguyen-Van, T. H. A. Nguyen, and A. B. Chung, “A new statistical equation for predicting nonlinear time history displacement of seismic isolation systems,” *Structures*, vol. 24, pp. 177–190, Apr. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.01.019.
- [51] G. Wei, M. R. Eatherton, H. Foroughi, S. Torabian, and B. W. Schafer, “Seismic Behavior of Steel BRBF Buildings Including Consideration of Diaphragm Inelasticity,” 2020. [Online]. Available: <https://jscholarship.library.jhu.edu/handle/1774.2/40427>.
- [52] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, “Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) user command-language manual,” *Pacific Earthq. Eng. Res. Cent.*, p. 465, 2006.
- [53] D. A. Padilla-llano, *A Framework for Cyclic Simulation of Thin-Walled Cold-Formed Steel Members in Structural Systems*. 2015.
- [54] R. L. Iman, “Latin Hypercube Sampling,” *Encycl. Quant. Risk Anal. Assess.*, no. January 1999, 2008, doi: 10.1002/9780470061596.risk0299.
- [55] McLeod, Núñez-, J. E., and J. H. Barón, “Técnicas estadísticas avanzadas en el análisis de grandes modelos computacionales,” *Mecánica Comput.*, vol. XIX, no. 14, pp. 1–7, 1999.
- [56] Sheikholeslami, “Progressive Latin Hypercube Sampling: An efficient approach for robust sampling-based analysis of environmental models,” *Environ. Model. Softw.*, vol. 93, pp. 109–126, 2017, doi: 10.1016/j.envsoft.2017.03.010.
- [57] R. Sheikholeslami and S. Razavi, “Progressive Latin Hypercube Sampling: An efficient approach for robust sampling-based analysis of environmental models,” *Environ. Model. Softw.*, vol. 93, pp. 109–126, 2017, doi: 10.1016/j.envsoft.2017.03.010.
- [58] A. Saltelli *et al.*, *Global Sensitivity Analysis. The Primer*. 2008. doi: 10.1002/9780470725184.
- [59] A. Saltelli, S. Tarantola, F. Campolongo, and M. Ratto, *Sensitivity analysis in practice: a guide to assessing scientific models (Google eBook)*. 2004.
- [60] S. Latinoamericana para la calidad, “Histograma,” pp. 1–7, 2000.
- [61] S. Panda, A. K. Mishra, and U. C. Biswal, “Manganese induced peroxidation of thylakoid lipids and changes in chlorophyll- $\alpha$  fluorescence during aging of cell free chloroplasts in light,” *Phytochemistry*, vol. 26, no. 12, pp. 3217–3219, 1987, doi: 10.1016/S0031-

9422(00)82472-3.

- [62] E. Lahura, “El Coeficiente De Correlación Y Correlaciones Espúreas,” *Univ. Catol. del Perú*, pp. 1–64, 2003.
- [63] C. Araya Alpizar, “Análisis de datos multivariantes con coordenadas paralelas,” *Análisis datos multivariantes con Coord. paralelas*, vol. 11, no. 16, pp. 81–91, 2011.

## 9. Anexo A: Diseño estructural del prototipo

En el presente anexo se presenta la geometría, las cargas y análisis y diseño estructural del prototipo seleccionado el cual fue utilizado para realizar el modelo simplificado descrito en el capítulo 5

### 9.1 Isometrico del prototipo (Simulación en Sap 2000).

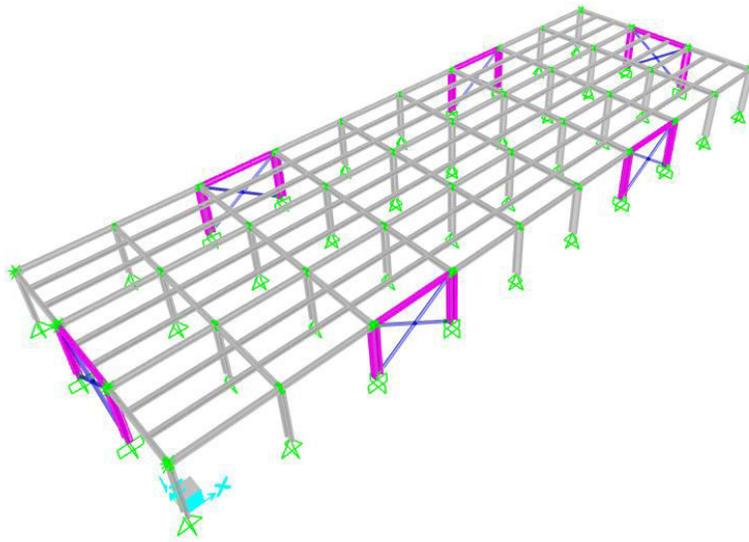


Figura 89 Isometrico del prototipo.

Sistema estructural: Portico arriostrado concéntricamente

R: 6

$\Omega$ : 2

## 9.2 Geometría de la estructura.

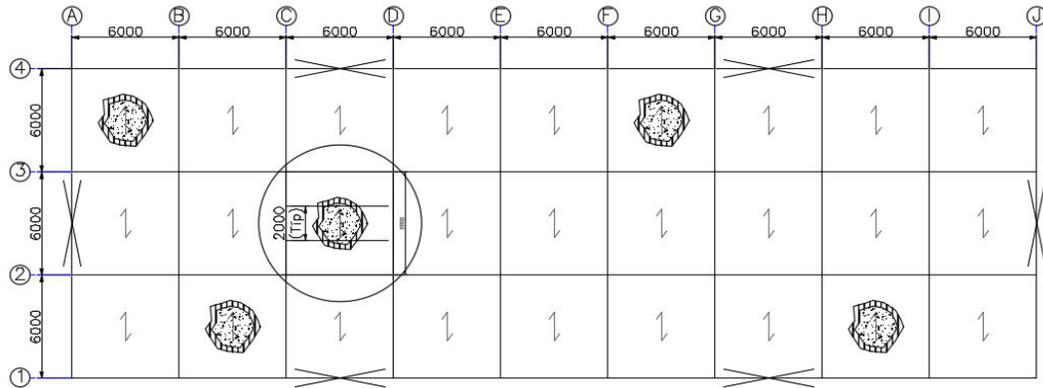


Figura 90 Plano típico del prototipo.

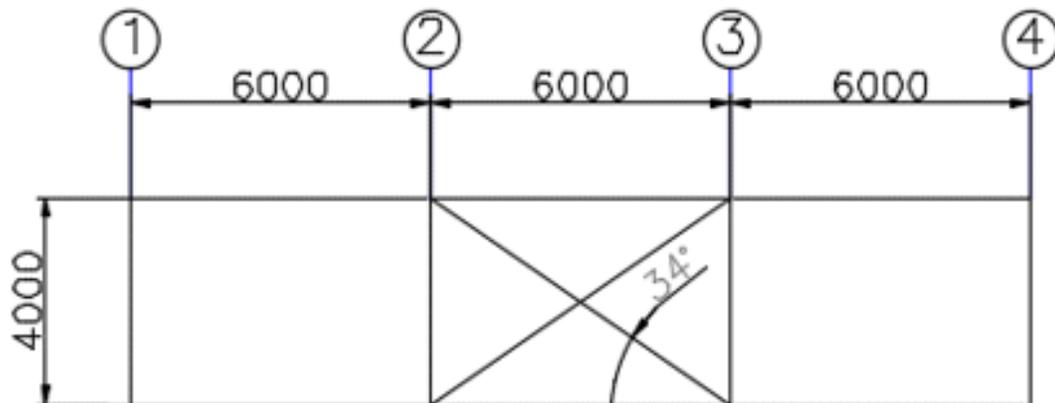


Figura 91 Vista típica frontal del prototipo.

Dimensiones generales del edificio	
Longitud total transversal (m):	18
Longitud total longitudinal (m):	54
Altura típica de pisos (m):	4
Espacio en la dirección X (m):	6
Espacio en la dirección y (m):	6
Numero de niveles	1
Total height (m):	4
Area en planta (m <sup>2</sup> ):	1044
Area total en planta (m <sup>2</sup> ):	1044

Tabla 31 Dimensiones generales.

## 9.3 Cargas gravitacionales (ASCE7-16 Tabla 4.3, IBC Tabla 1607.1)

Cargas muertas	kg/m <sup>2</sup>
Carg muerta interna	431,5
Carga muerta externa	200
Carga viva	kg/m <sup>2</sup>
Carga industrial	600

Tabla 32 Gargas gravitacionales.

## 9.4 Modelamiento estructural

### 9.4.1 Cargas gravitacionales

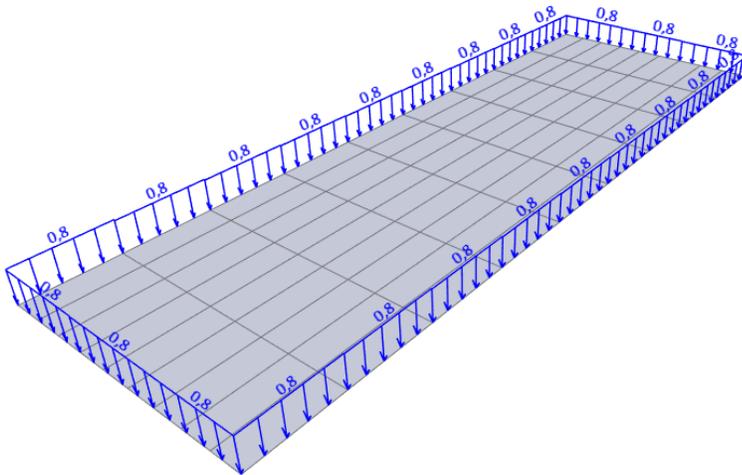


Figura 92 Distribución de cargas muertas.

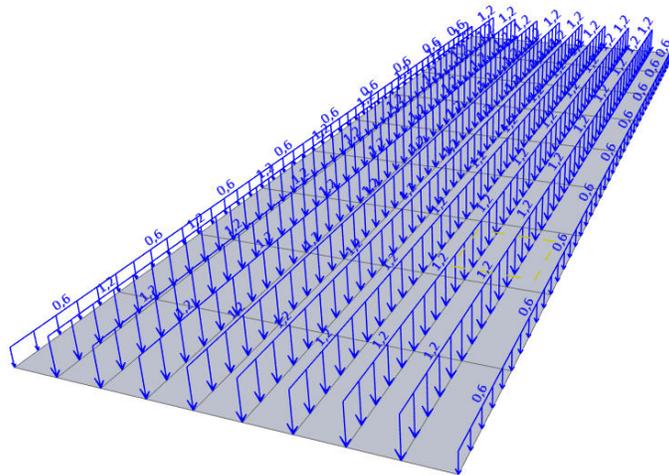


Figura 93 Distribución de cargas vivas.

## 9.5 Propiedades del material

Columnas	ASTM A572	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	3500	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	4500
Riostras	ASTM A572	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	3500	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	4500
Nodos	ASTM A572	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	3500	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	4500
Steel deck	ASTM A653	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	2750	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	3800
Concreto	Portland	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	210		
Riostras	ASTM 500 GrB	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	3250	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	4370
Fusibles tipo mariposa		$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	310	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ):	420
Módulo de elasticidad del acero		2039000	kg/cm <sup>2</sup>		
Ry:	1,4				

Tabla 33 Propiedades de los materiales.

## 9.6 Cargas laterales – Diseño sísmico (ASCE 7-16)

Zona Sísmica Alta		
Sistema	CBF-X	Referencia
Ie:	1	Tabla 1.5-2
R:	1	Tabla 12.2-1
Cd:	5	Tabla 12.2-1
$\Omega_o$ :	2	Tabla 12.2-1
Ss:	1,26	
S1:	0,451	
Fa:	1,00	
Fv:	1,85	
Clase	D	Capítulo 20
$S_{MS}$ :	1,26	Ec. 11.4-1
$S_{MI}$ :	0,8344	Ec. 11.4-2
$S_{DS}$ :	0,84	Ec. 11.4-3
$S_{D1}$ :	0,56	Ec. 11.4-4
$T_o$ :	0,13	
$T_s$ :	0,66	
$T_l$ :	8	Figura 22-14

Tabla 34 Parámetros sísmicos.

Donde:

- Ie: Factor de importancias sísmica
- R: Coeficiente de respuesta modificado
- Cd: Factor de amplificación de deflexión
- $\Omega_o$ : Factor de sobreesfuerzo
- Ss: Parámetro de aceleración en periodos cortos
- S1: parámetro de aceleración en un período de 1 s

Lugar	Irvine, CA, USA	
Coordenadas	33,68457 N	117,83 W
Categoría de uso	II	
Código	ASCE7-16	

Tabla 35 Datos geográficos y categoría de uso



Figura 94 Localización de parámetros sísmicos.

- Fa: Coeficiente de periodo corto (0,2 s)
- Fv: Coeficiente de largo plazo
- Clase D Sitio de clasificación
- S<sub>MS</sub>: Parámetros de aceleración para periodos cortos
- S<sub>M1</sub>: Parámetros de aceleración para periodos de 1 s
- S<sub>DS</sub>: Parámetro de aceleración de respuesta espectral de terremotos a cortos períodos
- S<sub>D1</sub>: Parámetros de aceleración de respuesta espectral de terremotos a periodos e 1 s
- T<sub>o</sub>:  $0,2S_{D1}/S_{DS}$
- T<sub>s</sub>:  $S_{D1}/S_{DS}$
- T<sub>i</sub>: Período de transición de largo período

### 9.6.1 Tabla 12.8-2 Parámetros Ct y x para calcular el período aproximado

Tipo de estructura	C <sub>t</sub>	x
Pórticos de acero resistentes a momento	0,0724	0,8
Pórticos de concretos resistentes a momento	0,0466	0,9
Pórticos de acero con diagonales excéntricas	0,0731	0,75
Porticos de acero arriostrados	0,0731	0,75
Todos los otros tipos de estructuras	0,0488	0,75

Tabla 36 Parámetros de Ct y x.

### 9.6.2 Calculo del periodo fundamental aproximado

Ct:	0,0731
X:	0,75
h <sub>n</sub> (m):	4
Ta (s):	0,21

Tabla 37 Datos fundamentales.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,21$$

Donde:

Ct – X : Parámetros para calcular el periodo aproximado

H<sub>n</sub>: Altura de la estructura

Ta: Periodo fundamental aproximado

### 9.6.3 Calculo de coeficiente de respuesta sísmica C<sub>s</sub>

$$C_{s} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.84 \quad \text{Ec. 86}$$

$$C_{s} = \frac{S_{D1}}{\left(T * \left(\frac{R}{I_e}\right)\right)} = 2,69 \quad \text{Ec. 87}$$

$$C_{s} = (S_{D1} T_L) / (T^2 (R/I_e)) = 104,093 \quad \text{Ec. 88}$$

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \gg 0.01 = 0.037 \quad \text{Ec. 89}$$

$$C_s = (0.5 S_1) / ((R/I_e)) = 0,226 \quad \text{Ec. 90}$$

Límite superior 
$$T \leq T_L = C_s = \frac{S_{D1}}{\left(T \left(\frac{R}{I_e}\right)\right)}$$

Límite superior 
$$T > T_L = \frac{(S_{D1} \cdot T_L)}{(T^2 (R/I_e))}$$

En el límite inferior C<sub>s</sub> no debe ser menor que:

$$\text{Límite inferior} \quad C_s = 0.044 * S_{DS} * I_e \gg 0.01 \quad \text{Ec. 91}$$

Adicionalmente las estructuras localizadas donde S1 es igual o más grande que 0.6g, Cs no debe ser menor que:

$$C_s = (0.5 S_1) / ((R/I_e)) = 0,226 \quad \text{Ec. 92}$$

$$C_s = 0,84$$

Donde:

- $S_{DS}$ : Parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño en el rango de período corto
- $R$ : Factor de modificación de respuesta
- $I_e$ : Factor de importancia
- $S_{D1}$ : El parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño en un período de 1.0 s
- $T$ : Período fundamental de la estructura
- $T_L$ : Período (s) de transición de largo período
- $S_1$ : El mapeado máximo espectral de terremoto considerado como el parámetro de aceleración de respuesta

## 9.7 Cálculo de cortante sísmico

$$W(t) = 600$$

$$V = C_s * W = 504 \quad \text{Ec. 93}$$

Donde:

$C_s$ : Coeficiente de respuesta sísmica

$W$ : Pesos sísmico efectivo

### 9.7.1 Distribución vertical de fuerzas sísmicas

$$F_x = C_{vx} V \quad \text{Ec. 94}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} \quad \text{Ec. 95}$$

Donde:

$C_{vx}$ : Factor de distribución vertical

$V$ : Fuerza total lateral de diseño o cortante en la base de la estructura

$K$ : Exponente relacionado al periodo de la estructura

$w_i - w_x$ : Parte del peso sísmico efectivo total del estructura ( $W$ ) ubicada o asignada al nivel  $i$  ó  $x$

$h_i - h_x$ : Altura [pies (m)] desde la base hasta el nivel  $i$  ó  $x$

K : Un exponente relacionado con el período de estructura

K=1

Cálculo de fuerzas sobre la estructura					
NIVEL	hi (m)	W (t)	W*h^K	Cvx	Fx (t)
Diafragma 1	4	600,0	2400	1,00	231

Tabla 38 Cálculo de fuerzas sobre la estructura.

## 9.8 Periodo del edificio

Después de correr el programa SAP 2000 se puede evidenciar que el periodo T de la estructura en la dirección de análisis es de 0,25s una frecuencia de  $f=3,9s$

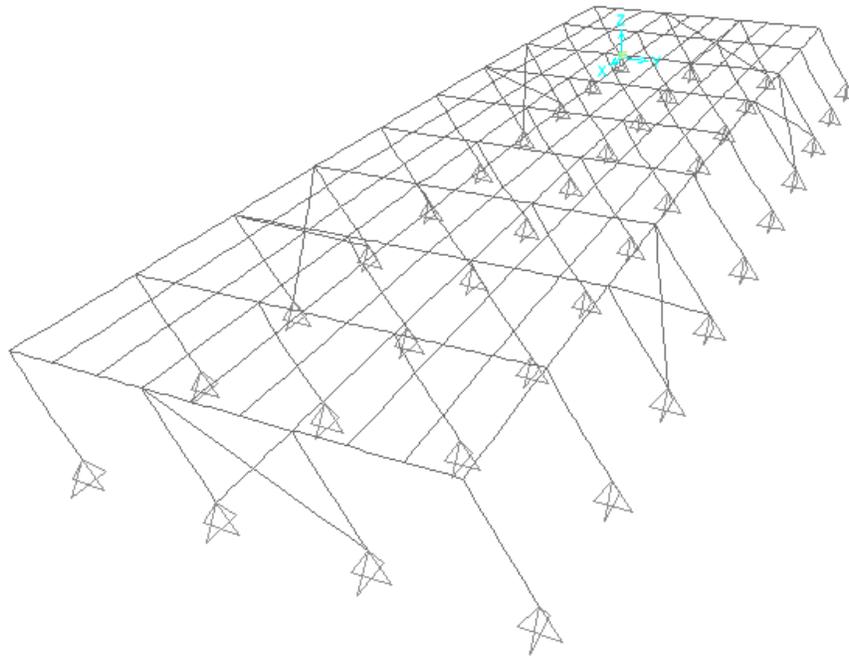


Figura 95 Periodo del edificio.

## 9.8.1 Cargas sísmicas

ASCE 7-16 Seismic Load Pattern

**Load Direction and Diaphragm Eccentricity**

Global X Direction  
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

**Time Period**

Approx. Period Ct (ft), x =

Program Calc Ct (ft), x =

User Defined T =

**Lateral Load Elevation Range**

Program Calculated  
 User Specified

Max Z

Min Z

**Seismic Coefficients**

0.2 Sec Spectral Accel, Ss

1 Sec Spectral Accel, S1

Long-Period Transition Period

Site Class

Site Coefficient, Fa

Site Coefficient, Fv

**Calculated Coefficients**

SDS = (2/3) \* Fa \* Ss

SD1 = (2/3) \* Fv \* S1

**Factors**

Response Modification, R

System Overstrength, Omega

Deflection Amplification, Cd

Occupancy Importance, I

Figura 96 Carga sísmica en la dirección X.

ASCE 7-16 Seismic Load Pattern

**Load Direction and Diaphragm Eccentricity**

Global X Direction  
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

**Time Period**

Approx. Period Ct (ft), x =

Program Calc Ct (ft), x =

User Defined T =

**Lateral Load Elevation Range**

Program Calculated  
 User Specified

Max Z

Min Z

**Seismic Coefficients**

0.2 Sec Spectral Accel, Ss

1 Sec Spectral Accel, S1

Long-Period Transition Period

Site Class

Site Coefficient, Fa

Site Coefficient, Fv

**Calculated Coefficients**

SDS = (2/3) \* Fa \* Ss

SD1 = (2/3) \* Fv \* S1

**Factors**

Response Modification, R

System Overstrength, Omega

Deflection Amplification, Cd

Occupancy Importance, I

Figura 97 Carga sísmica en la dirección Y.

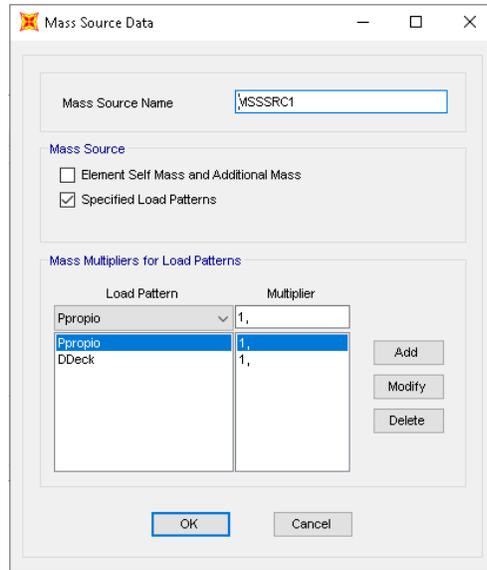


Figura 98 Definición de masa de la estructura.

## 9.9 Derivas de piso

Analizando las derivas de piso se puede evidenciar que en la dirección de análisis que es el eje X y Y se obtienen unas derivas que son inferiores al 1% de la altura de piso de nuestra estructura que es 40mm, dando como resultados valores de 11,4mm y 19,3mm respectivamente en ambas direcciones, por lo tanto, se encuentra en los parámetros.

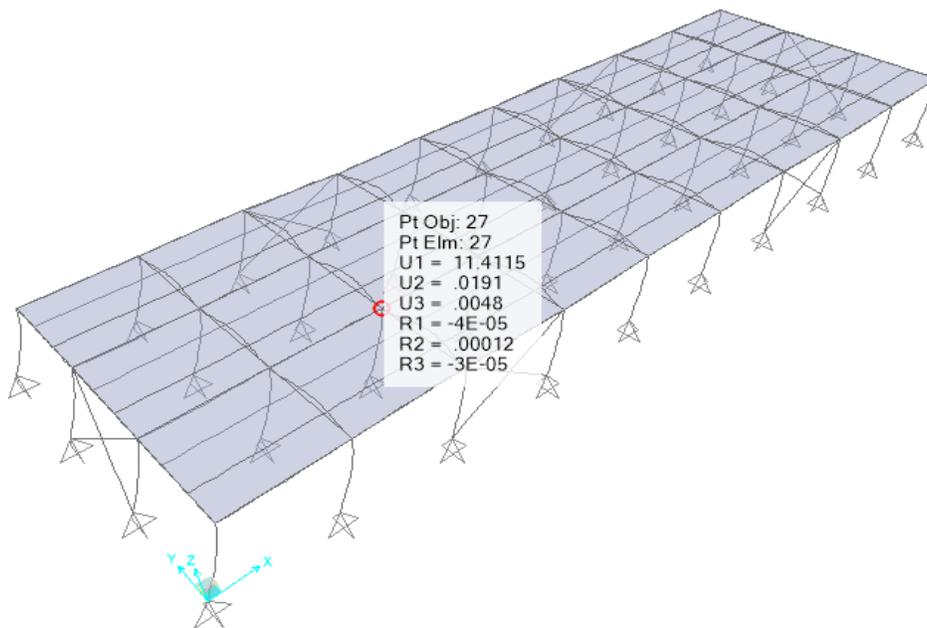


Figura 99 Deriva de piso en la dirección X.

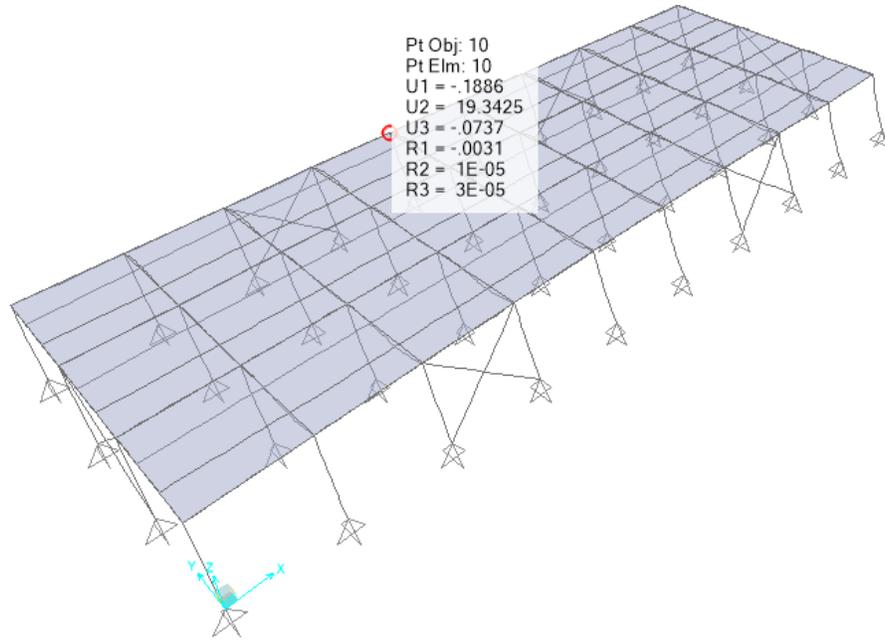


Figura 100 Deriva de piso en la dirección Y.

Carga muerta de edificio (ton):	600
Reacción sísmica en la dirección X (ton):	504
Reacción sísmica en la dirección Y (ton):	592

Tabla 39 Reacciones sísmicas

### 9.10 Fuerza lateral equivalente (FLE) chequeo:

W (t): 1667,0  
 R: 6,00  
 I: 1,00  
 T: 0,670  
 SD1: 0,557  
 Cs: 0,139  
 V 231

Para  $T > T_L$   $C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \frac{R}{L_e}}$  Ec. 96

Para  $T \leq T_L$   $C_s = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{L_e}}$  Ec. 97

$V = C_s W$  Ec. 98

# 9.11 Fuerza sísmica

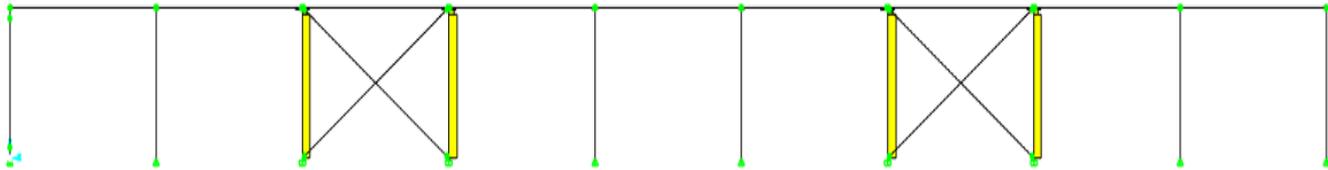


Figura 101 Fuerzas sísmicas cortantes en el SRLV en dirección X.



Figura 102 Fuerzas sísmicas cortantes en el SRLV en dirección Y.

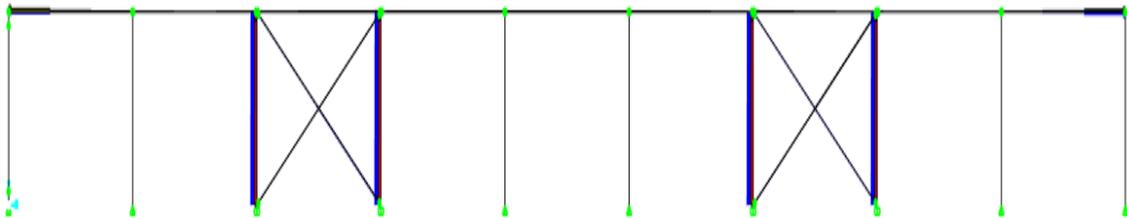


Figura 103 Fuerzas axiales de la envolvente de cargas en el SRLV en dirección X (ton).



Figura 104 Fuerzas axiales de la envolvente de cargas en el SRLV en dirección Y (ton).

### 9.11.1 Nivel de estrés



Figura 105 Nivel de estrés en las vigas del segundo piso.

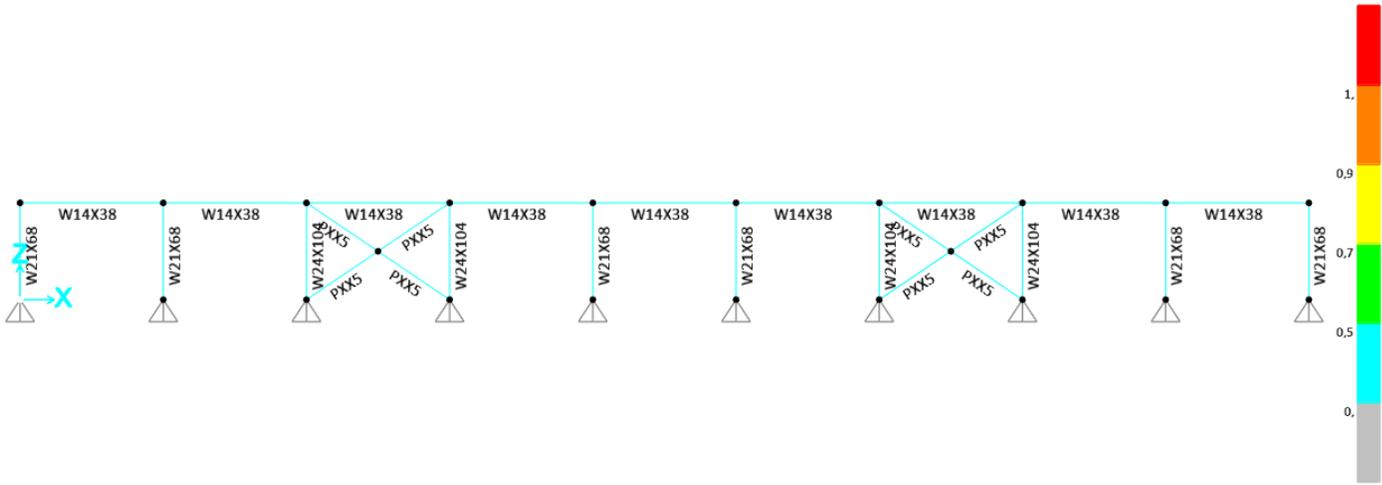


Figura 106 Nivel de estrés en las columnas del primer piso en los ejes 1 y 4.

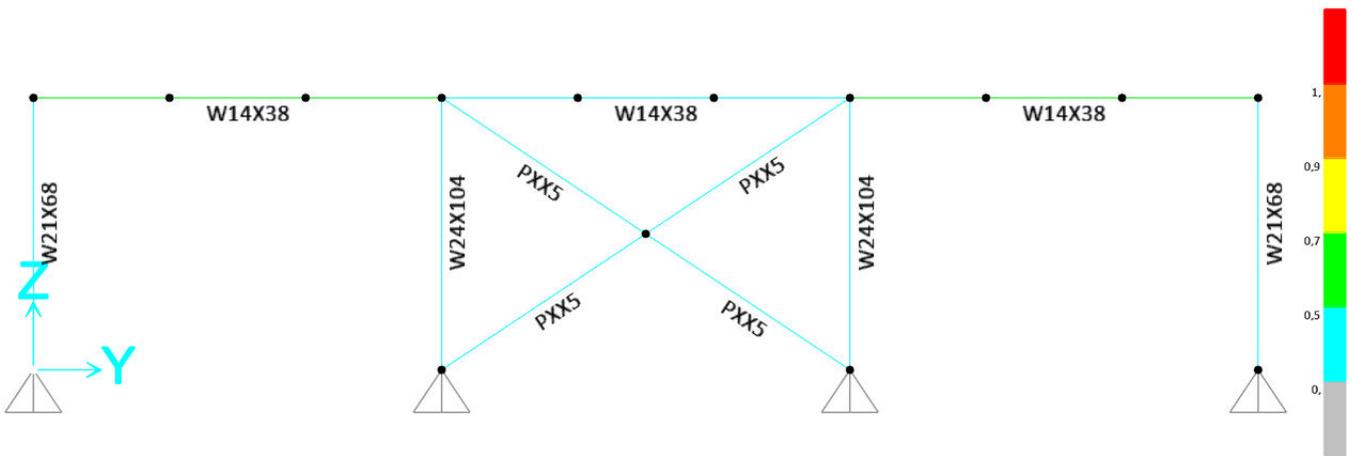


Figura 107 Nivel de estrés en los ejes A y J.

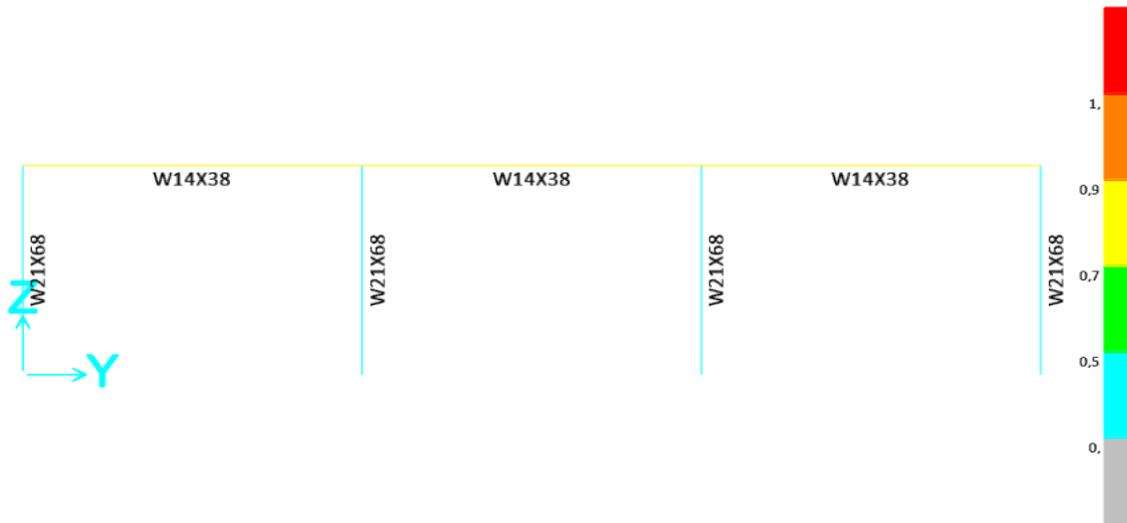


Figura 108 Nivel de estrés en los ejes B, E, F y I.

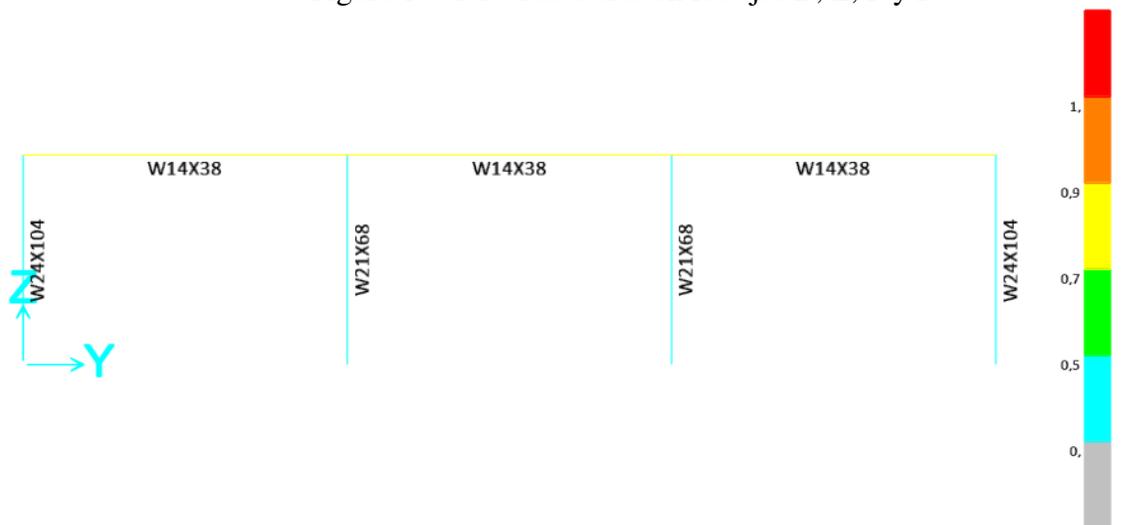


Figura 109 Nivel de estrés en los ejes C, D, G y H.

### 9.11.2 Elementos estructurales seleccionados

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
4	W14X38									
3	W12X26									
	W12X26									
2	W14X38									
	W12X26									
1	W14X38									
	W12X26									

Figura 110 Prototipo 1 (SCBF-X). Diseño típico de plano estructural.

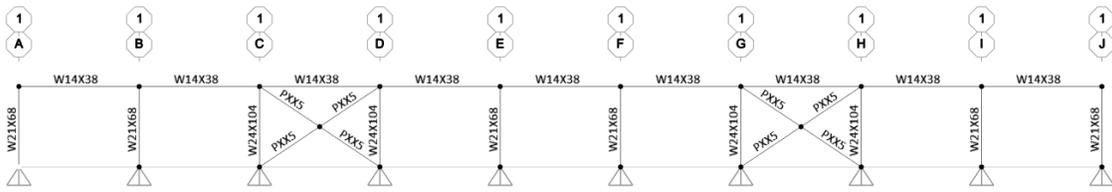


Figura 111 Elementos estructurales seleccionados para el prototipo 1 del eje 1 y 4 (SCBF-X).

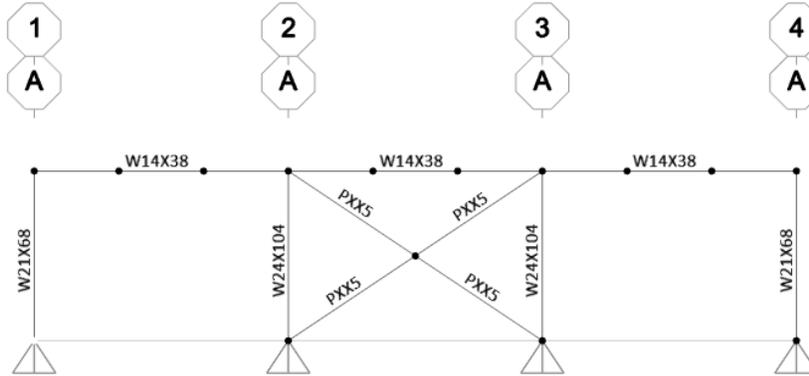


Figura 112 Vista frontal del prototipo 1 (SCBF-X).

## 9.12 Tamaño de los miembros del prototipo

Piso	Altura (m)	Elemento	Largo (m)	vigas		Nodos
				Dirección X	Dirección Y	
1	4	W21x68	6	W14x38	W14x38	W12x26

Tabla 40 Miembros del SRFGV.

Piso	Altura (m)	Elemento	Largo (m)	Riostras	
				Dirección X	Dirección Y
1	4	W24x104	7,2	PXX5	PXX5

Tabla 41 Miembros del SRFLV.

## 10. Anexo B: Diseño estructural del diafragma

El diafragma puede ser uno de los elementos con mayor importancia en el prototipo evaluado, debido a que es el encargado de transmitir las fuerzas inerciales hacia los sistemas de resistencia lateral vertical, por lo anterior el diseño estructural del diafragma hace parte fundamental de este estudio y el procedimiento para ello es presentado a continuación:

### 10.1 Vista general

Rs :	1
Fuerza del diafragma Fd (kN):	990
Longitud entre apoyos L (m):	54
Ancho del diafragma hd (m):	18
Fuerza del diafragma por metro lineal q (kN/m):	18,3
R:	6
$\Omega$ o:	2
Bay x (m):	6
Bay y (m):	6

Cortante en el colector V(kN): 495  
 Cortante en el colector por metro lineal V/h (kN/m): 27

T o C (kN) = 371 Tensión y Compresión

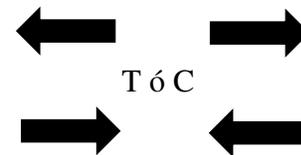


Tabla 42 Datos generales del diafragma.

### 10.2 Cargas gravitacionales masas y geometrías

Diafragma / Losa de entrepiso	
Espesor de concreto (m)	0.11
Espesor de Steel deck (m)	0.052
Densidad del concreto (kg/m <sup>3</sup> )	2320
Peso del Steel deck (kg/m <sup>2</sup> )	206.5

Tabla 43 Diafragma / Losa de entrepiso.

Carga sobreimpuesta	
D (kg/m <sup>2</sup> ):	225
L (kg/m <sup>2</sup> ):	600
D+L (kg/m <sup>2</sup> ):	825
D+L (kg/cm <sup>2</sup> )	169

Tabla 44 Carga sobreimpuesta.

Geometría	m	ft
Separación viguetas (m)	2	6,6
Luz de viguetas (m)	6	19,7

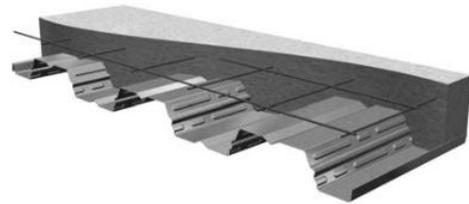
Tabla 45 Geometría.

Material de concreto	
f'c (psi):	3000
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210

Tabla 46 Material de concreto.

## PLW2™ or W2 FORMLOK™

- 4 1/2 Pulg Profundidad total de losa
- Peso normal del concreto



### Espacio libre máximo sin apuntalar (Pie-Pulg) Propiedades del concreto

Calibre Cubierta	Numero de tramos de cubierta		
	1	2	3
22	7'-5"	8'-7"	8'-9"
21	8'-1"	9'-3"	9'-6"
20	8'-9"	9'-10"	10'-2"
19	9'-7"	10'-11"	11'-4"
18	10'-0"	11'-9"	12'-0"
16	10'-8"	13'-6"	12'-8"

Densidad (psf)	Peso uniforme (psf)	Volumen uniforme (yd <sup>3</sup> /100 pie <sup>2</sup> )	Resistencia a la compresión, f'c (psi)
145	42.3	1.080	3000

#### Notas:

1. Los volúmenes y pesos no incluyen la tolerancia para la deflexión.
2. Los pesos son solo para concreto y no incluyen el peso del Steel deck.
3. La profundidad total de la losa es la profundidad nominal desde la parte superior del concreto hasta la parte inferior del Steel deck.

Se requiere apuntalamiento para tramos mayores que los que se muestran arriba. Consulte la nota al pie 1 en la página 51 para obtener información sobre los apoyos requeridos.

Figura 113 Espacio libre máximo sin apuntalar.

El peso de la lamina colaborante no es representativo en los cálculos debido a su valor, por lo tanto, es despreciable.

### Carga superpuesta admisible (psf)

Calibre Cubierta	Numero de tramos de cubierta	Espacio (Pie-Pulg.)														
		6'-0"	7'-0"	7'-6"	8'-0"	8'-6"	9'-0"	9'-6"	10'-0"	10'-6"	11'-0"	11'-6"	12'-0"	12'-6"	13'-0"	14'-0"
22	1	380	294	220	194	171	152	135	121	108	97	87	78	70	63	51
	2	380	294	262	235	213	152	135	121	108	97	87	78	70	63	51
	3	380	294	262	235	213	152	135	121	108	97	87	78	70	63	51
21	1	400	329	293	263	196	174	156	140	125	113	102	92	83	75	62
	2	400	329	293	263	238	216	156	140	125	113	102	92	83	75	62
	3	400	329	293	263	238	216	198	140	125	113	102	92	83	75	62
20	1	400	364	324	291	263	198	177	159	143	130	117	106	97	88	73
	2	400	364	324	291	263	239	219	159	143	130	117	106	97	88	73
	3	400	364	324	291	263	239	219	201	143	130	117	106	97	88	73
19	1	400	400	389	349	316	287	262	199	180	163	149	136	124	113	95
	2	400	400	389	349	316	287	262	241	222	163	149	136	124	113	95
	3	400	400	389	349	316	287	262	241	222	206	149	136	124	113	95
18	1	400	400	400	399	361	328	300	275	211	192	176	161	147	135	115
	2	400	400	400	399	361	328	300	275	254	235	210	161	147	135	115
	3	400	400	400	399	361	328	300	275	254	235	210	185	147	135	115
16	1	400	400	400	397	359	327	298	274	253	191	174	159	146	134	114
	2	400	400	400	397	359	327	298	274	253	234	217	197	179	160	114
	3	400	400	400	397	359	327	298	274	253	234	217	197	179	134	114

Ver notas en la página 51.

Se requiere apuntalamiento en áreas sombreadas a la derecha de la línea gruesa

Figura 114 Carga superpuesta admisible.

Capacidad máxima requerida Vr(kN/m): 27

Para usar la fuerza requerida se divide por 1,5 Va (kN/m): 18

Espacio entre los pasadores de cabeza de acero S (m): 0,30

Vra (lb/ft): 1256 < 7000 OK

### DIAFRAGMAS CON ANCLAJES DE PASADOR CON CABEZA DE ACERO

Tabla 5: Resistencias permitidas al corte del diafragma (plf) y factores de flexibilidad (Pulg. /lbx10<sup>6</sup>) para plataformas de concreto. Anclajes de espárrago con cabeza de acero de relleno 3/4" de diámetro <sup>1-8,11,16,17,19</sup>

Tipo de concreto <sup>9</sup>	Espesor de concreto <sup>10</sup>	Separacion de anclajes de espárrago con cabeza de acero <sup>14</sup>						F <sup>12</sup>	
		12"	16"	18"	24"	30"	32"		36"
<b>Refuerzo mínimo de concreto de 0,0025 veces el área de relleno sobre el Deck</b>									
NW	2" <sup>18</sup>	3110	3110	3110	3110	2980	2790	2480	0.40
	2½"	3890	3890	3890	3720	2980	2790	2480	0.32
	3"	4670	4670	4670	3720	2980	2790	2480	0.26
	3½"	5450	5450	4970	3720	2980	2790	2480	0.23
	4½"	7000	5590	4970	3720	2980	2790	2480	0.18
	6"	7450	5590	4970	3720	2980	2790	2480	0.13

Figura 115 Diafragmas con anclajes de pasador con cabeza de acero.

El factor de flexibilidad (F) es el número de micropulgadas que el alma del diafragma se va a deflectar en un tramo de 1 bajo una carga cortante de 1

PLB™ or B FORMLOK™



		Cargas uniformemente permitidas (psf)																		
		Calibre						Espacio (Pie-Pulg.)												
		Espacio	Cubierta	2'-0"	3'-0"	4'-0"	5'-0"	5'-6"	6'-0"	6'-6"	7'-0"	7'-6"	8'-0"	8'-6"	9'-0"	9'-6"	10'-0"	11'-0"	12'-0"	
uno	22	Estrés	300	300	220	141	116	88	63	72	63	55	49	43	39	35	29	24		
		L/360	***	287	121	62	47	36	28	23	18	15	13	11	9	8	6	4		
		L/240	***	182	93	70	54	42	34	28	23	19	16	14	12	9	7			
	20	Estrés	300	300	288	184	152	128	109	94	82	72	64	57	51	46	38	32		
		L/360	***	***	150	77	58	44	35	28	23	19	16	13	11	10	7	6		
		L/240	***	***	225	115	86	67	52	42	34	28	23	20	17	14	11	8		
	18	Estrés	300	300	300	251	208	174	149	128	112	98	87	78	70	63	52	44		
		L/360	***	***	207	106	79	61	48	39	31	26	22	18	15	13	10	8		
		L/240	***	***	***	159	119	92	72	58	47	39	32	27	23	20	15	11		
	16	Estrés	300	300	300	300	264	222	189	163	142	125	110	99	88	80	66	55		
		L/360	***	***	261	133	100	77	61	49	40	33	27	23	19	17	13	10		
		L/240	***	***	***	200	150	116	91	73	59	49	41	34	29	25	19	14		
Doble	22	Estrés	300	300	235	150	124	104	89	77	67	59	52	46	42	38	31	26		
		L/360	***	***	***	***	122	94	74	59	48	40	33	28	24	20	15	12		
		L/240	***	***	***	***	***	***	***	***	***	***	***	49	42	35	30	23	18	
	20	Estrés	300	300	296	190	157	132	112	97	84	74	66	59	53	47	39	33		
		L/360	***	***	***	***	146	113	89	71	58	48	40	33	28	24	18	14		
		L/240	***	***	***	***	***	***	***	***	***	71	59	50	43	37	27	21		
	18	Estrés	300	300	300	265	219	184	157	135	118	103	92	82	73	66	55	46		
		L/360	***	***	***	258	194	149	117	94	76	63	53	44	38	32	24	19		
		L/240	***	***	***	***	***	***	***	***	115	94	79	66	56	48	36	28		
	16	Estrés	300	300	300	300	271	228	194	167	146	128	113	101	91	82	68	57		
		L/360	***	***	***	***	241	186	146	117	95	78	65	55	47	40	30	23		
		L/240	***	***	***	***	***	***	***	***	143	118	98	83	70	60	45	35		

Figura 116 Cargas uniformemente permitidas.

Resistencias permisibles al corte del diafregma, q (plf) y factores de flexibilidad, F(Pulg./lb x 10 <sup>6</sup> )																	
Patron de apego	Calibre Cubierta	Espacio (Pie-Pulg.)															
		4'-0"	5'-0"	6'-0"	6'-6"	7'-0"	7'-6"	8'-0"	8'-6"	9'-0"	9'-6"	10'-0"	10'-6"	11'-0"	11'-6"	12'-0"	
36/4	22	q	2553	2403	2304	2265	2232	2204	2179	2157	2138	2120	2104	2090	2077	2065	2055
		F	0.32	0.34	0.36	0.36	0.37	0.37	0.38	0.38	0.39	0.39	0.39	0.39	0.40	0.40	0.40
	20	q	2670	2491	2371	2325	2286	2252	2222	2195	2172	2151	2132	2115	2099	2085	2072
		F	0.28	0.30	0.32	0.32	0.33	0.33	0.34	0.34	0.35	0.35	0.35	0.36	0.36	0.36	0.36
	18	q	2922	2683	2524	2463	2410	2365	2325	2290	2259	2231	2206	2183	2162	2143	2126
		F	0.22	0.24	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28	0.28	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30	0.30	0.31
16	q	3191	2892	2693	2616	2551	2494	2444	2400	2361	2326	2295	2266	2240	2217	2195	
	F	0.18	0.20	0.22	0.22	0.23	0.23	0.24	0.24	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.27	
36/7	22	q	2867	2655	2513	2459	2412	2372	2336	2305	2277	2252	2230	2210	2191	2175	2159
		F	0.29	0.31	0.33	0.34	0.34	0.35	0.35	0.36	0.36	0.37	0.37	0.37	0.38	0.38	0.38
	20	q	3048	2793	2623	2557	2501	2453	2410	2373	2340	2310	2283	2259	2237	2216	2198
		F	0.25	0.27	0.29	0.29	0.30	0.31	0.31	0.32	0.32	0.33	0.33	0.33	0.34	0.34	0.34
	18	q	3425	3086	2859	2772	2698	2633	2576	2527	2482	2442	2407	2374	2345	2318	2294
		F	0.19	0.21	0.23	0.24	0.24	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.27	0.28	0.28	0.28
16	q	3820	3395	3112	3003	2910	2829	2758	2696	2640	2591	2546	2506	2469	2435	2405	
	F	0.15	0.17	0.19	0.19	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.22	0.23	0.23	0.24	0.24	0.24	

Ver notas en la página 39.

Figura 117 Resistencias permisibles al corte del diafregma.

### 10.3 Diseño de sección compuesta

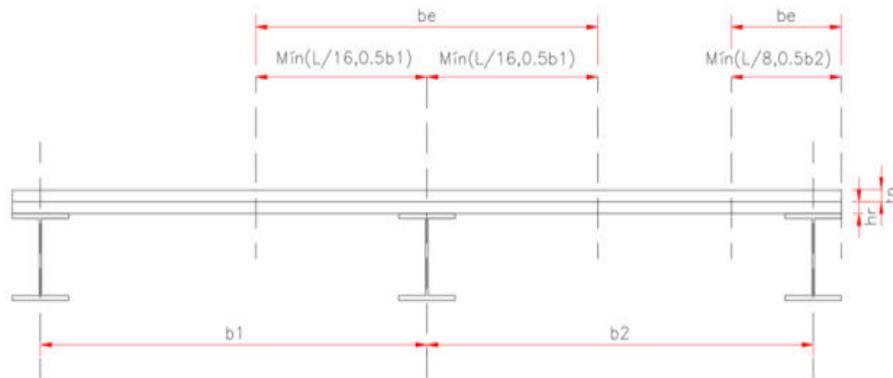


Figura 118 Diseño de vigas secundarias en sección compuesta.

Luz de la vigueta (m)	6
Separación entre viguetas $b_1$ (m):	2
Separación entre viguetas $b_2$ (m) :	2
$f'_c$ (MPa) :	21
Espesor placa " $t_p$ " (mm):	61,92
Altura Steel deck " $h_r$ " (mm):	52,38
Ancho promedio del nervio (mm):	152,4
Separación entre valles (mm) :	304,8
Escriba B si es viga de borde o I si es interior:	I

Tabla 47 Datos de entrada para sección compuesta.

Muertas		Vivas	
W. Propio losa :	2,06	Carga viva	6
W. Propio viguetas :	0,22	Carga sobre impuesta (diseño losa)	8,25
W. Piso acabado :	1,5	Combo 1 (1.4*D)	0
D otros:		Combo 2 (1.2*D + 1.6*L)	9,6
Instalaciones (eléctricas, tuberías, etc):	0	Carga de diseño (kN/m <sup>2</sup> ):	9,6
Divisiones livianas :	0,75		
Cielo falso :	0		
Total:	4,54		

Tabla 48 Cargas de uso (kN/m<sup>2</sup>).

Muertas		Vivas	
W. Propio losa	2,07	Combo 1 (1.4*D)	3,20
W. Propio viguetas	0,22	Combo 2 (1.2*D + 1.6*L)	3,95
Total:	2,29	Carga de diseño (kN/m <sup>2</sup> )	3,95

Tabla 49 Cargas de construcción.

Mu (kN*m):	36
Vu (kN):	24
Ancho efectivo (m):	0,75
Altura recomendada del perfil (mm):	240
Seleccionar perfil	<b>W12X26</b>
Lb	300
fMn [kN x m]	170
Capacidad ante cargas de const.	<b>CUMPLE</b>

Tabla 50 Cálculo para condiciones de construcción.

Mu (kN*m)	135				
Mu (kN*m) 1/4	102				
Mu (kN*m) 3/4	102				
Vu (kN)	90				
As (cm <sup>2</sup> )	49,355				
hc (cm)	31,039				
Tf (cm)	0,965				
tw (cm)	0,584				
T(cm)	28,119				
hc/tw	48,1				
$3.76*(E/Fyf)^{0.5}$	90,78	<b>Alma Compacta ok</b>			
Tipo de análisis	R. PLÁSTICA				
$0.85 \times f'c \times t \times b$ [kN]	829	Y (mm)	AxY (mm <sup>3</sup> )	I (mm <sup>4</sup> )	I + Ai x Yi <sup>2</sup>
As x Fy [kN]	1727	394	18284821	14837914	39224254,3
Tipo de falla	APLASTAMIENTO NO DESEABLE	155	765965	84911210	314371574
a (mm)	129,0				353595828
fMn [kN x m]	319	<b>Capacidad a flexión</b>			
Capacidad a flexión	42%				

Tabla 51 Cálculo para cargas de uso.

Concreto (mm <sup>2</sup> )	46440
Aceros (mm <sup>2</sup> )	4935,5
Y* (mm)	371
Yc (mm):	23
Ys	216
dL (mm)	1,1
Límite de def. por carga viva	OK
d(L + D) (mm)	1,8
Límite de def. por carga viva + muerta	<b>OK</b>

Tabla 52 Deflexiones.

Escriba "S" si van sobre el alma o "F" si van fuera de ella	S	
Fu del conector (MPa)	450	
$\phi$ máx	19	
$\phi$ seleccionado (pl)	3/4"	
$\phi$ seleccionado (mm)	19	
Área del perno (mm <sup>2</sup> )	285	
4 x $\phi$ ó hr + 40mm	92,38	
Altura mínima Hs	92,38	
Separación mín. long. Y transv.	76	
S. Máxima	450	
Separación seleccionada	300	
Recubrimiento lat. Mín (mm)	25	
Recubrimiento sup. Mín (mm)	20	
Long aproximada del perno (mm)	102,3	
No. De conectores ocupando el mismo nervio	1	
Escriba "P" si los nervios del steel deck son paralelos a la viga u "O" si son ortogonales	O	
Rg	1	
Rp	0,6	
Qn [kN]	292	
Rg x Rp x Asc x Fu [kN]	77,0	
Capacidad del conector [kN]	77,0	
Factor de reducción	1,00	
No. de conectores	22	
No.de conectores que se pueden instalar	21	
CAPACIDAD DE CORTANTE DE LA VIGA		
h/tw	48	
Capacidad a cortante	222	
Chequeo de la capacidad	41%	Cumple
CONCLUSIÓN: Usar tornillos Nelson Stud f=3/4" ASTM A108 fy:350 y fu:450		

Tabla 53 Conectores a cortante.

## 10.4 Diseño de viga colectora compuesta

- Se supone que el movimiento lateral está restringido por la losa compuesta, por lo que el pandeo por flexión del eje débil no se regirá por inspección ya que  $L_{cy} = (KL) y = 0$ .
- La losa compuesta evitará que el miembro se gire alrededor de su centro de cortante, por lo que el pandeo por torsión no es un estado límite válido;
- Se necesitan calcular las resistencias a la compresión disponibles para los estados límite de pandeo por flexión de eje fuerte y pandeo por torsión del eje restringido para determinar la resistencia de control.
- Sección elegida **W14X38**.

A (cm <sup>2</sup> ):	90,97	bf (cm):	20,4
L (cm):	600	tf (cm):	1,5113
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> ):	20187	h (cm):	35,03
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> ):	2139	tw (cm):	0,864
r <sub>x</sub> (cm):	14,9	h <sub>o</sub> (cm):	34,54
r <sub>y</sub> (cm):	4,85	bf/2tf:	6,748
J (cm <sup>4</sup> ):	33,215	h/tw:	40,56
G (kN/cm <sup>2</sup> ):	7720	K	1

Tabla 54 Propiedades geométricas.

### 10.4.1 Propiedades del material

F <sub>y</sub> (kN/cm <sup>2</sup> ):	31,7
F <sub>u</sub> (kN/cm <sup>2</sup> ):	42,83
E (kN/cm <sup>2</sup> ):	19996
φ <sub>c</sub>	0,9

Tabla 55 Propiedades del material.

#### Esbeltez

$$\frac{K * L}{r} = 40,28 \quad \text{Ec. 99}$$

#### Estado limite

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 118,3 \quad \text{Ec. 100}$$

### 10.4.2 Pandeo por flexión de eje fuerte

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 121,7 \text{ kN} \quad \text{Ec. 101}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{f_y}{F_e}\right] * f_y = 28,4 \text{ kN} \quad \text{Ec. 102}$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e = 106,7 \text{ kN} \quad \text{Ec. 103}$$

$$cP_n = \phi_c * F_{cr} * A_g = 8735,0 \text{ kN} \quad \text{Ec. 104}$$

### 10.4.3 Clasificación local de pandeo de ala y alma según se determina en la Tabla de especificaciones AISC B4. 1<sup>a</sup>

TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio $\lambda$ , (nonslender/slender)	Examples
1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections, outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
5	Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 119 Tabla de especificaciones AISC B 4.1.

#### Parámetros de esbeltez

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = 13,5 \quad \text{Ec. 105}$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 14,06 \quad \text{Ec. 106}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 40,6 \quad \text{Ec. 107}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 37,4 \quad \text{Ec. 108}$$

Alas  $\lambda = \frac{b_f}{t_f} < \lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  Cumple Las alas no son delgadas

Alma  $\lambda = \frac{h}{t_w} > \lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  Cumple El alma es delgada

Para evaluar el impacto de la esbeltez del alma en el pandeo por flexión de eje fuerte, determiné si se requiere un ancho de alma efectivo reducido, de acuerdo con la sección de especificaciones de AISC.

#### 10.4.4 Miembros con elementos delgados

$$\lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 39,5 \quad \text{Ec. 109}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 40,6 \quad \text{Ec. 110}$$

Alma  $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$  Cumple  $b_e = b \left( 1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$

**10.4.5 Factores de ajuste de imperfección de ancho efectivo según se determina en la Tabla de especificaciones AISC E7.1:**

<b>TABLE E7.1</b>			
<b>Effective Width Imperfection Adjustment Factors,</b>			
<b><math>c_1</math> and <math>c_2</math></b>			
<b>Case</b>	<b>Slender Element</b>	<b><math>c_1</math></b>	<b><math>c_2</math></b>
(a)	Stiffened elements except walls of square and rectangular HSS	0.18	1.31
(b)	Walls of square and rectangular HSS	0.20	1.38
(c)	All other elements	0.22	1.49

Figura 120 Tabla de Especificaciones AISC E7.1.

$$C_1 = 0,18$$

$$C_2 = 1,31$$

$$F_{el} = \left( c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y = 46,31 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Ec. 111}$$

$$h_e = h \left( 1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} = 34,4 \text{ cm} \quad \text{Ec. 112}$$

**10.4.6 Cálculos del área efectiva de la sección**

$$A_e = A - (h - h_e)t_w = 90,46 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 113}$$

**10.4.7 Calculo de la resistencia a la compresión nominal**

$$P_{nx} = F_{crx} A_e = 2571 \text{ kN} \quad \text{Ec. 114}$$

**10.4.8 Calculo de la resistencia a la compresión disponible**

$$\phi_c P_{nx} = 2314 \text{ kN} \quad \text{Ec. 115}$$

### 10.4.9 Pandeo torsional de eje restringido

Suponiendo que la losa compuesta proporciona un punto de arriostramiento lateral en el ala superior de la viga, la tensión de pandeo del eje restringido,  $F_{ez}$ , se puede determinar usando la Especificación AISC.

La distancia al punto de arriostramiento desde el centro de corte a lo largo del eje débil es:

$$\alpha = \frac{h}{2} = 17,51 \text{ cm} \quad \text{Ec. 116}$$

La distancia al punto de arriostramiento desde el centro de corte a lo largo del eje fuerte es:

$$B = 0 \text{ cm}$$

De la sección E4 del comentario de la especificación AISC, el factor de rigidez de riostra finito es:

$$W = 0,9$$

$$r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + a^2 + b^2 = 552,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 117}$$

$$F_{ez} = \varpi \left[ \frac{\pi^2 E I_y}{(L_{cz})^2} \left( \frac{h_o^2}{4} + a^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{A r_o^2} = 17,310 \quad \text{Ec. 118}$$

### 10.4.10 Parámetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 40,6 \quad \text{Ec. 119}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 37,4 \quad \text{Ec. 120}$$

$$\lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{ez}}} = 50,6 \quad \text{Ec. 121}$$

$$\text{Alma} \quad \lambda < \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad \text{Cumple} \quad h_e = h = 35$$

### 10.4.11 Área efectiva de la sección

$$A_e = A - (h - h_e)t_w = 90,46 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 122}$$

**10.4.12 Estrés crítico, Fcr**

Esbeltez

$$\frac{K * L}{r} = 40,28 \quad \text{Ec. 99}$$

Estado limite

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 118,3 \quad \text{Ec. 123}$$

$$\frac{K * L}{r} < 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Cumple} \quad F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{f_y}{F_{ez}} \right] * f_y \quad F_{cr} = 14,7$$

$$\varphi_c P_{nz} = \varphi_c * F_{cr} * A_g = 1205,9 \text{ kN} \quad \text{Ec. 124}$$

**10.4.13 Resumen de capacidad axial**

Pandeo por flexión del eje fuerte

Pandeo torsional del eje restringido

$$\varphi_c P_{nx} = 2314 \text{ kN}$$

$$\varphi_c P_{nz} = 1206 \text{ kN}$$

No control

Control

**10.4.14 Resistencia a la flexión de primer orden requerida**

Mu (KN*m):	74	Combinación de cargas
Vr (KN*m):	27	1.2D+1.0L+E
Pu (KN):	162	1.2D+1.0L+E

Tabla 56 Datos de sollicitación y combinaciones de carga.  
Longitud del elemento= 6m

El método de longitud efectiva se utiliza para considerar la estabilidad de este elemento según lo permitido por la Sección C1.2 de la Especificación AISC y el Apéndice 7.2.

La adición de carga axial aumentará la resistencia a la flexión de primer orden requerida debido a los efectos de la esbeltez del miembro (P-δ).

Este aumento (análisis de segundo orden) puede aproximarse utilizando el procedimiento provisto en el Apéndice 8 de la Especificación AISC según lo permitido por la Sección C2.1b.

$$C_m = 1 \quad \alpha = 1 \quad B_1 = 1,015$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 * EI}{(KL)_x^2} = 11067 \quad \text{Ec. 125}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1 = 1,015 \quad \text{Ec. 126}$$

$$M_u = B_1 M_{nt} = 75,1 \text{ KN*m} \quad \text{Ec. 127}$$

#### 10.4.15 Resistencia a la flexión disponible (de la hoja de diseño de diafragma compuesto)

$$\phi_b M_{nx} = 319 \text{ KN*m} \quad \text{Ec. 128}$$

#### 10.4.16 Interacción de la fuerza axial y la flexión

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 129}$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 130}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0,134 \quad \text{Stress} = 0,016 \quad \text{Sección elegida W14X38}$$

### 10.5 Diseño del diafragma según la ASCE7-16

La rigidez de un diafragma es una indicación directa de cómo se deforma bajo la influencia de fuerzas cortantes en su propio plano. La necesidad de conocer dicho movimiento es

particularmente importante al evaluar la transferencia de fuerzas. a través de un diafragma, entre los pórticos adyacentes y los muros de cortante.

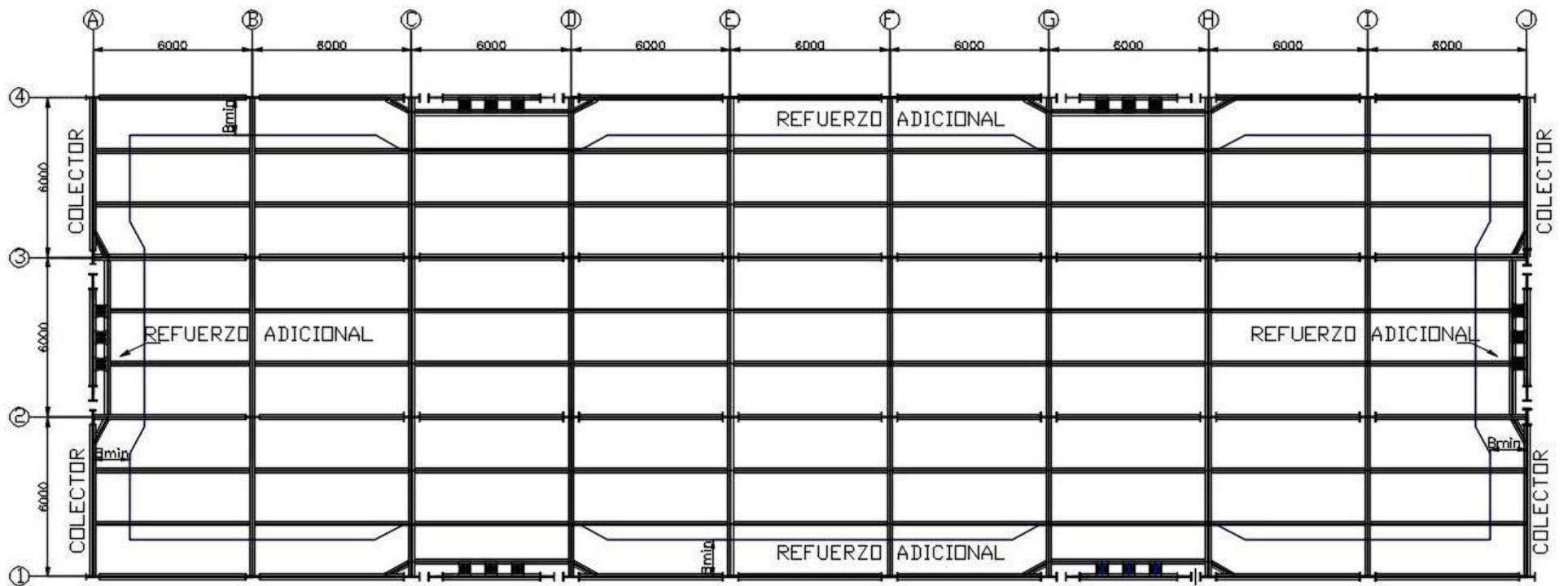
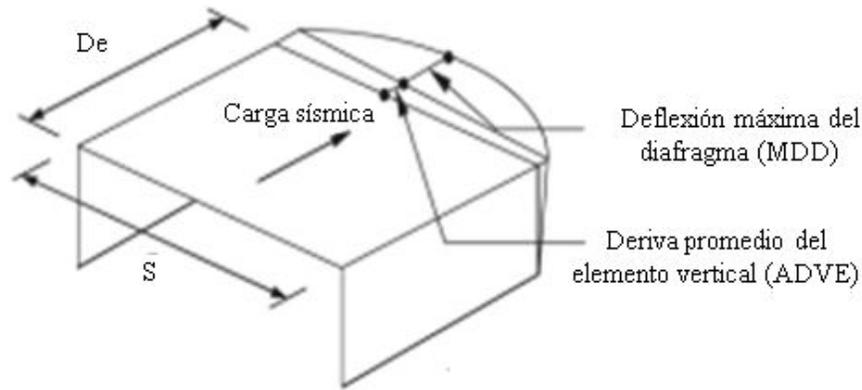


Figura 121 Vista en planta-diafragma en sección compuesta.



Nota: El diafragma es flexible si  $(MDD > 2(ADVE))$

Figura 122 Esquema de deriva y deflexión en el diafragma.

tc (m):	0,11
Fx (kN):	990
hd (m):	18
Ld (m):	54
lc (m <sup>4</sup> ):	55,5
Ec (Mpa):	21538
F (in./lbx10 <sup>6</sup> )	0,18
F (mm/Nx10 <sup>6</sup> )	1,028
Fy (MPa)	420
F'c (MPa)	21

Tabla 57 Datos de entrada para el diseño del diafragma.

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_b = \frac{qL^2}{8bG'} \quad \text{Ec. 131}$$

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_b = \frac{F_x L_d}{8h_d} \frac{F}{10^6} \quad \text{Ec. 132}$$

$$A_{sreq} = \frac{T_u}{0.9f_y} \quad \text{Ec. 133}$$

Donde:

G' Modulo de cortante

F Factor de flexibilidad

$\Delta_s$  Deflexión a cortante

$\Delta_b$  Deflexión al doblarse

A<sub>s</sub> Acero requerido

Nivel	F <sub>x</sub> (N)	$\Delta_s$ (mm)	$\Delta_b$ (mm)	$\Delta_t$ (mm)	ADVE	$\Delta_t / A_{DVE}$	Diafragma
1	989500	0,381407	0,00	0,38	1,04	0,367	No Flexible
Rigidez inicial (kN/cm): 25943							

Tabla 58 Tipo de diafragma.

Nivel	F <sub>p</sub> (kN)	w (kN/m)	V (kN/m)	M (kN-m)	Cuerda (kN)
1	989,5	55,0	9,16	2226	41
hd (m): 18					
ld (m): 54					
Nivel	Tu (N)	As <sub>req</sub> (mm <sup>2</sup> )	As <sub>reb</sub> (mm <sup>2</sup> )	#6	
1	41229	109	285	1	

Tabla 59 Diseño en la dirección corta.

Nivel	F <sub>p</sub> (kN)	w (kN/m)	V (kN/m)	M (kN-m)	Cuerda F.(kN)
1	989,5	18,3	27,49	6679	371
hd (m): 18					
ld (m): 54					
Nivel	Tu (N)	As <sub>req</sub> (mm <sup>2</sup> )	As <sub>reb</sub> (mm <sup>2</sup> )	#6	
1	371063	982	285	4	

Tabla 60 Diseño en la dirección larga.

Nivel	Pu/Tu (N)	As <sub>req</sub> (mm <sup>2</sup> )	As <sub>reb</sub> (mm <sup>2</sup> )	#6	Bmin (mm)
1	329833	929	285	4	1463
B2: 1.065					
tc (mm): 11,43					

Tabla 61 Diseño del colector a tensión y compresión.

### 10.6 Calculo de rigidez y capacidad de resistencia lateral de diafragmas de acuerdo al DDM04 (aisi standard, 2016)

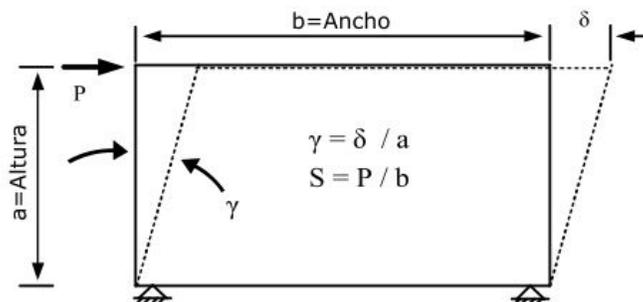


Figura 123 Deformación.

### 10.6.1 Ecuaciones para el cálculo de la resistencia al corte nominal

$$S_n = \frac{\beta * P_{nf}}{L} + kbd_c \sqrt{f'_c}, \text{ (kN/m)} \quad \text{Ec. 134}$$

$$\beta = n_s \alpha_s + 2n_p \alpha_p^2 + 4\alpha_e^2 \quad \text{Ec. 135}$$

$$\alpha_s = \frac{P_{ns}}{P_{nf}} \quad \text{Ec. 136}$$

$$P_{nf} = 2.2tF_u(d - t), \text{ (kN)} \quad \text{Ec. 137}$$

$$P_{ns} = \left(4 \frac{F_u}{F_y} - 1.52\right) L_w t F_u \left(\frac{t}{L_w}\right)^{0.33}, \text{ (kN)} \quad \text{Ec. 138}$$

$$\alpha_p^2 = \left(\frac{1}{w^2}\right) \sum x_p^2 \quad \text{Ec. 139}$$

$$\alpha_e^2 = \left(\frac{1}{w^2}\right) \sum x_e^2 \quad \text{Ec. 140}$$

$$k = \frac{w^{1.5}}{585} \quad \text{Ec. 141}$$

$$Dc = 110\text{mm} - Dd, \text{ (mm)} \quad \text{Ec. 142}$$

$$Dd = 52,39, \text{ (mm)} \quad \text{Ec. 143}$$

Donde:

$S_n$ : Resistencia al corte nominal por unidad de longitud de diafragmas con lleno de hormigón estructural

$Q_f = P_{nf}$ : Resistencia al corte nominal (resistencia) de una conexión de soporte

$Q_s$  = Resistencia al corte nominal (resistencia) de una conexión traslapada lateral

$P_{ns}$ :

$\beta$ : Factor que define la contribución de la interacción de la conexión a la resistencia al corte del diafragma por unidad de longitud

$n_s$ : Número de conexiones traslapadas laterales a lo largo de la longitud total del panel,  $L$

$n_p$ : Número de soportes interiores a lo largo de la longitud total del panel,  $L$

$\alpha_p$ : Módulo de sección análogo del grupo de conexión de soporte interior del panel en un panel interior o de borde

$\alpha_e$ : Módulo de sección análogo del grupo de conexión de soporte interior del panel en un

panel de borde interior

$\alpha_s$ : Factor de resistencia al corte nominal

$k$ : Factor de resistencia estructural del hormigón

$D_d$ : Distancia entre la corrugación de la plataforma baja y la corrugación de la plataforma superior, 2.06 Pulg

$D_c$ : Espesor del hormigón estructural por encima de la cubierta

$f'_c$ : resistencia a la compresión del hormigón estructural (resistencia)

$W$ : Densidad del concreto estructural.

$d$ : Diámetro visible de la soldadura (limitado a un mínimo de 0,5 Pulg

$t$ : Espesor del metal deck (2 \* espesor de hoja para hojas superpuestas)

$L_w$ : Longitud de la soldadura traslapada lateral de la costura del arco superior

$w$ : Ancho de la cubierta del panel

$F_u$ : Resistencia ultima a la tracción

$F_y$ : Punto de fluencia del acero.

$L$ : longitud del panel (entre soportes exteriores), Pie

$b$ : Ancho de la unidad, 12 Pulg

$f'_c$ : Resistencia a compresión del Hormigón, psi

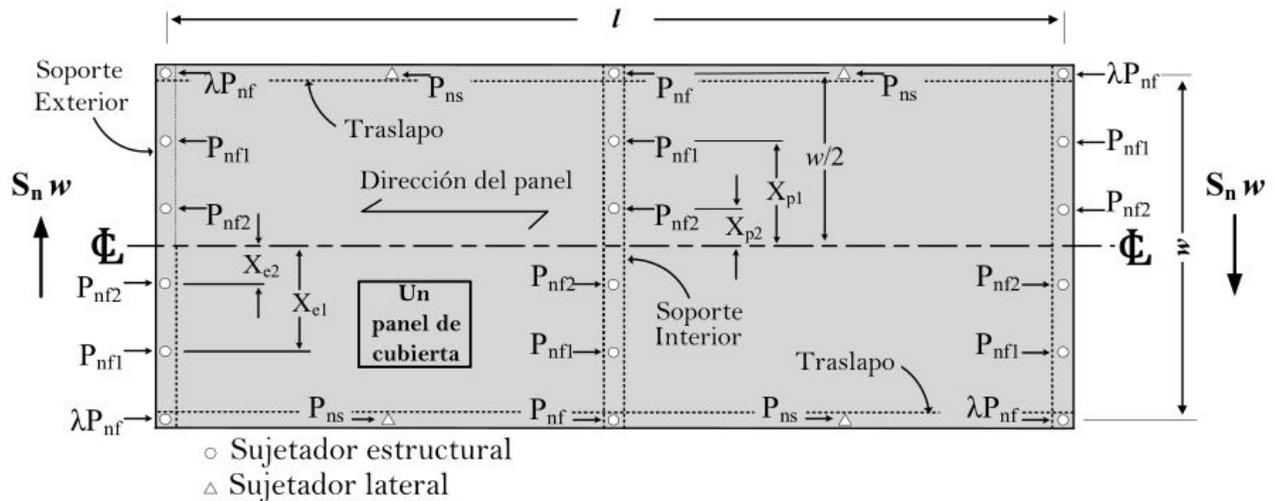


Figura 124 Modelo estándar del Steel deck.

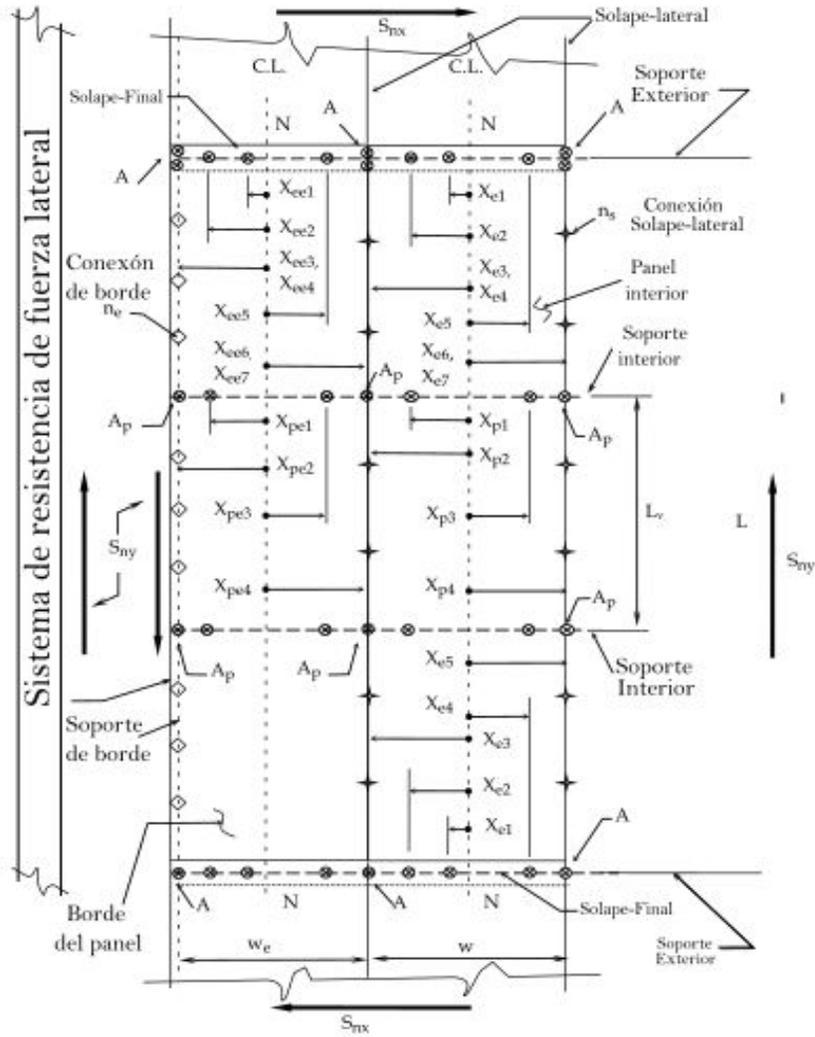


Figura 125 Esquema general de la losa colaborante.

### 10.6.2 Cálculo de la rigidez al cortante

$$G' = \frac{Et}{2(1 + \mu) \frac{s}{d} + C} + K_3, \text{ (kn/m)} \quad \text{Ec. 144}$$

$$C = \left( \frac{Et}{w} \right) \left( \frac{2L}{2\alpha_3 + n_p \alpha_4 + 2n_s \frac{S_f}{S_s}} \right) S_f \quad \text{Ec. 145}$$

$$\alpha_3 = \frac{\sum x_e}{w} \quad \text{Ec. 146}$$

$$\alpha_4 = \frac{\sum x_p}{w} \quad \text{Ec. 147}$$

$$S_f = \frac{1.15\alpha}{1000\sqrt{t}}, (\text{mm/Kn}) \quad \text{Ec. 148}$$

$$S_s = \frac{1.25\alpha}{1000\sqrt{t}}, (\text{mm/Kn}) \quad \text{Ec. 149}$$

$$K_3 = 3.5d_c(f'_c)^{0.7} \quad \text{Ec. 150}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad

t: Espesor de lamina

$\mu$ : Coeficiente de Poisson

d: paso de una ondulación de un solo panel

s: ancho de estría desarrollado de una ondulación de un solo panel

C: coeficiente de deslizamiento del sujetador

$K_3$  contribución de la rigidez al cortante del hormigón

w: Ancho del panel

$S_f$ : flexibilidad del sujetador estructural

$S_s$ : flexibilidad del sujetador de solapa

L: longitud total del panel (es decir, entre soportes exteriores)

E: Módulo de elasticidad

$\alpha$  Coeficiente igual a 1

$\alpha_3$ : Módulo de sección análogo del grupo de conexión de soporte interior del panel en un panel interior o de borde

$\alpha_4$ : Módulo de sección análogo del grupo de conexión de soporte interior del panel en un panel de borde interior

$X_e$  Distancia desde el sujetador estructural en el soporte exterior hasta el centro del panel

$X_p$  Distancia desde el sujetador estructural en los soportes interiores hasta la línea central del panel

$n_p$  Número de soportes interiores a lo largo de la longitud total del panel, L

$n_s$  Número de conexiones traslapadas laterales a lo largo de la longitud total del panel, L

$d_c$ : espesor de la losa de hormigón sobre la ondulación de la plataforma superior, Pulg

$f'_c$  Resistencia a compresión del Hormigón, psi

$d$  : Paso de undulación del panel

### 10.6.3 Cálculos y resultados para $s_n$

Datos de entrada	
w (kg/m <sup>3</sup> ):	2400,0
$f'_c$ (MPa):	21,0
$F_y$ (MPa):	227,5
$F_u$ (MPa):	310,2
d (mm):	23,8
b (mm):	1000,0
L (m):	6,0
w (mm):	914,4
t (mm):	1,6
$L_w$ (mm):	38,1
$n_s$ :	36,0
$n_p$ :	2,0

Tabla 62 Datos de entrada  $S_n$ .

Variables calculadas		
Variable	Valor	Ecuación respectiva
$S_n$ (kN/m):	230,71	Ec. 134
$\beta$ :	40,38	Ec. 135
$\alpha_s$ :	1,07	Ec. 136
$P_{nf}$ (kN):	24,08	Ec. 137
$P_{ns}$ (kN):	25,86	Ec. 138
$\alpha_p^2$ :	0,22	Ec. 139
$\alpha_e^2$ :	0,22	Ec. 140
k:	0,00	Ec. 141
$D_c$ (mm):	57,59	Ec. 142
$D_d$ (mm):	52,39	Ec. 143

Tabla 63 Variables calculadas.

Cálculos independientes	
$\beta * P_{nf} / L$ :	162,05
$0.25 * S_n$ (kN):	57,68
$S_n$ (kN/m):	126,33

Tabla 64 Cálculos de chequeo.

### 10.6.1 Cálculos y resultados para G'

Datos de entrada	
f <sub>c</sub> (MPa):	21,0
E (MPa):	203000,0
u:	0,3
e (mm):	63,5
f (mm):	127,0
D <sub>d</sub> (mm):	52,4
d (mm):	304,8
w <sub>c</sub> (mm):	73,0
s (mm):	399,9
d <sub>c</sub> (mm):	61,9
t (mm):	1,6
L (m):	6,0
n <sub>s</sub> :	36,0
n <sub>p</sub> :	2,0
w (mm):	914,4
α:	28,8

Tabla 65 Datos de entrada para G'.

Variables calculadas		
Variable	Valor	Ecuación respectiva
G' (kN/m):	474091,974	Ec. 144
C:	1,614	Ec. 145
a <sub>3</sub> :	0,656	Ec. 146
a <sub>4</sub> :	0,656	Ec. 147
S <sub>f</sub> (mm/kN):	0,026	Ec. 148
S <sub>s</sub> (mm/kN):	0,029	Ec. 149
K <sub>3</sub> :	409972,186	Ec. 150

Tabla 66 Variables calculadas para G'.

## 10.7 Cálculo de rigidez y capacidad de resistencia lateral de diafragmas propuesto por Patrick O'Brien

### 10.7.1 Ecuaciones para el cálculo de la resistencia al corte nominal (Propuesto)

$$S_{n\_propuesto} = \frac{\lambda k t_e b \sqrt{f'_c}}{1000}, (\text{kn/m}) \quad \text{Ec. 151}$$

$$t_e = t_c + t_{dt}, (\text{mm}) \quad \text{Ec. 152}$$

$$t_c = D_d/2 + d_c, (\text{mm}) \quad \text{Ec. 153}$$

$$t_{dt} = n_{sc} t_{cd} \frac{d}{s}, (\text{mm}) \quad \text{Ec. 154}$$

$$n_{sc} = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ec. 155}$$

Donde:

$\lambda$ : Factor de concreto ligero = 0.75

$k$ : Factor de resistencia del concreto que varía entre 2 y 3,5

$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto

$t_e$ : Espesor total equivalente transformado de concreto

$t_c$ : Espesor medio del concreto

$t_{dt}$ : Espesor transformado de la losa con  $d$  y  $s$  previamente definidos

$n_{sc}$ : Relación cortante modular del Steel deck para el concreto

$E_s$ : Módulo de elasticidad del Steel deck

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto

$t_{cd}$ : Espesor del Steel deck

$b$ : Unidad de ancho, 12 in

$Dd$ : Distancia entre la corrugación de la plataforma baja y la corrugación de la plataforma superior, 2.06 Pulg

$Dc$ : Espesor del hormigón estructural por encima de la cubierta

$d$ : Paso de undulación del panel, Pulg

$s$ : Ancho desarrollado de la ondulación del panel, Pulg

### 10.7.2 Calculo de la rigidez al cortante (propuesta)

$$G'_{\text{propuesto}} = \frac{Et}{c_2} + k_4, (\text{kn/m}) \quad \text{Ec. 156}$$

$$c_2 = \frac{Et}{w} + \left( \frac{2L}{2\alpha_1 + n_p\alpha_2} \right) s_f \quad \text{Ec. 157}$$

$$k_4 = 4.8t_e(f'_c)^{0.5} \quad \text{Ec. 158}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum x_e}{w} \quad \text{Ec. 159}$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum x_p}{w} \quad \text{Ec. 160}$$

$$S_f = \frac{1.15\alpha}{1000\sqrt{t}}, \text{ (mm/Kn)} \quad \text{Ec. 161}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad

t: Espesor de lamina

C<sub>2</sub>: Deslizamiento del deslizador

K<sub>4</sub> Contribución de la rigidez a cortante

w: Ancho del panel

S<sub>f</sub>: flexibilidad del sujetador estructural

L: longitud total del panel (es decir, entre soportes exteriores)

t<sub>e</sub>: Espesor de lamina

α Coeficiente igual a 1

α<sub>1</sub>: Sumatoria en todo el ancho del panel

α<sub>2</sub>: Sumatoria en todo el ancho del panel

X<sub>e</sub>: distancia desde el sujetador estructural en el soporte exterior hasta la línea central del panel

X<sub>p</sub>: distancia desde el sujetador estructural en el soporte interior hasta la línea central del panel

n<sub>p</sub> Número de soportes interiores a lo largo de la longitud total del panel, L

f'c Resistencia a compresión del Hormigón, psi

### 10.7.3 Cálculos y resultados para Sn (propuesto)

Datos de entrada	
f <sub>c</sub> (MPa):	21,00
E <sub>s</sub> (MPa):	203000,00
E <sub>c</sub> (MPa):	21538,11
k:	0,00
l:	0,75
b (mm):	1000,00
d <sub>c</sub> (mm):	61,91
e (mm):	63,50
f (mm):	127,00
D <sub>d</sub> (mm):	52,39
d (mm):	304,80
w <sub>c</sub> (mm):	58,22
s (mm):	370,44
t <sub>cd</sub> (mm):	1,59

Tabla 67 Sn (propuesto).

Variables calculadas		
Variable	Valor	Ecuación respectiva
Sn Proposed (kN/m):	88,99	Ec. 151
t <sub>e</sub> (mm):	100,42	Ec. 152
t <sub>c</sub> (mm):	88,11	Ec. 153
t <sub>dt</sub> (mm):	12,31	Ec. 154
n <sub>sc</sub> :	9,43	Ec. 155

Tabla 68 Variables calculadas Sn (propuesto).

### 10.7.4 Cálculos y resultados para G' (propuesto)

Datos de entrada	
E <sub>s</sub> (Mpa):	203000,00
w (mm):	152400,00
L (mm):	40,32
t (mm):	25,40
a:	1,00
n <sub>p</sub> :	2,00

Tabla 69 Datos de entrada para el G' (Propuesto).

Variables calculadas		
Variable	Valor	Ecuación respectiva
G' Proposed (KN/m):	182995,33	Ec. 156
C <sub>2</sub> :	352,43	Ec. 157
K <sub>4</sub> (KN/m):	182080,93	Ec. 158
a <sub>1</sub> :	0,66	Ec. 146
a <sub>2</sub> :	0,66	Ec. 147
S <sub>f</sub> (mm/kN):	0,0012	Ec. 148

Tabla 70 Variables calculadas para el G' (Propuesto).

## 11. Anexo C. Resultados de análisis tiempo historia

El anexo C se presentan los resultados del análisis dinámico tiempo historia del prototipo simplificado con y sin el SEA para lo cual se tomo la información contenida en la Tabla 30.



## 11.1 Análisis Dinámico sin el SEA

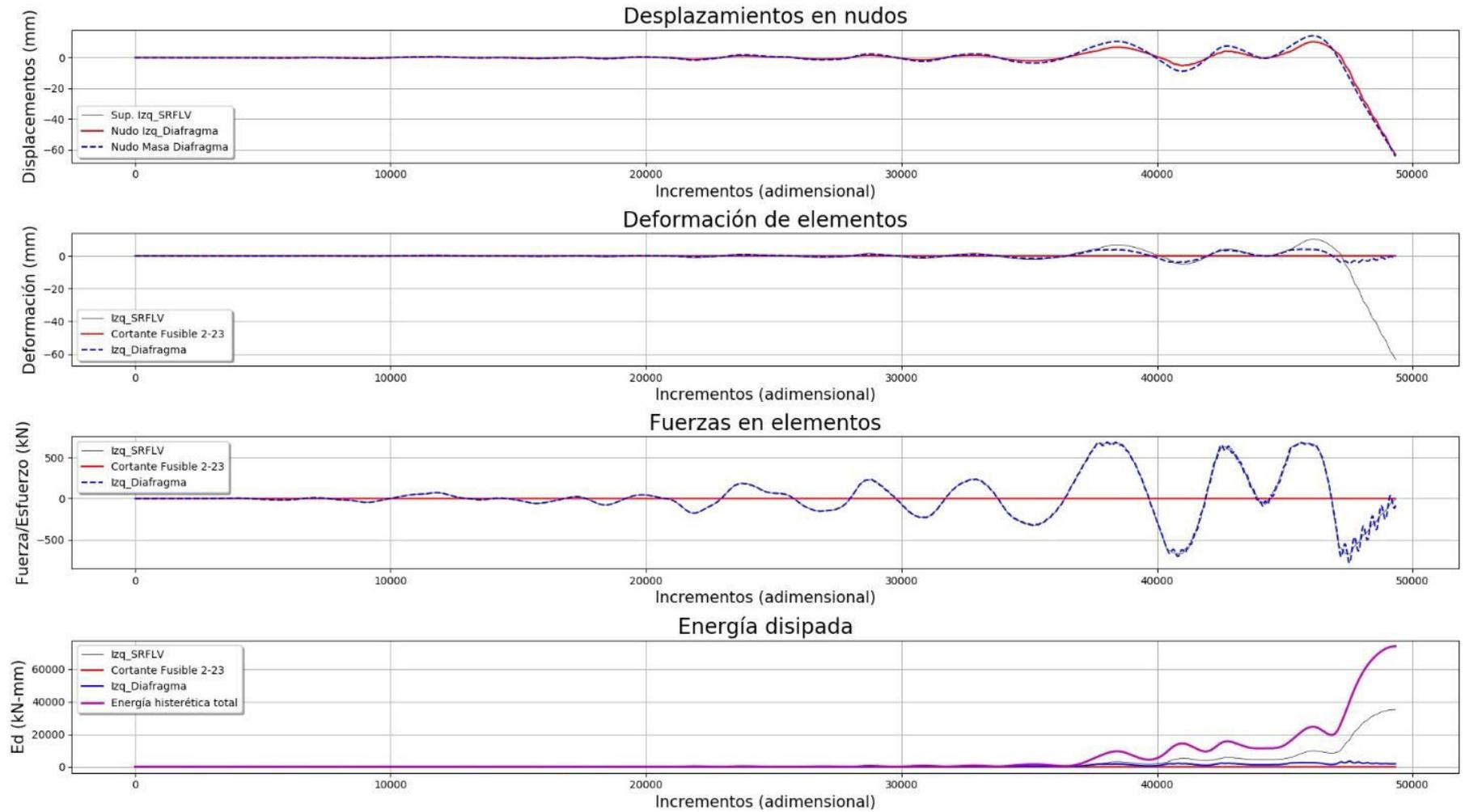


Figura 126 Registro 960 del año 1994 en Nothridge tomado en la estación Canyon Country-WLC.

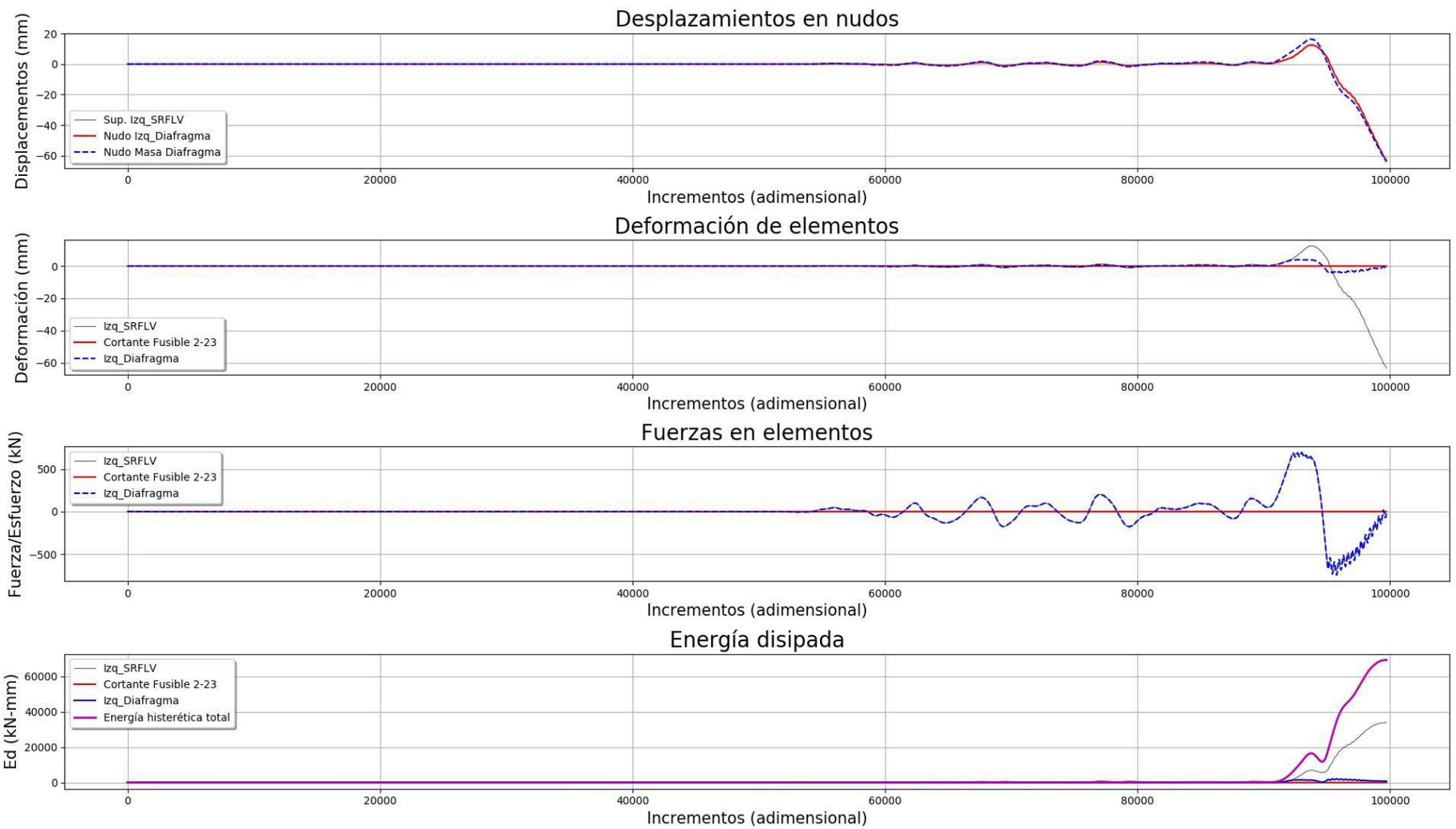


Figura 127 Registro 1602 del año 1999 en Duzce, Turkey tomado en la estación Bolu.

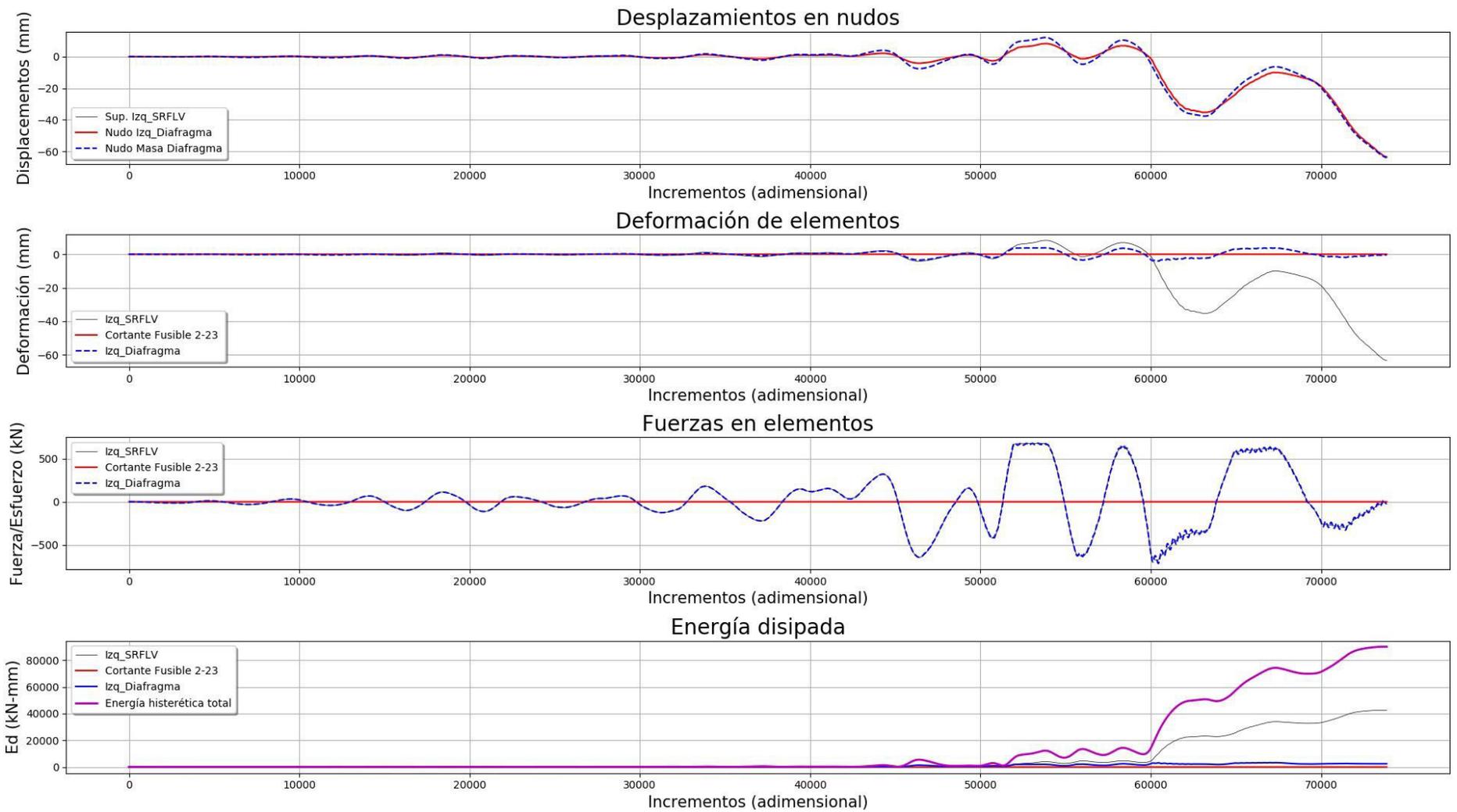


Figura 128 Registro 1787 del año 1999 en Hector Mine tomado en la estación Hector.

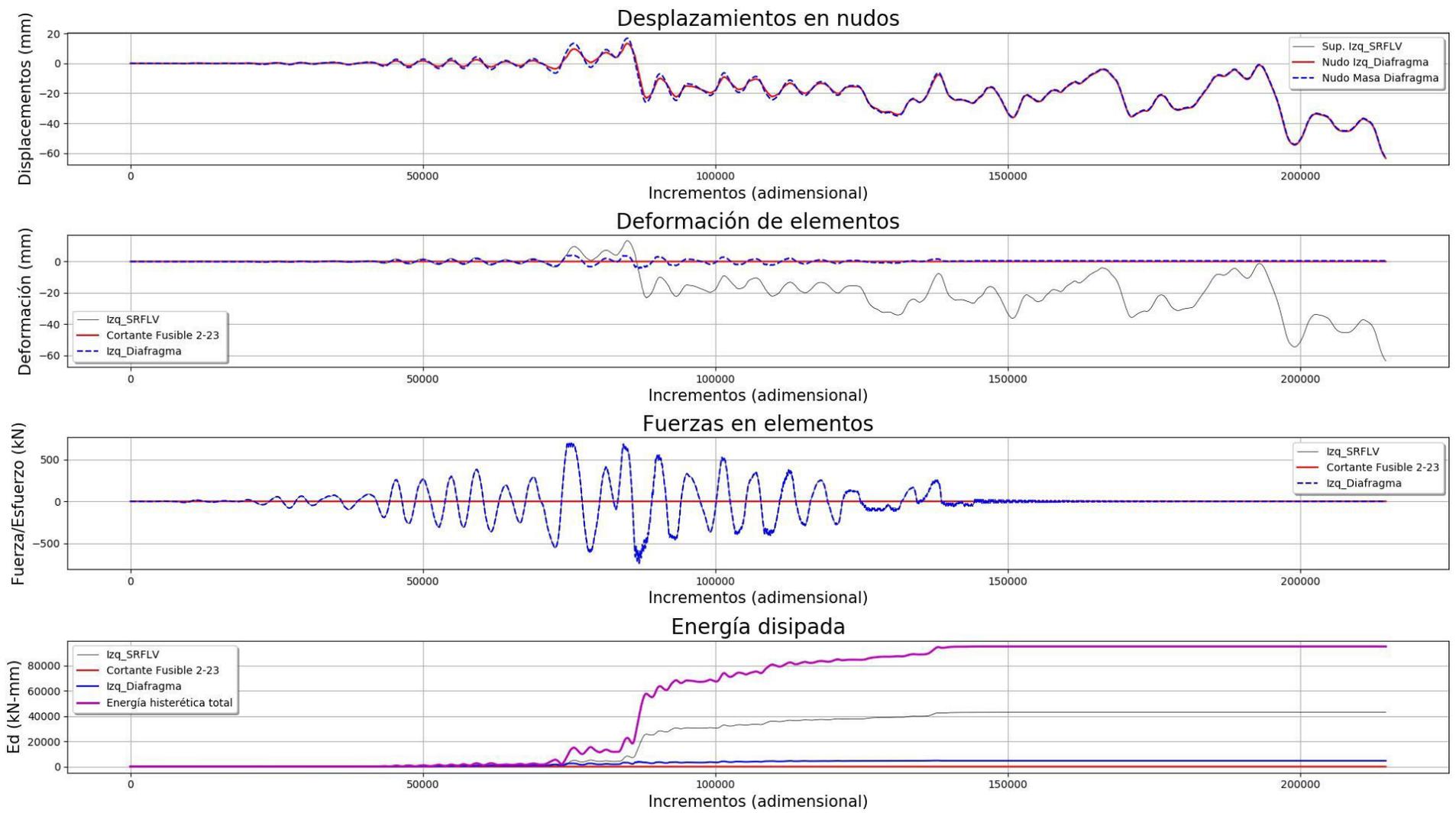


Figura 129 Registro 169 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación Delta.

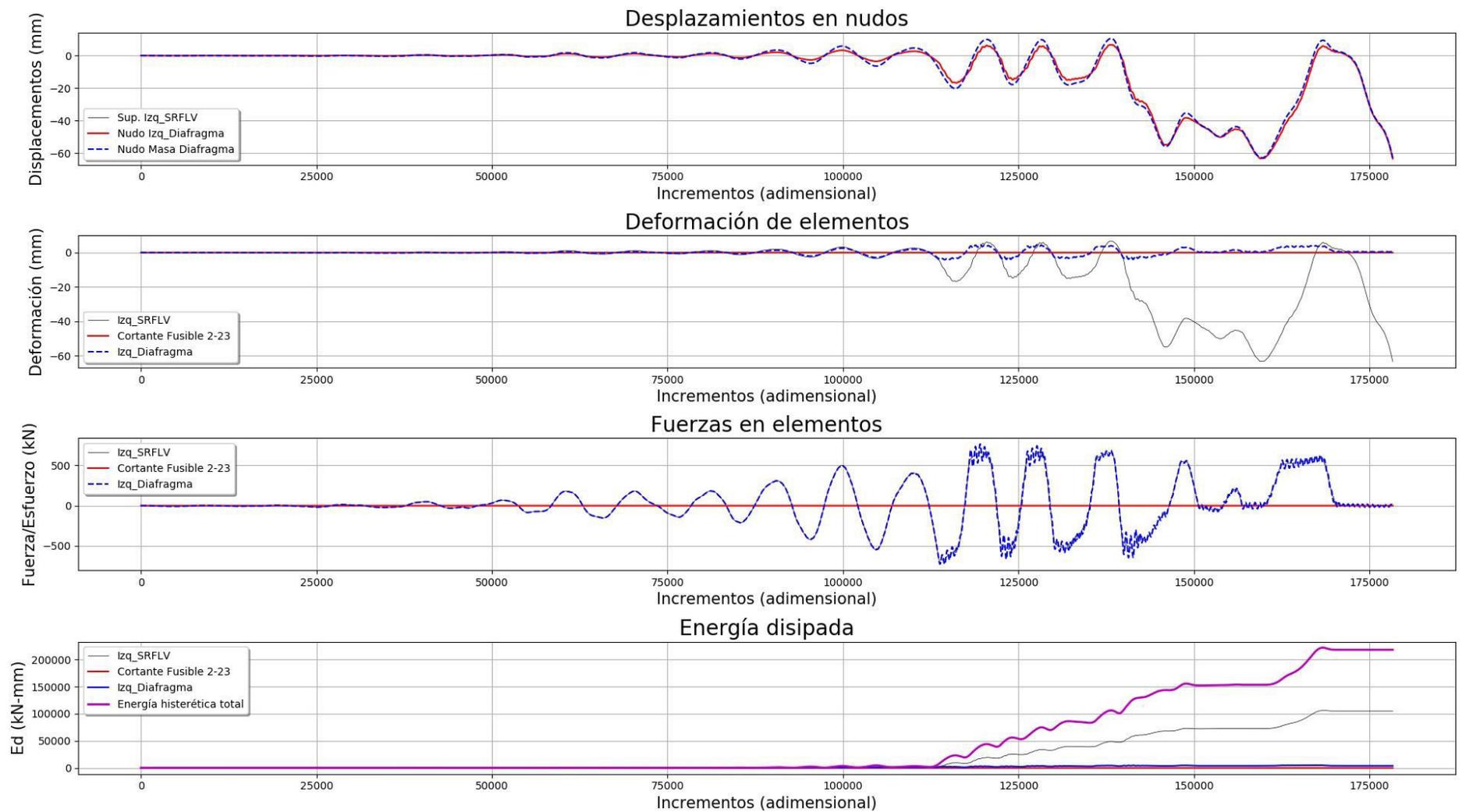


Figura 130 Registro 174 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación El Centro Array #1.

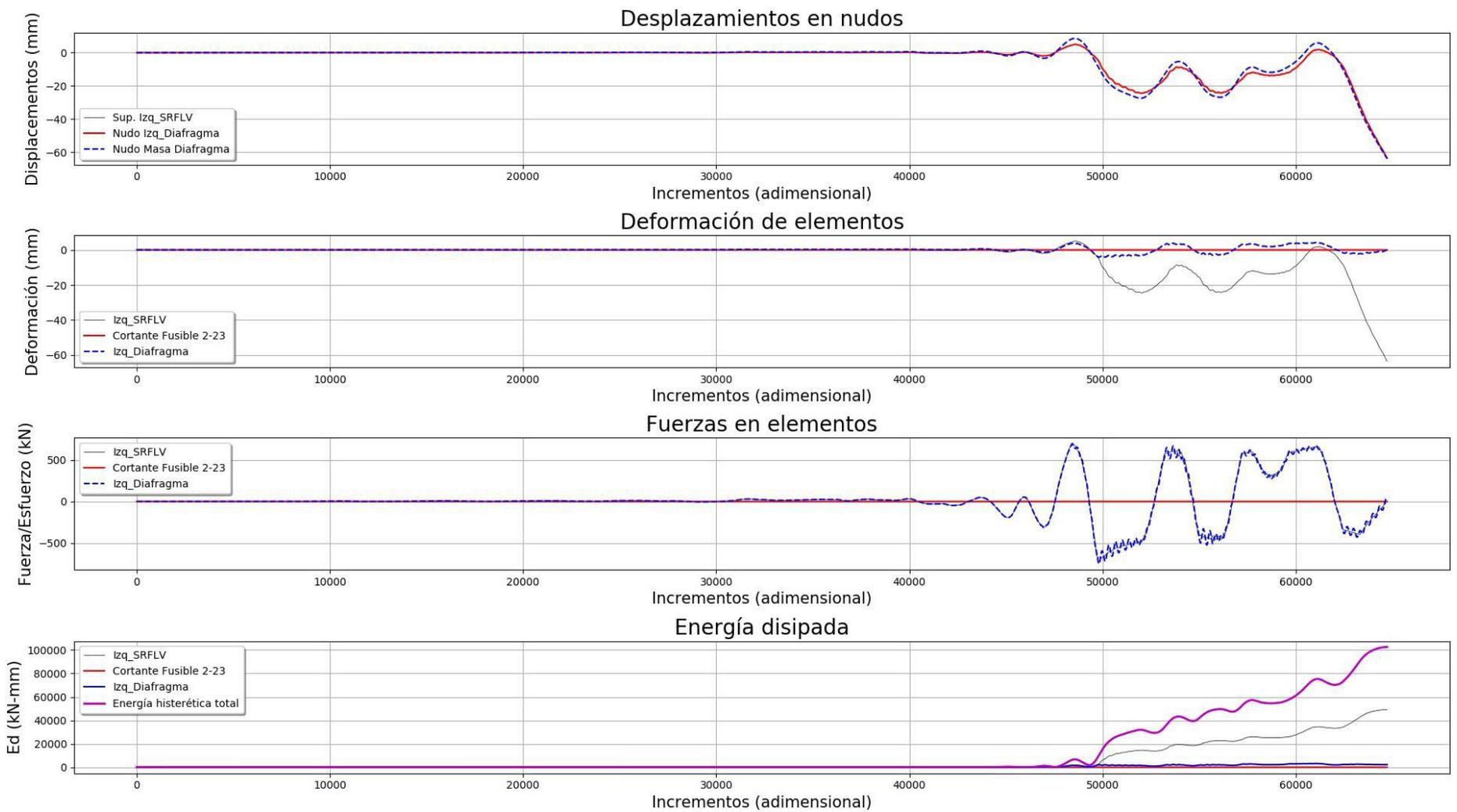


Figura 131 Registro 1111 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la Nishi-Akashi.

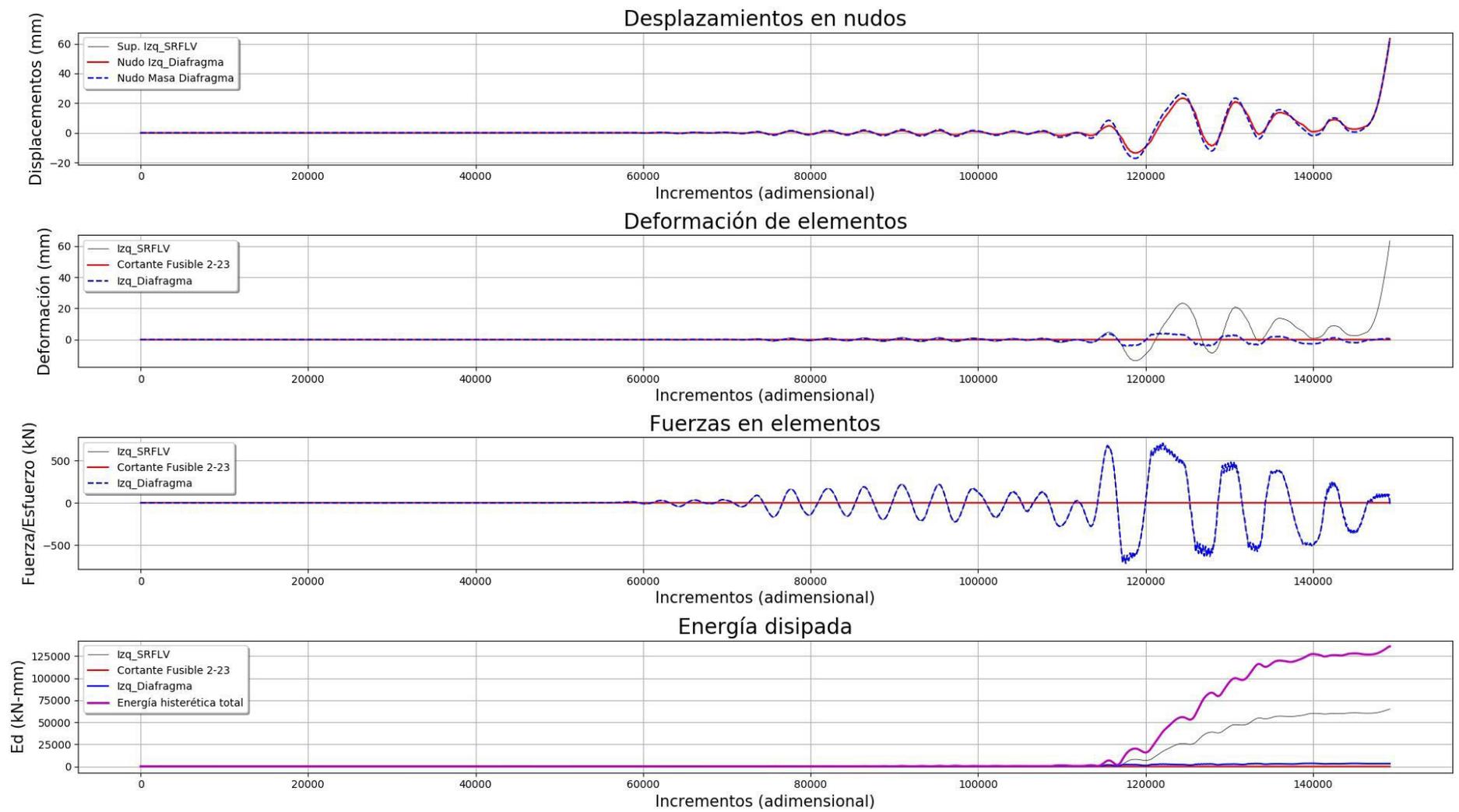


Figura 132 Registro 1116 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la estación Shin-Osaka.

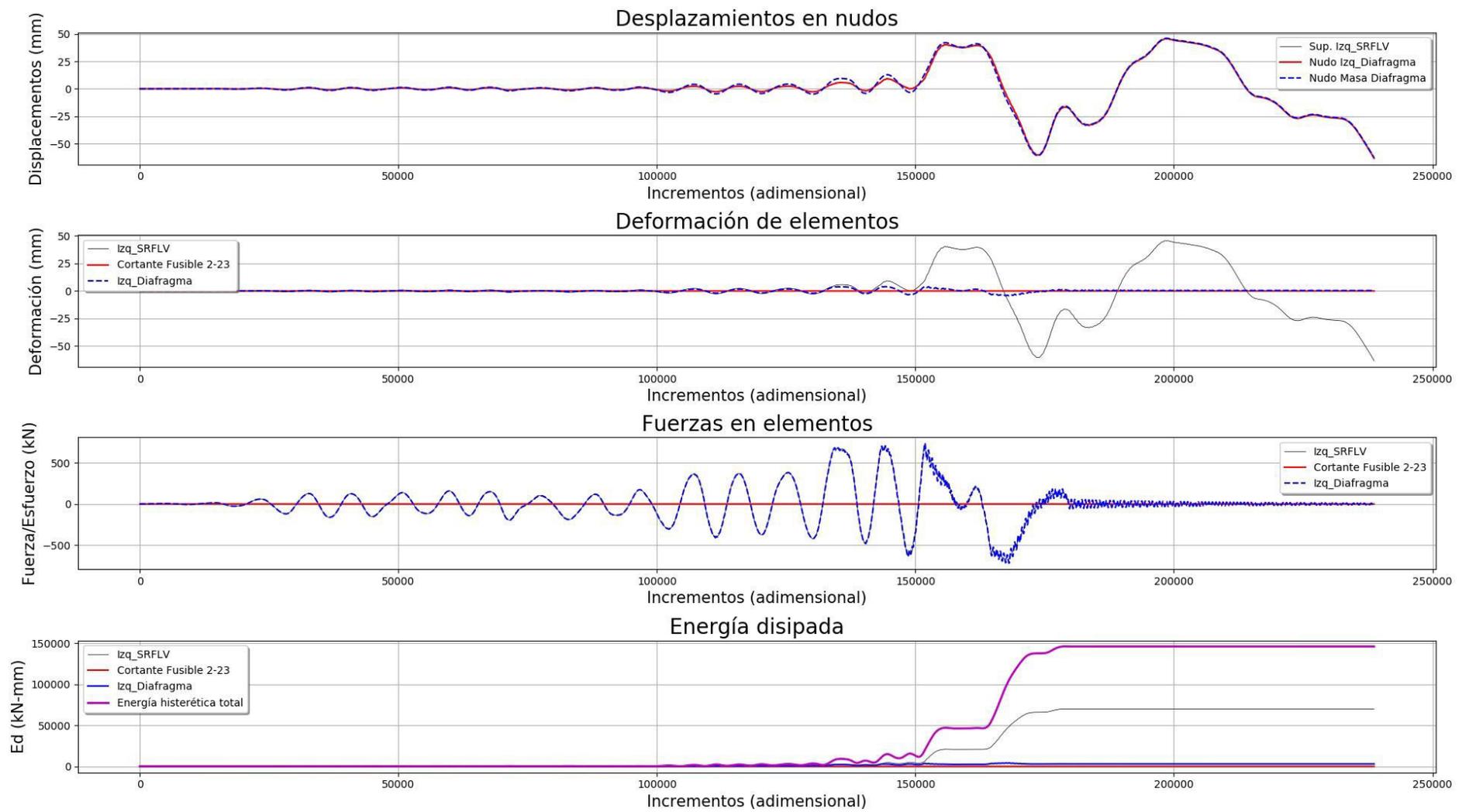


Figura 133 Registro 1158 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Duzce.

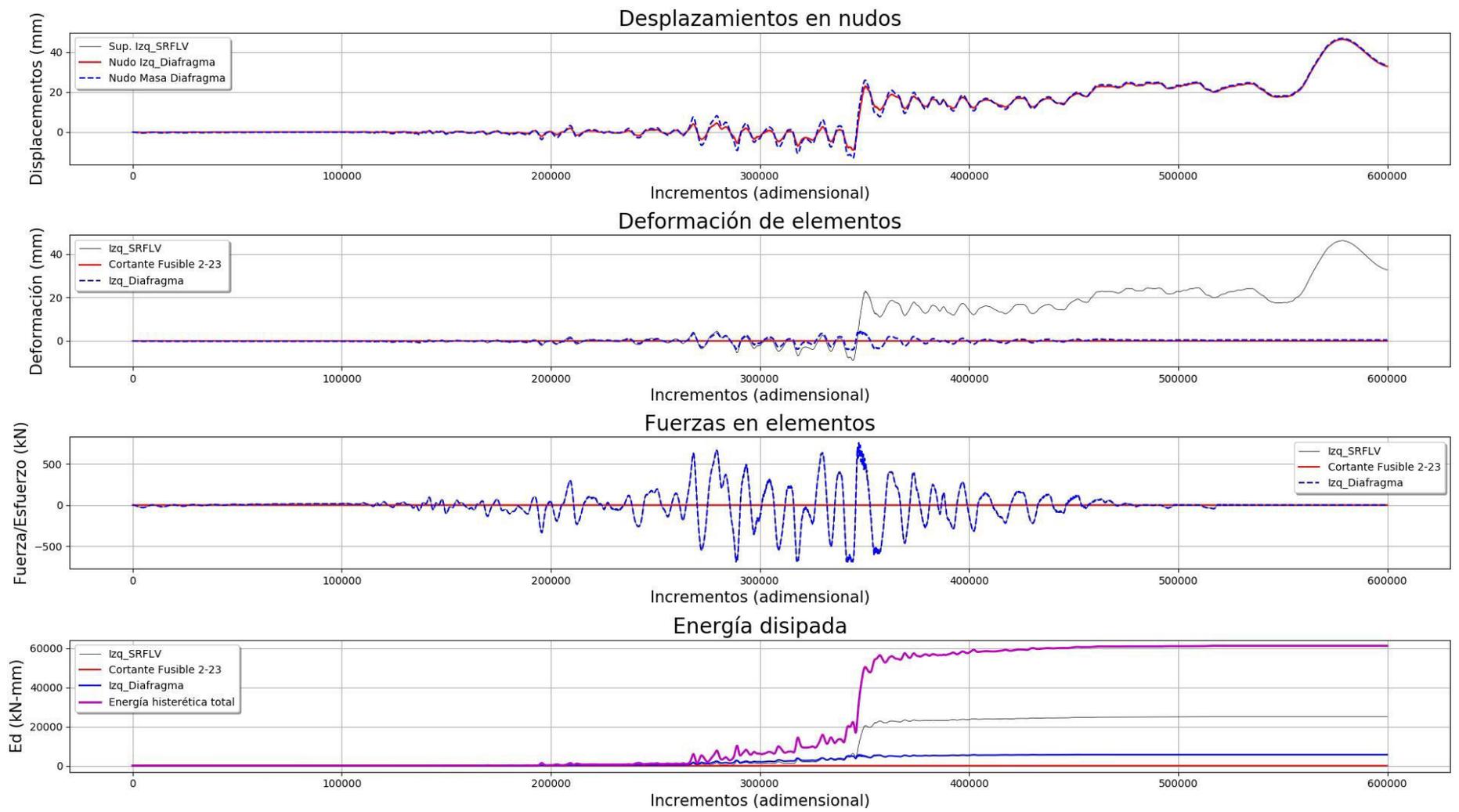


Figura 134 Registro 1148 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Arcelik.

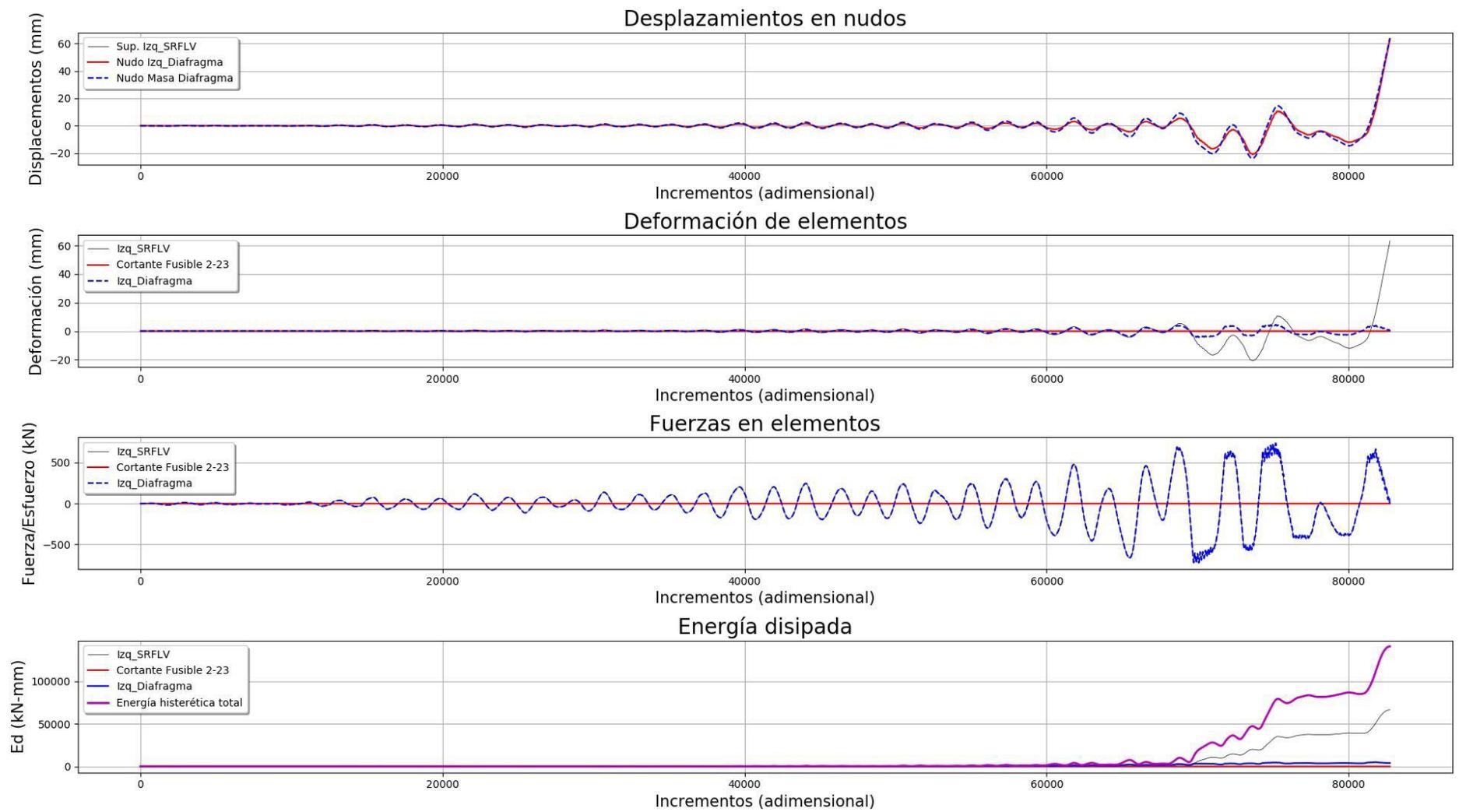


Figura 135 Registro 900 del año 1992 en Landers tomado en la estación Yermo Fire Station.

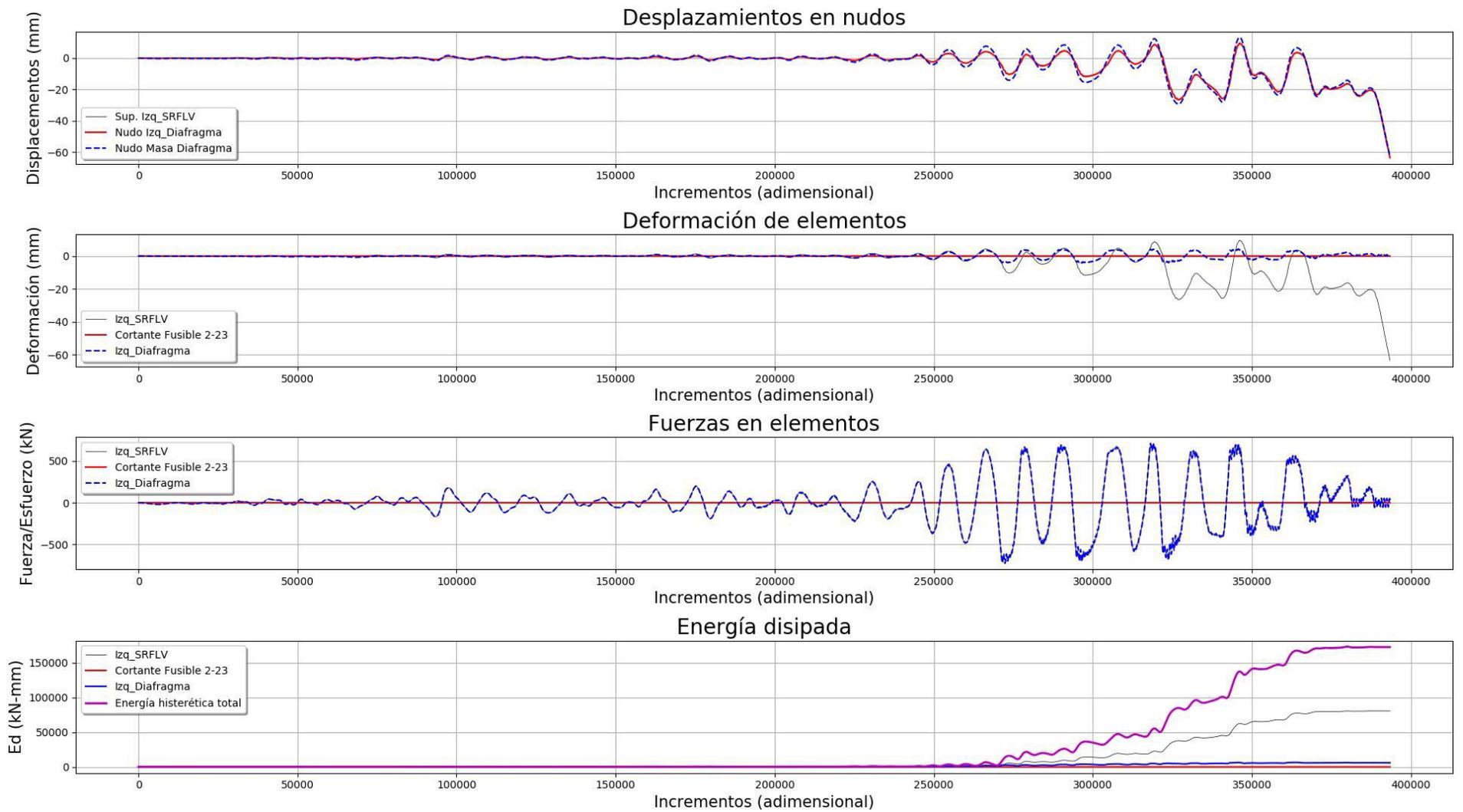


Figura 136 Registro 848 del año 1992 en Landers tomado en la estación Coolwater.

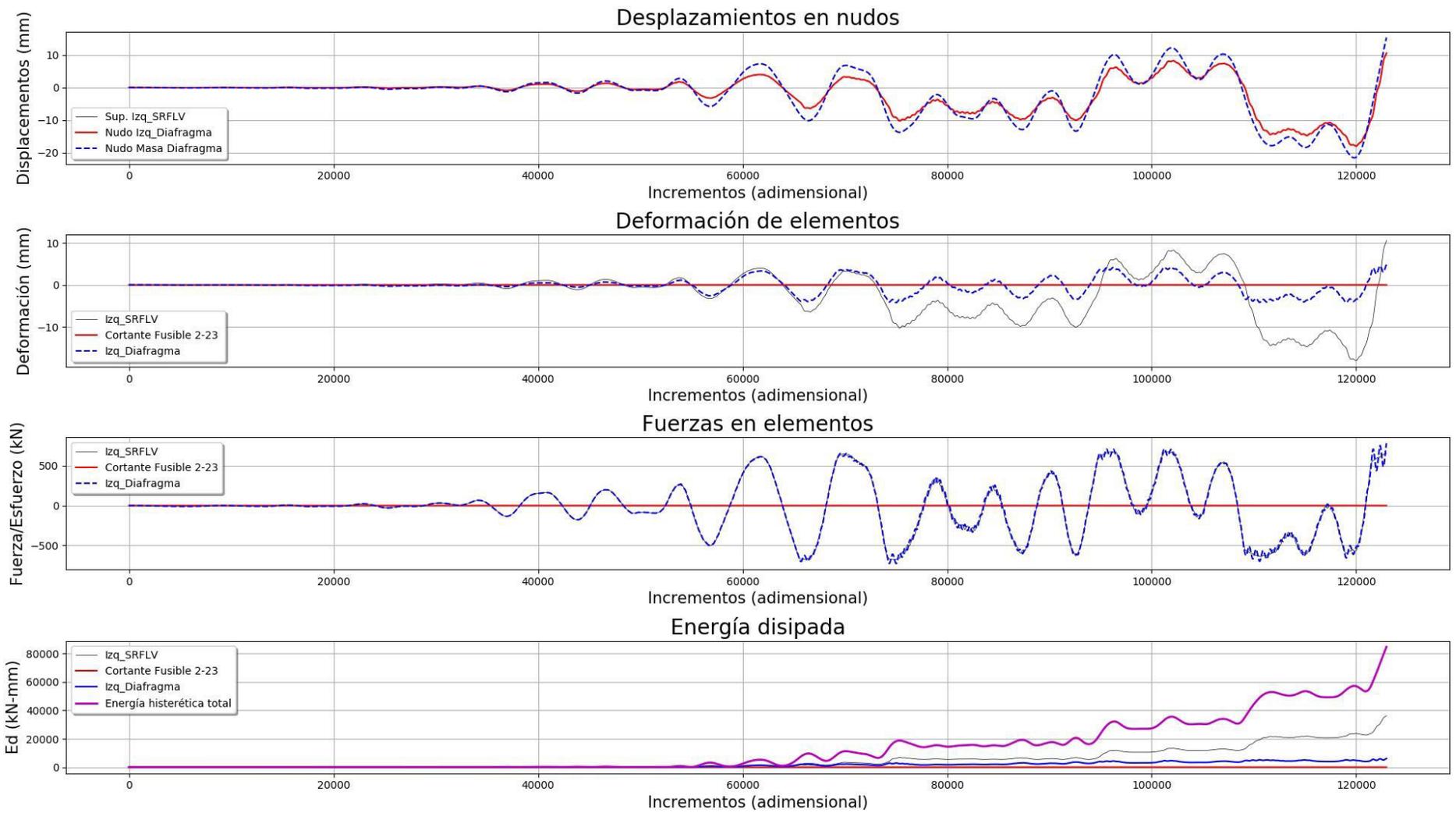


Figura 137 Registro 752 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Capitola.

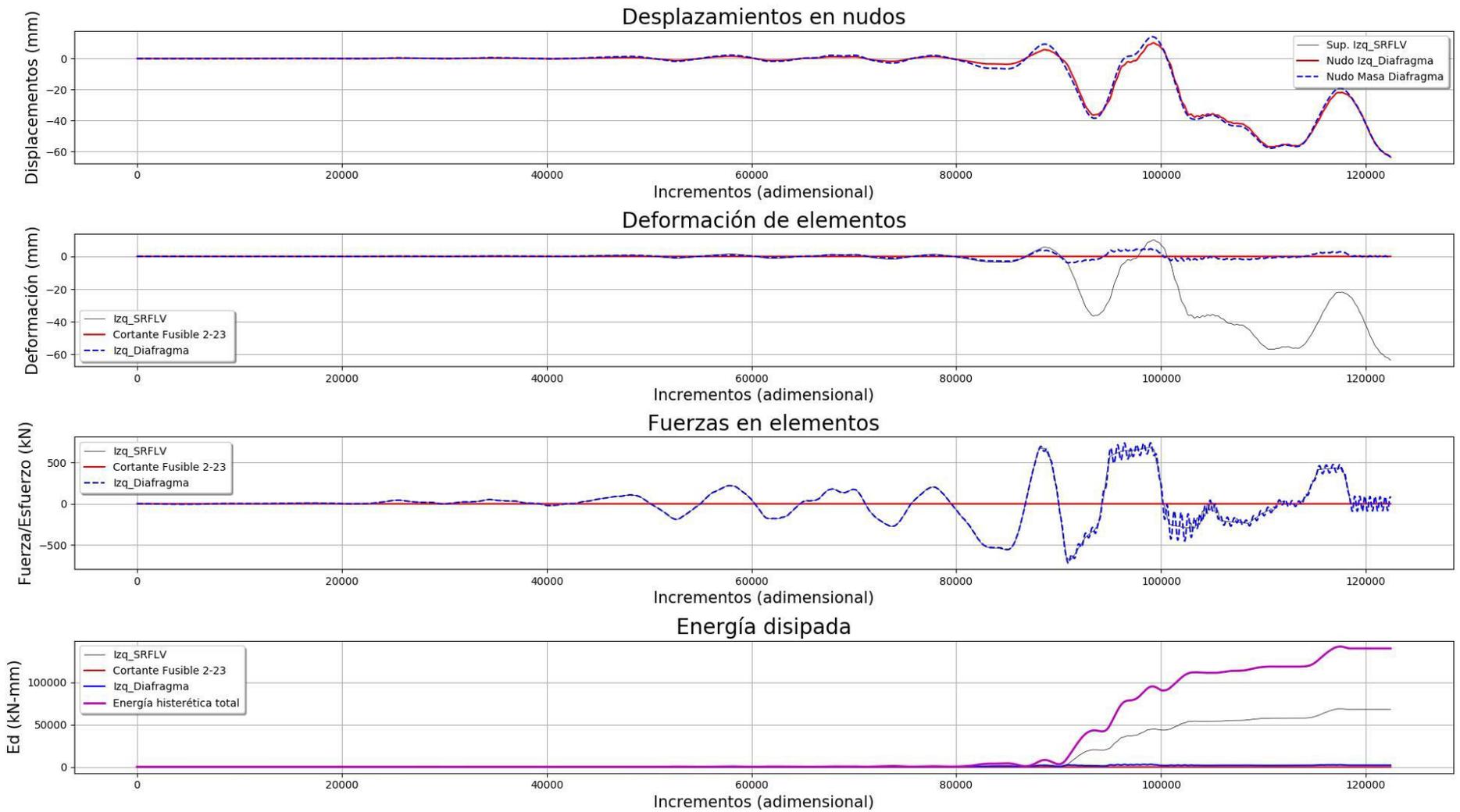


Figura 138 Registro 767 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Gilroy Array #3.

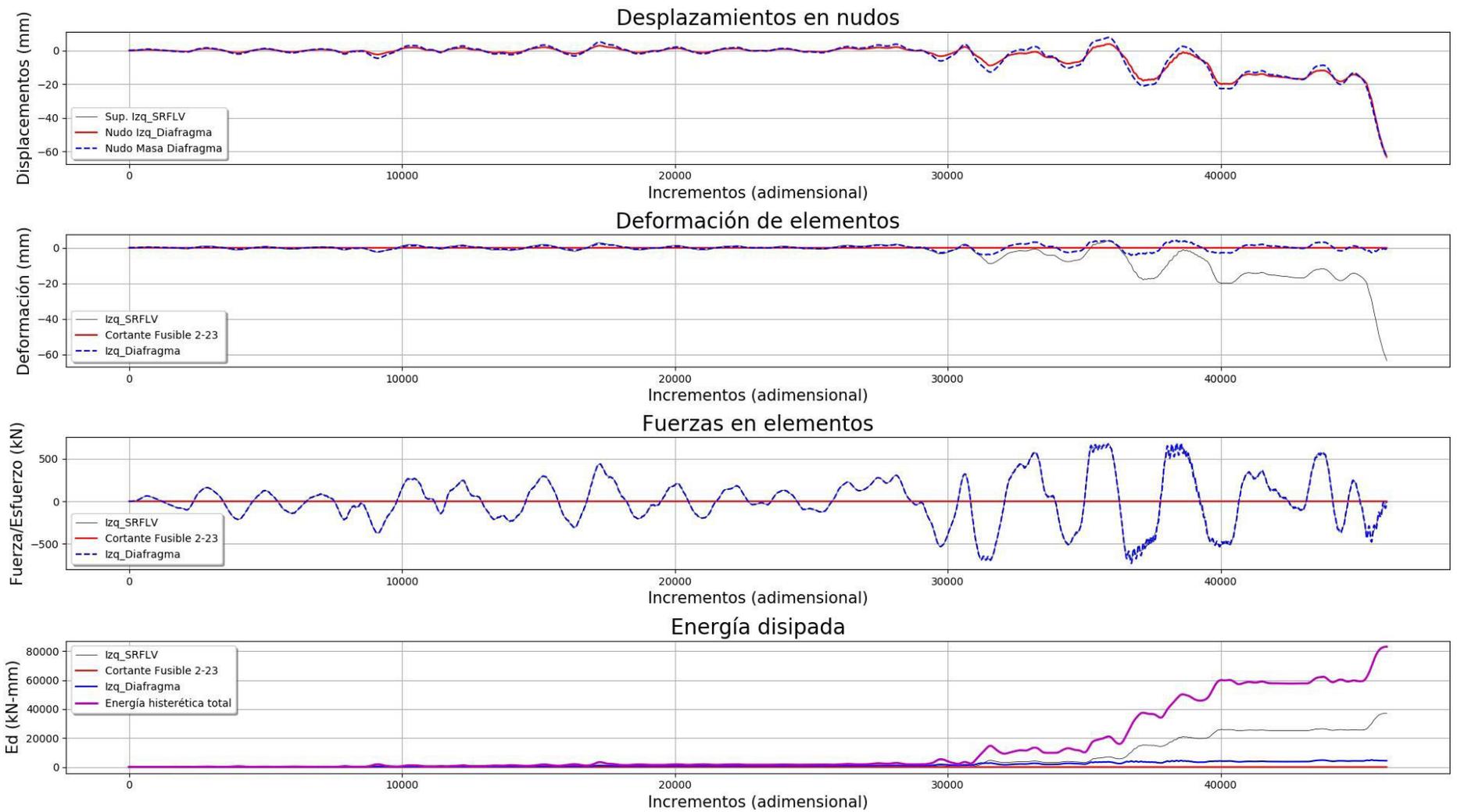


Figura 139 Registro 1633 del año 1990 en Manjil, Iran tomado en la estación Abbar.

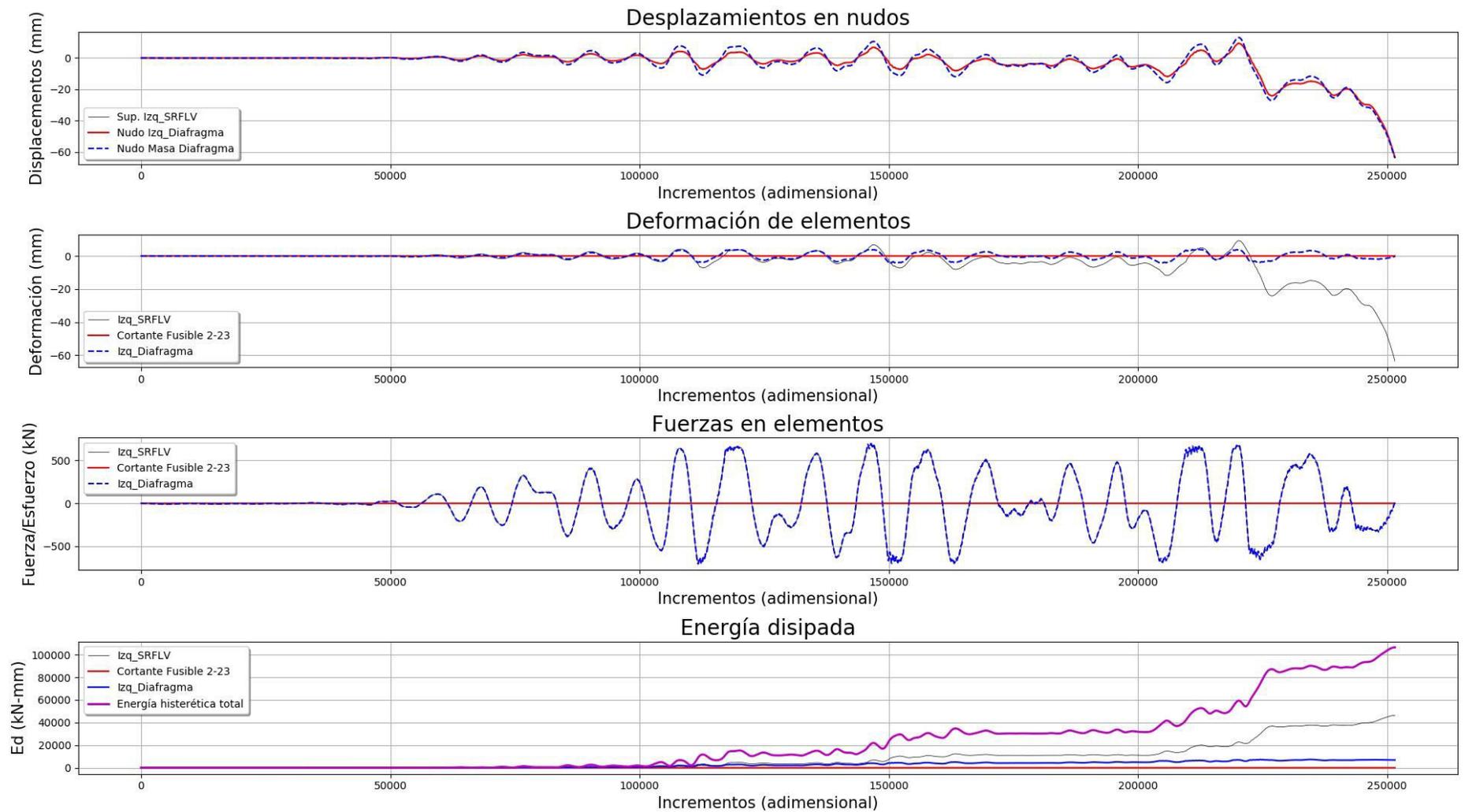


Figura 140 Registro 721 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación El Centro Imp. Co.

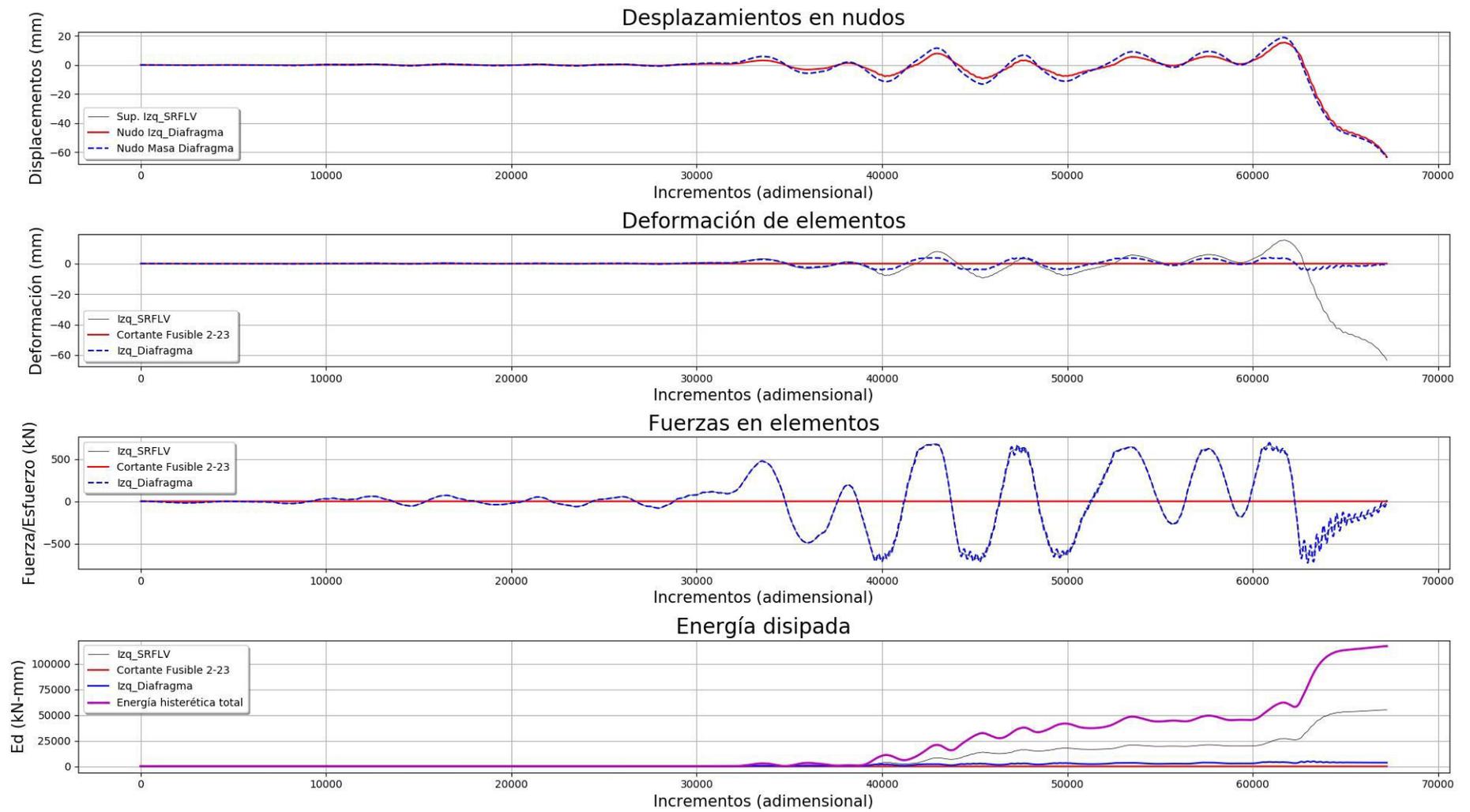


Figura 141 Registro 725 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación Poe Road (temp).

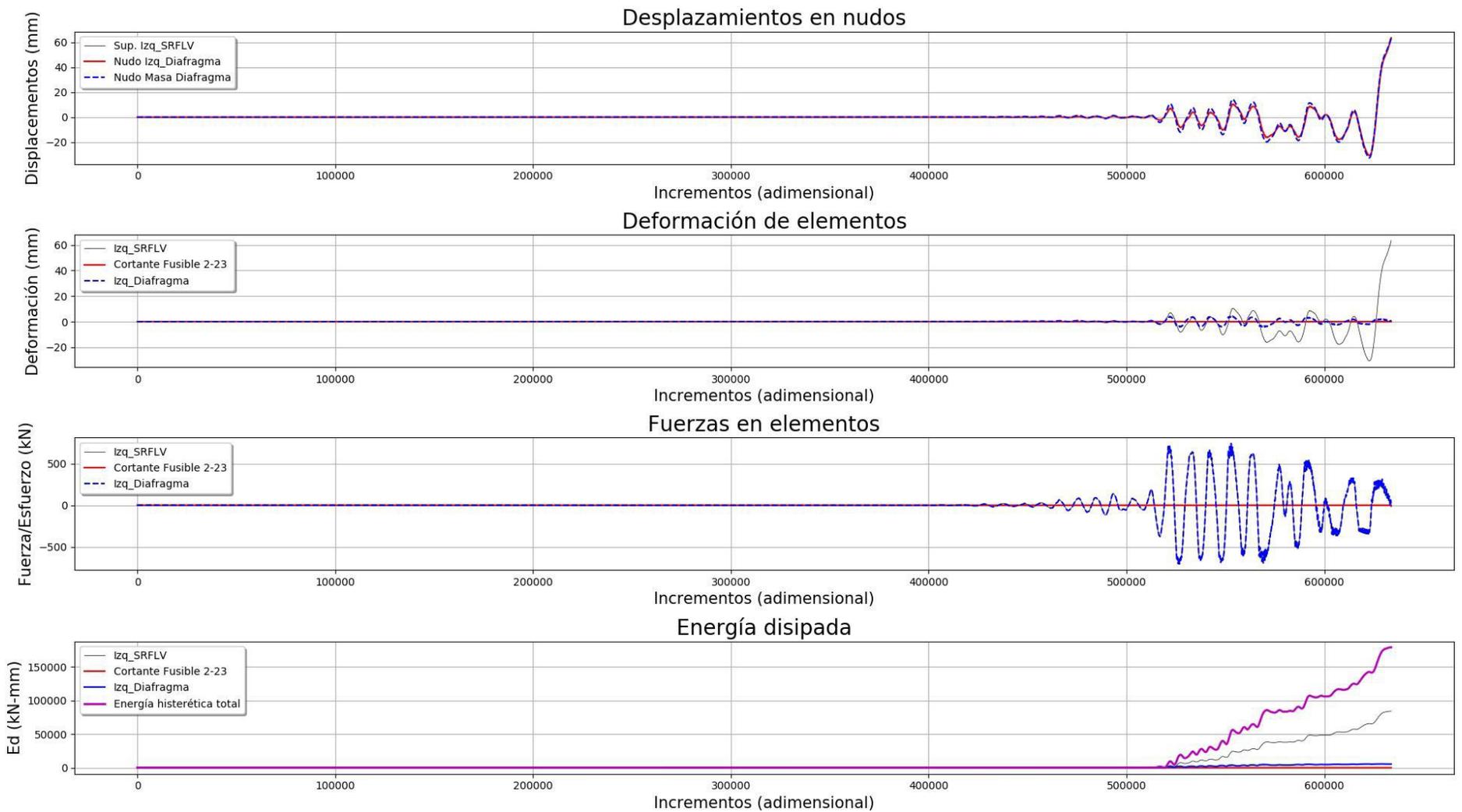


Figura 142 Registro 1244 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación CHY101.

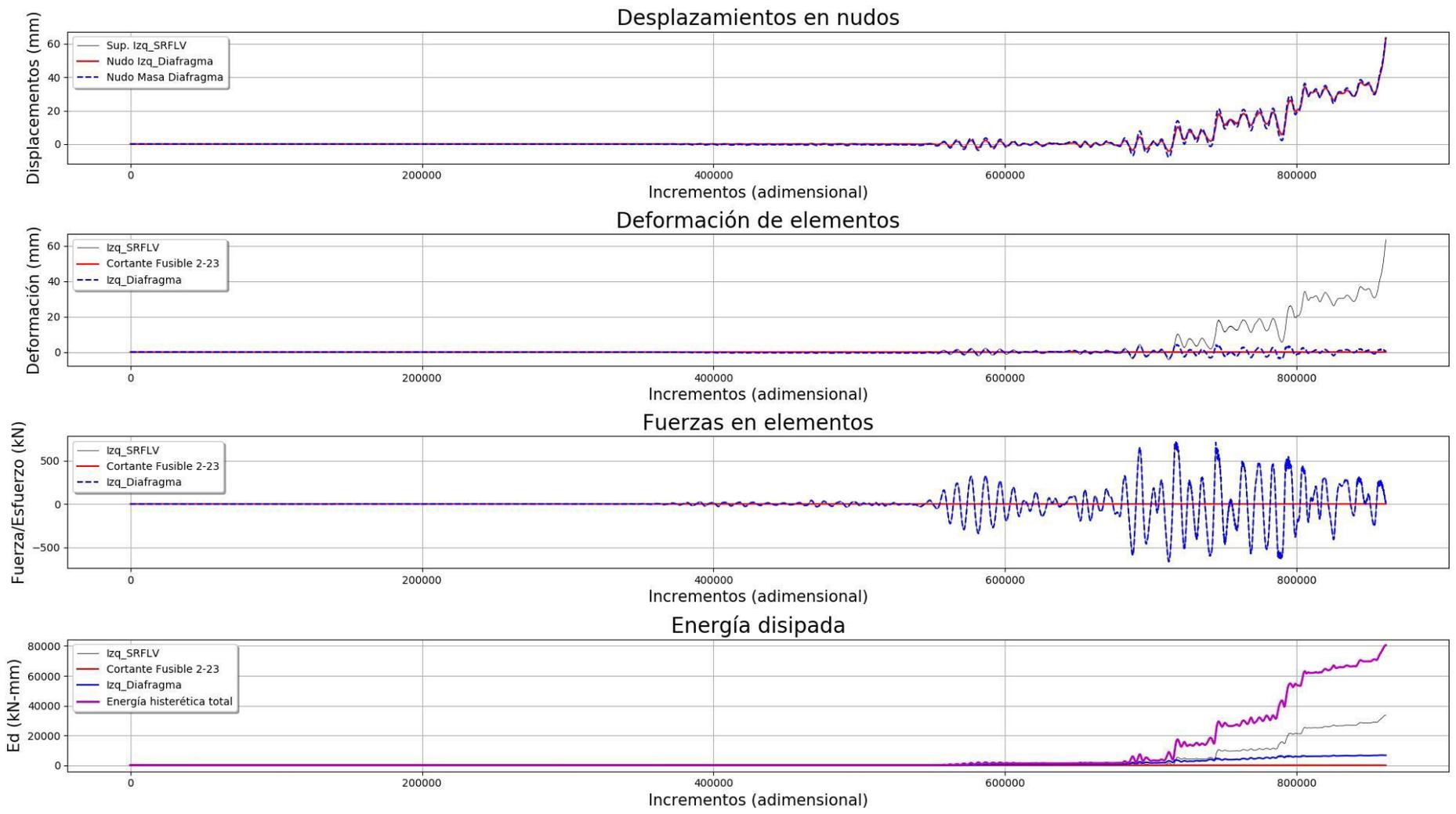


Figura 143 Registro 1485 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación TCU045.

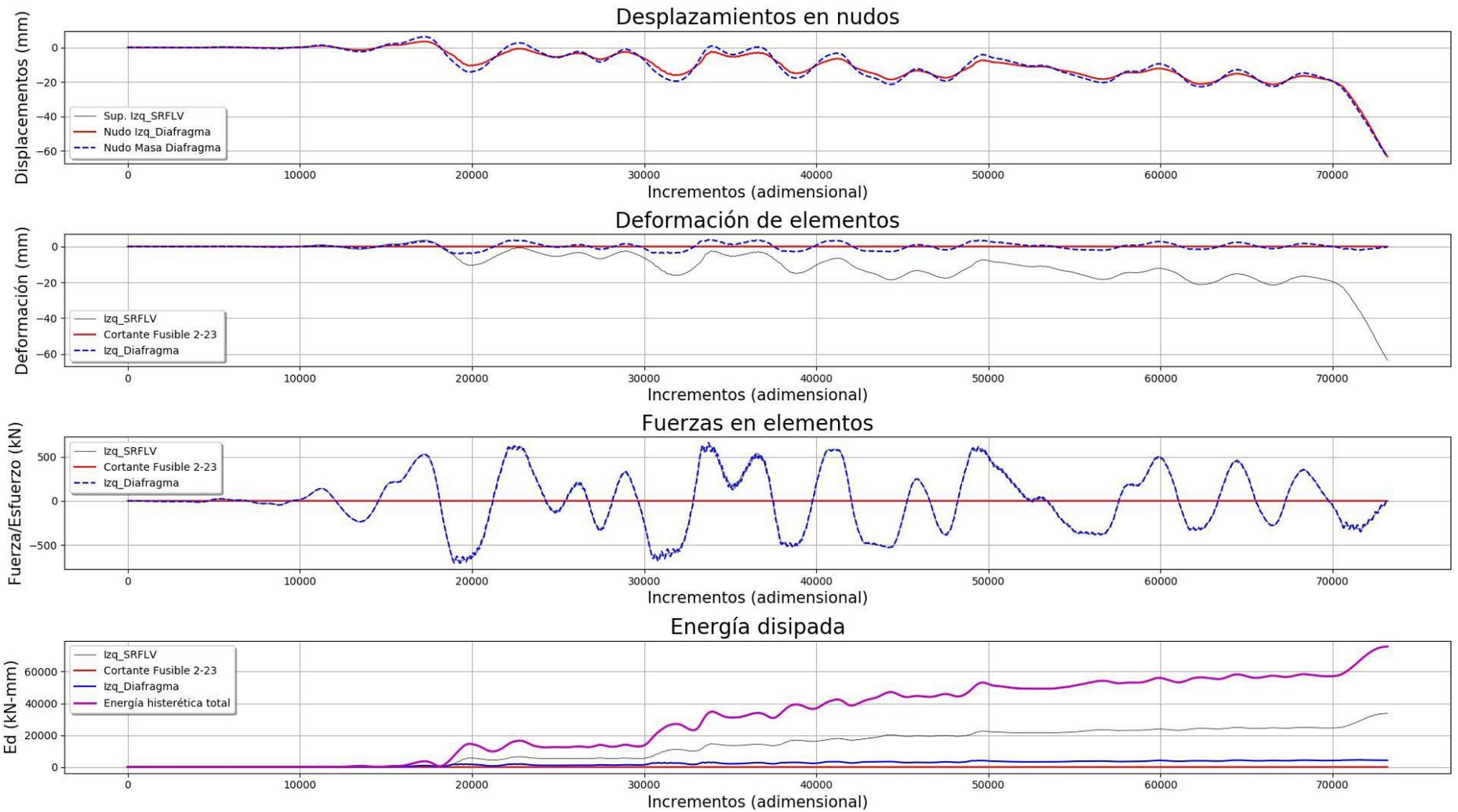


Figura 144 Registro 68 del año 1971 en San Fernando tomado en la estación LA-Hollywood Stor.

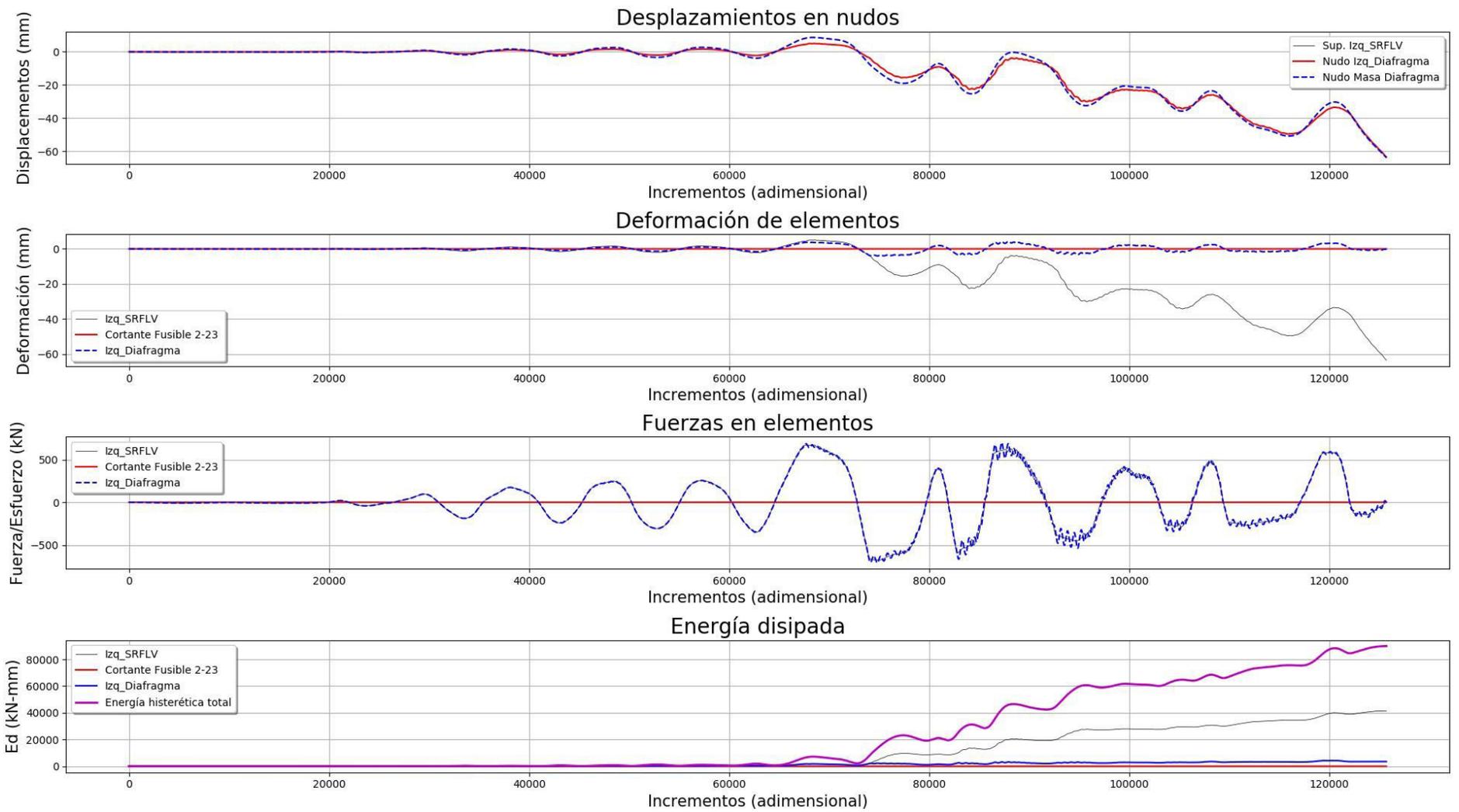


Figura 145 Registro 125 del año 1976 en Friuli, Italy tomado en la estación Tolmezzo.

## 11.2 Análisis dinámico con el SEA

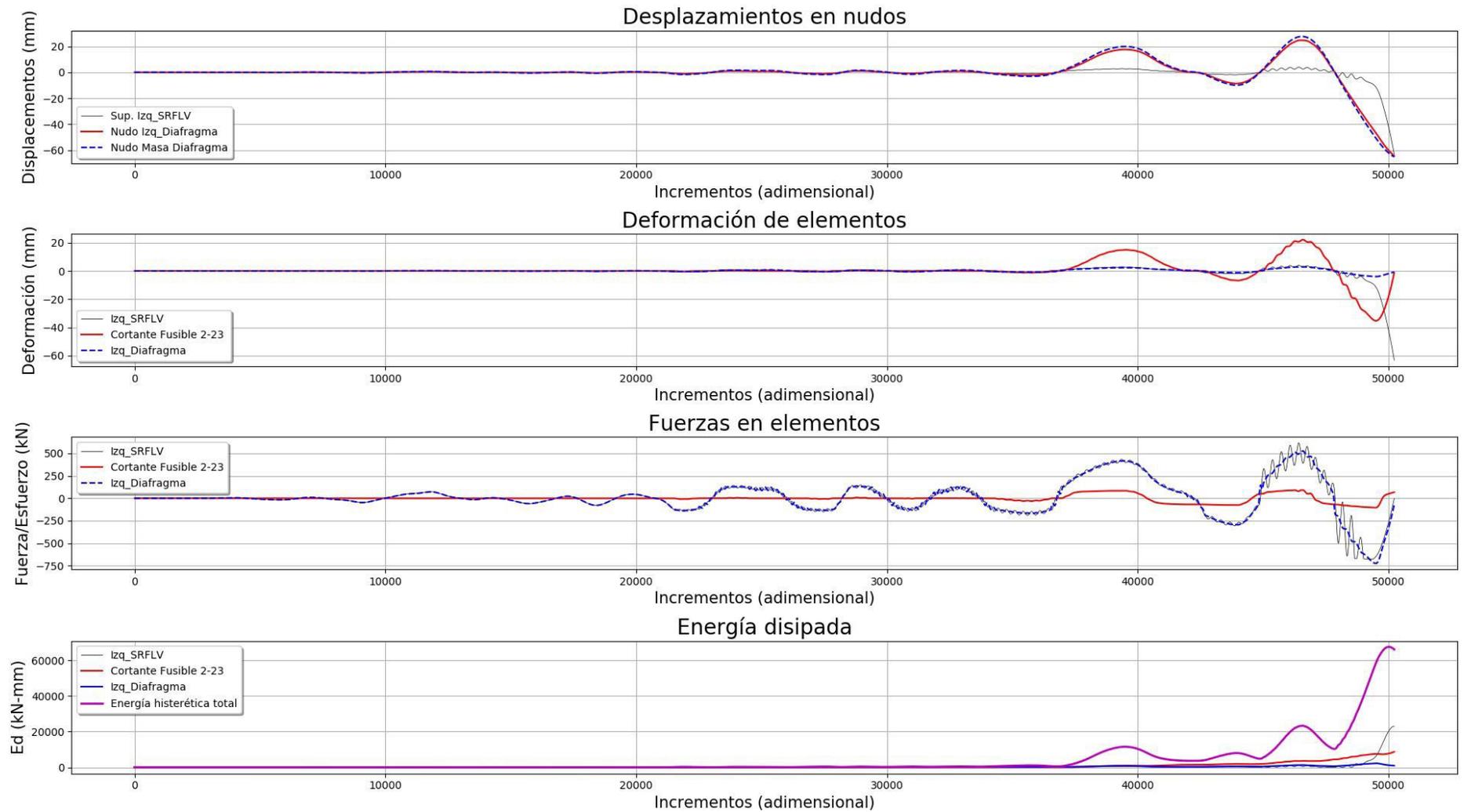


Figura 146 Registro 960 del año 1994 en Nothridge tomado en la estación Canyon Country-WLC.

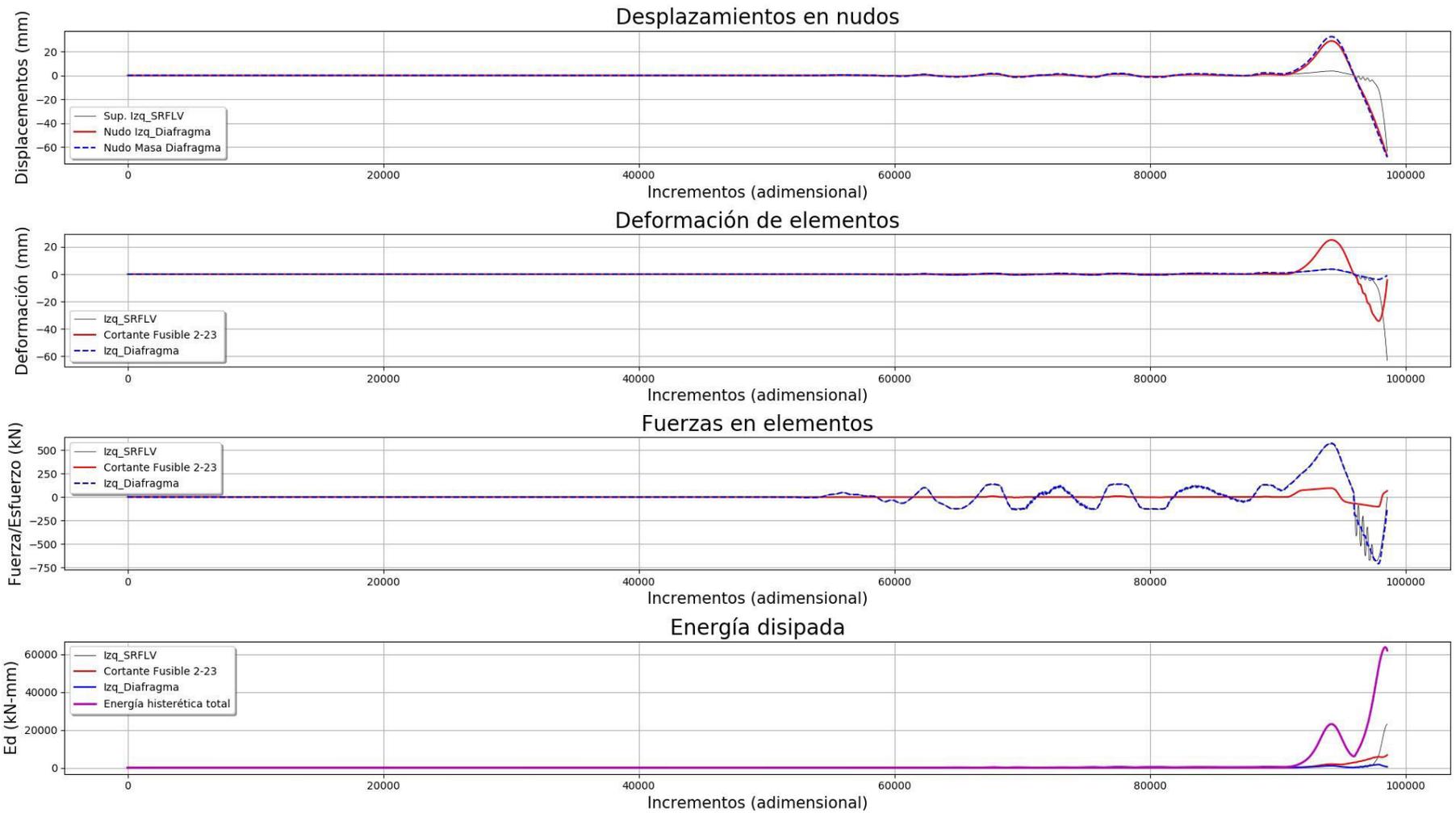


Figura 147 Registro 1602 del año 1999 en Duzce, Turkey tomado en la estación Bolu.

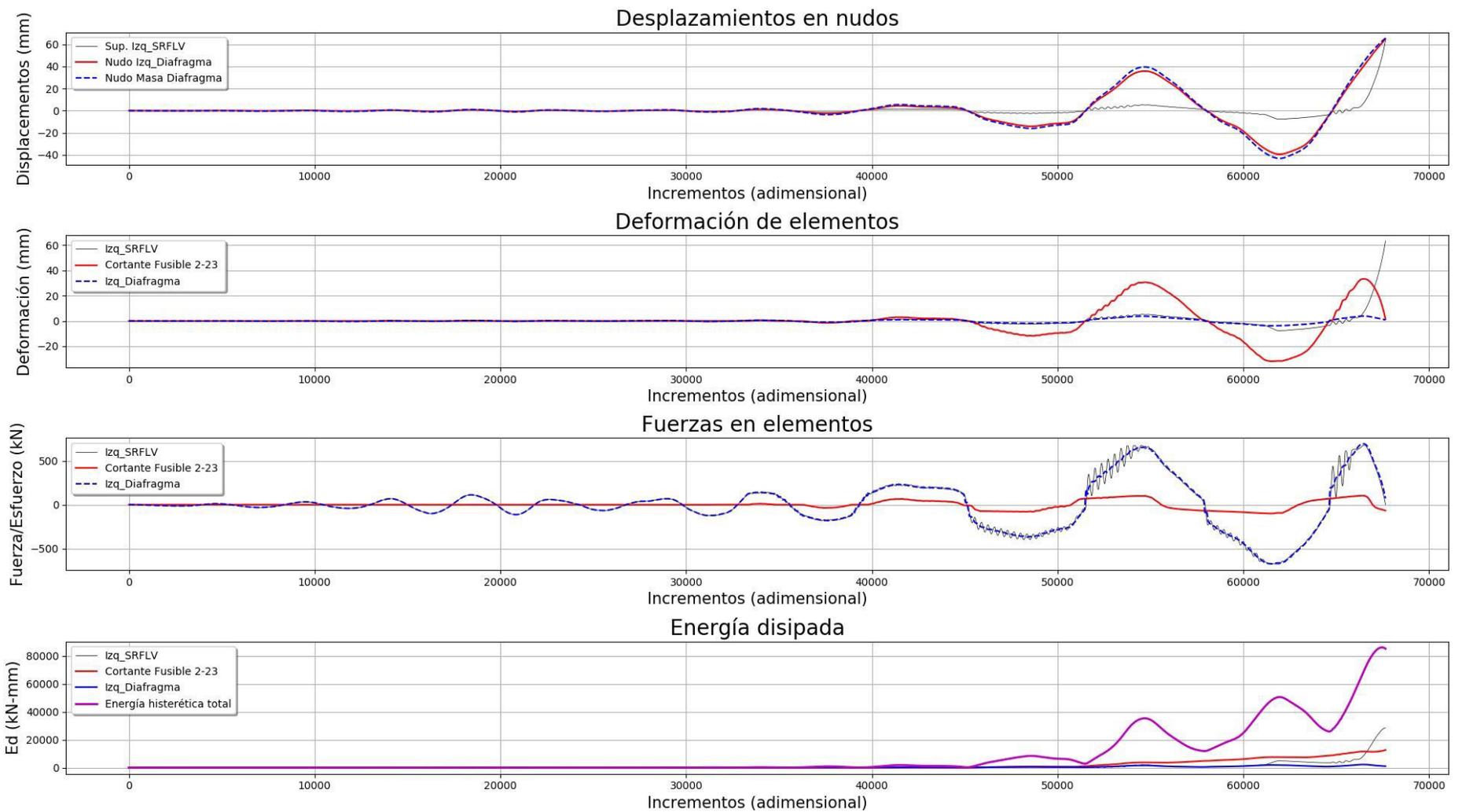


Figura 148 Registro 1787 del año 1999 en Hector Mine tomado en la estación Hector.

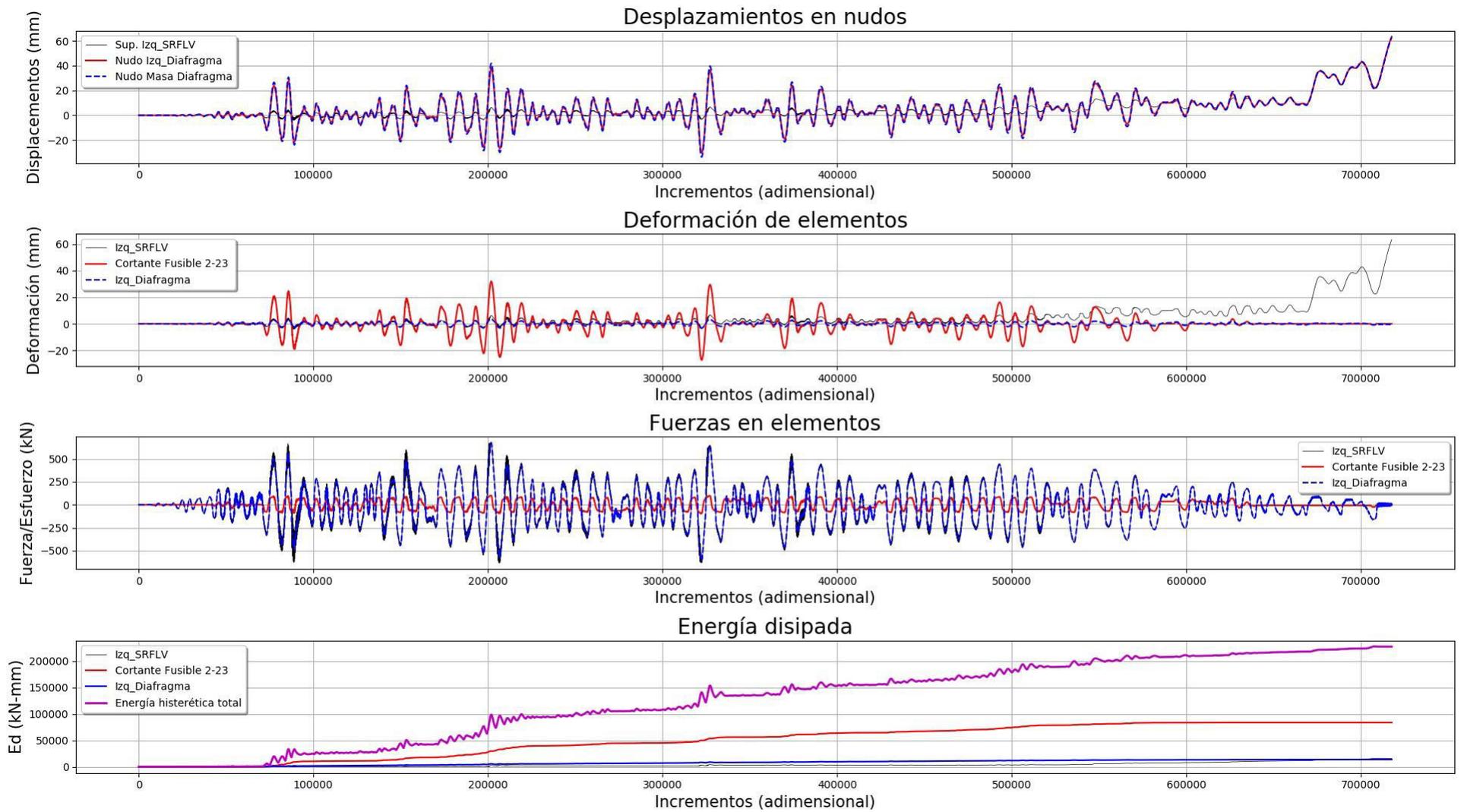


Figura 149 Registro 169 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación Delta.

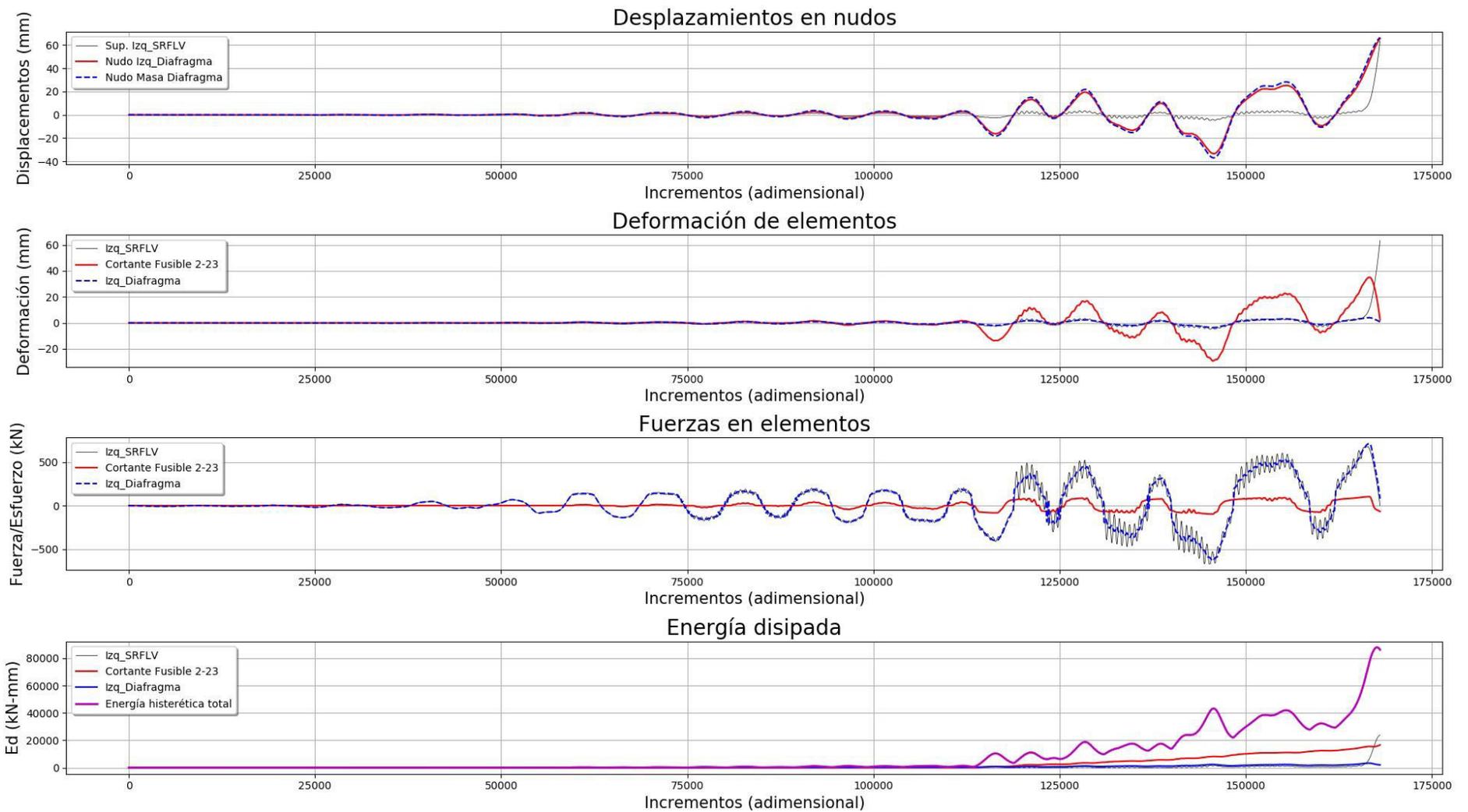


Figura 150 Registro 174 del año 1979 en Imperial Valley tomado en la estación El Centro Array #11.

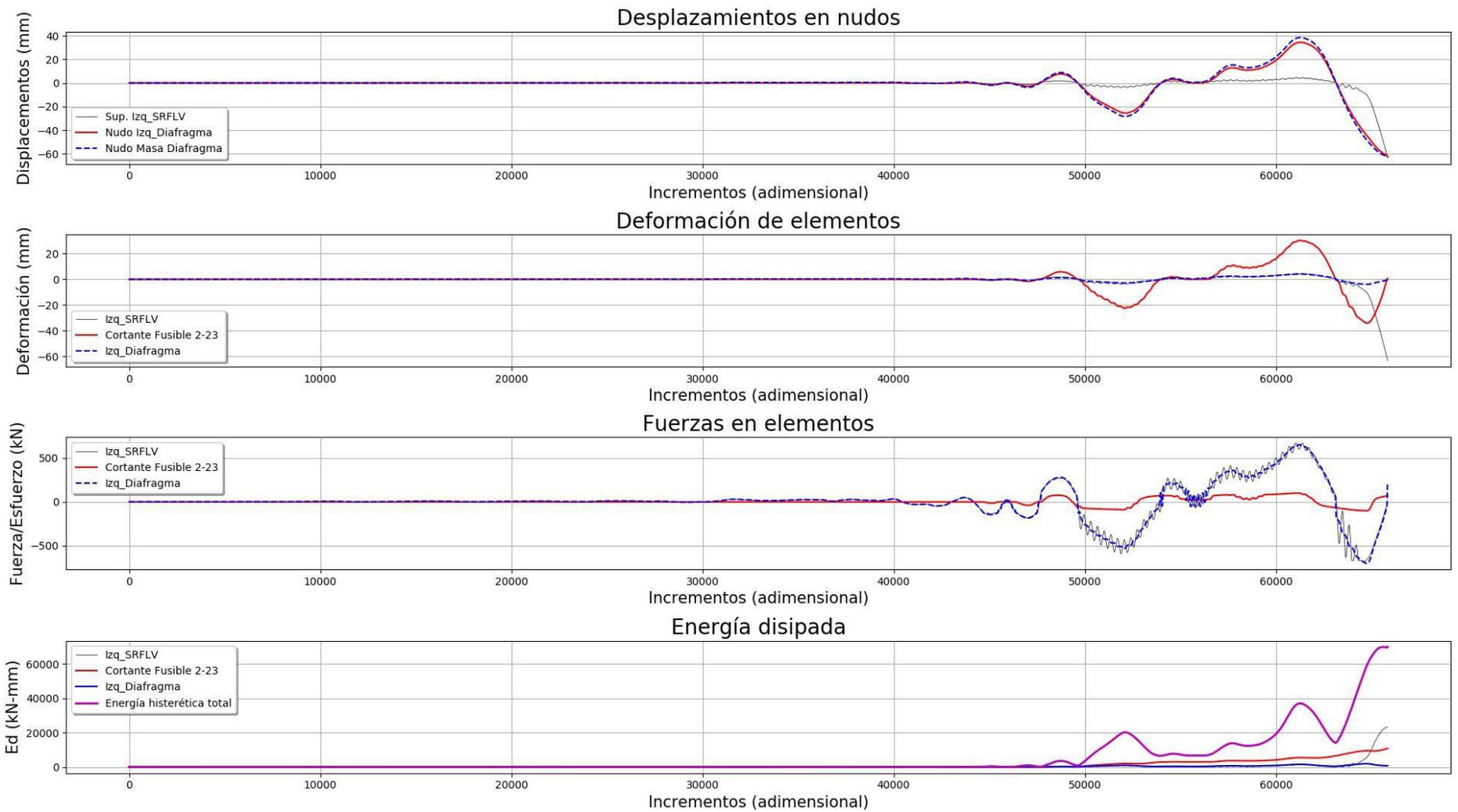


Figura 151 Registro 1111 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la Nishi-Akashi.

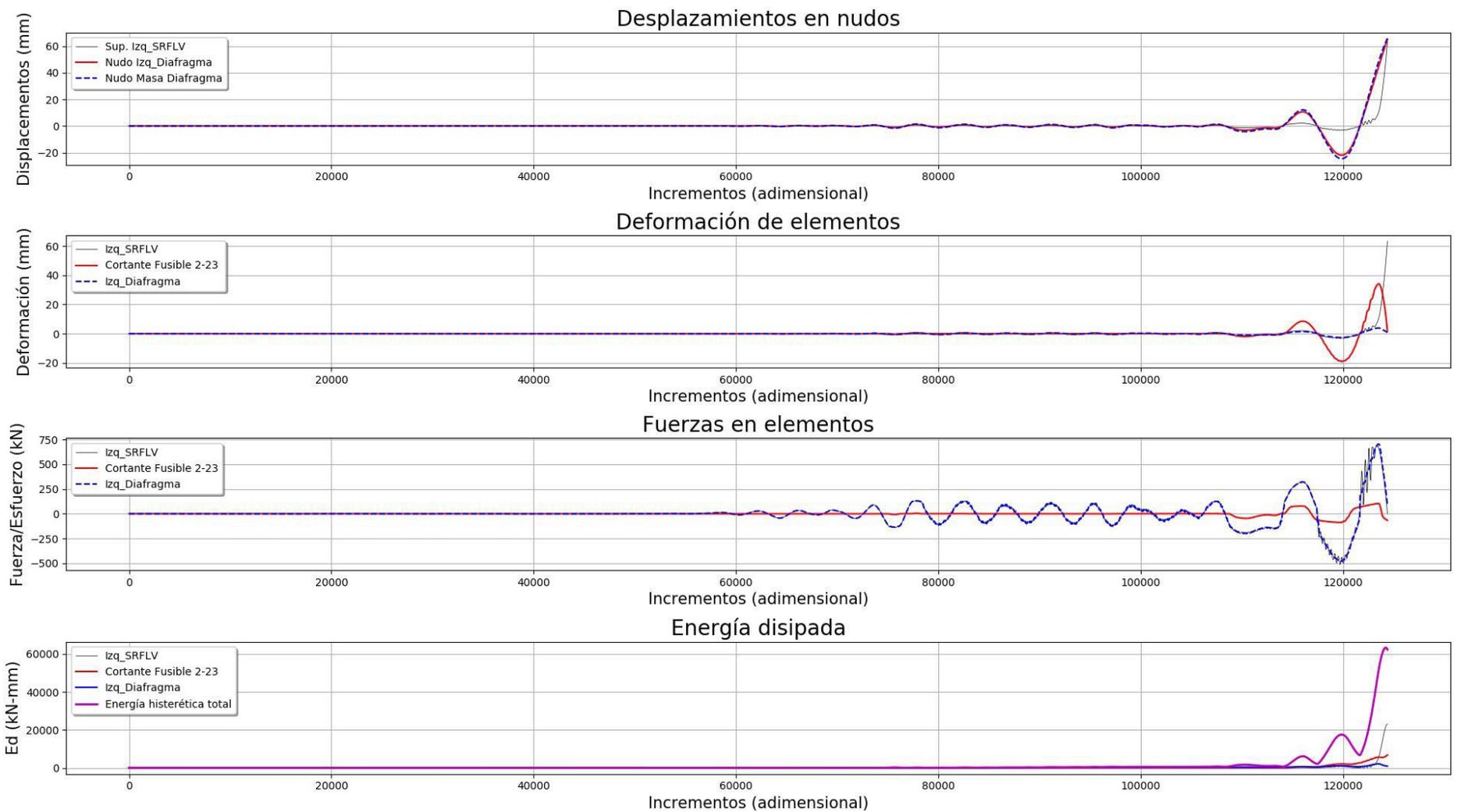


Figura 152 Registro 1116 del año 1995 en Kobe, Japan tomado en la estación Shin-Osaka.

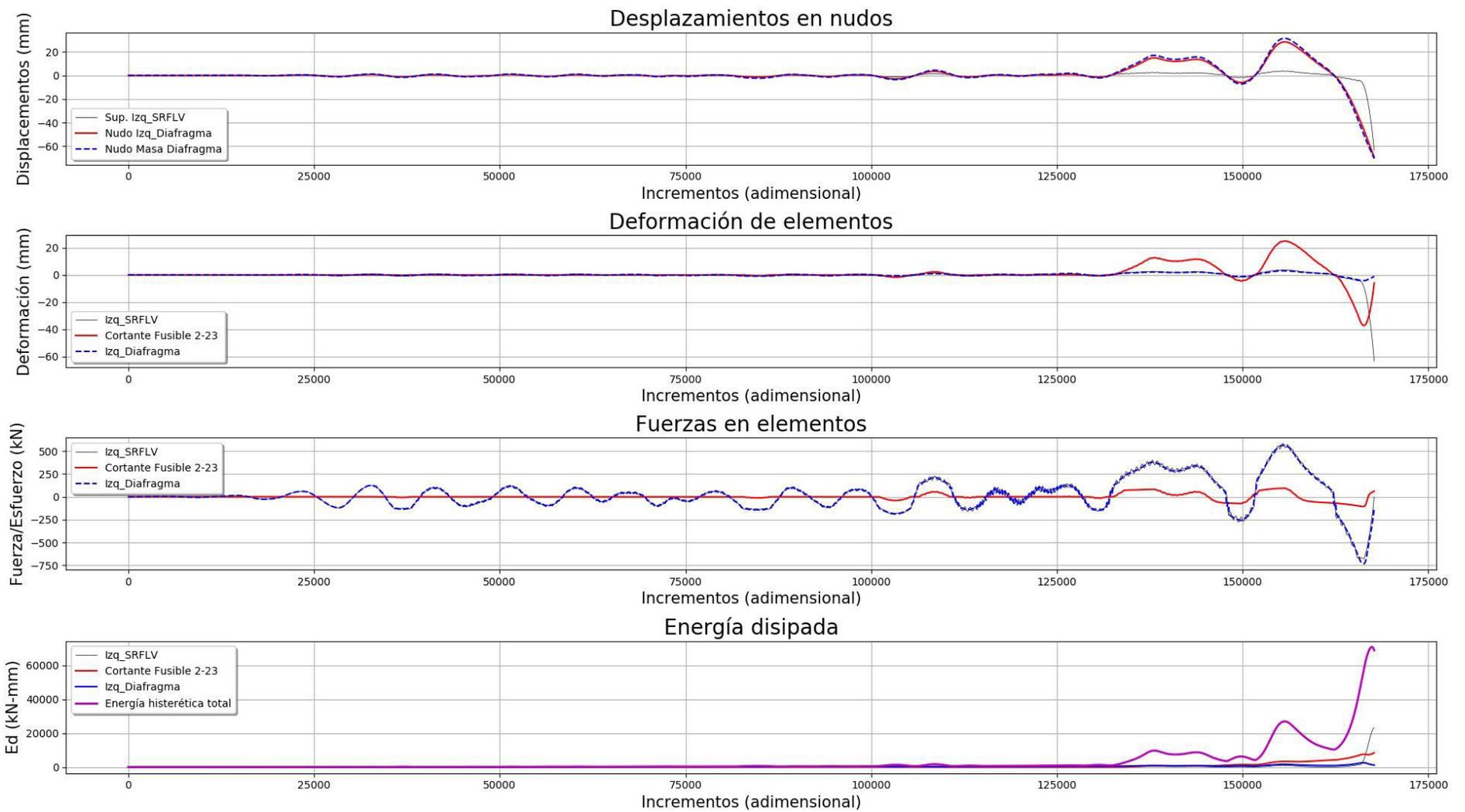


Figura 153 Registro 1158 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Duzce.

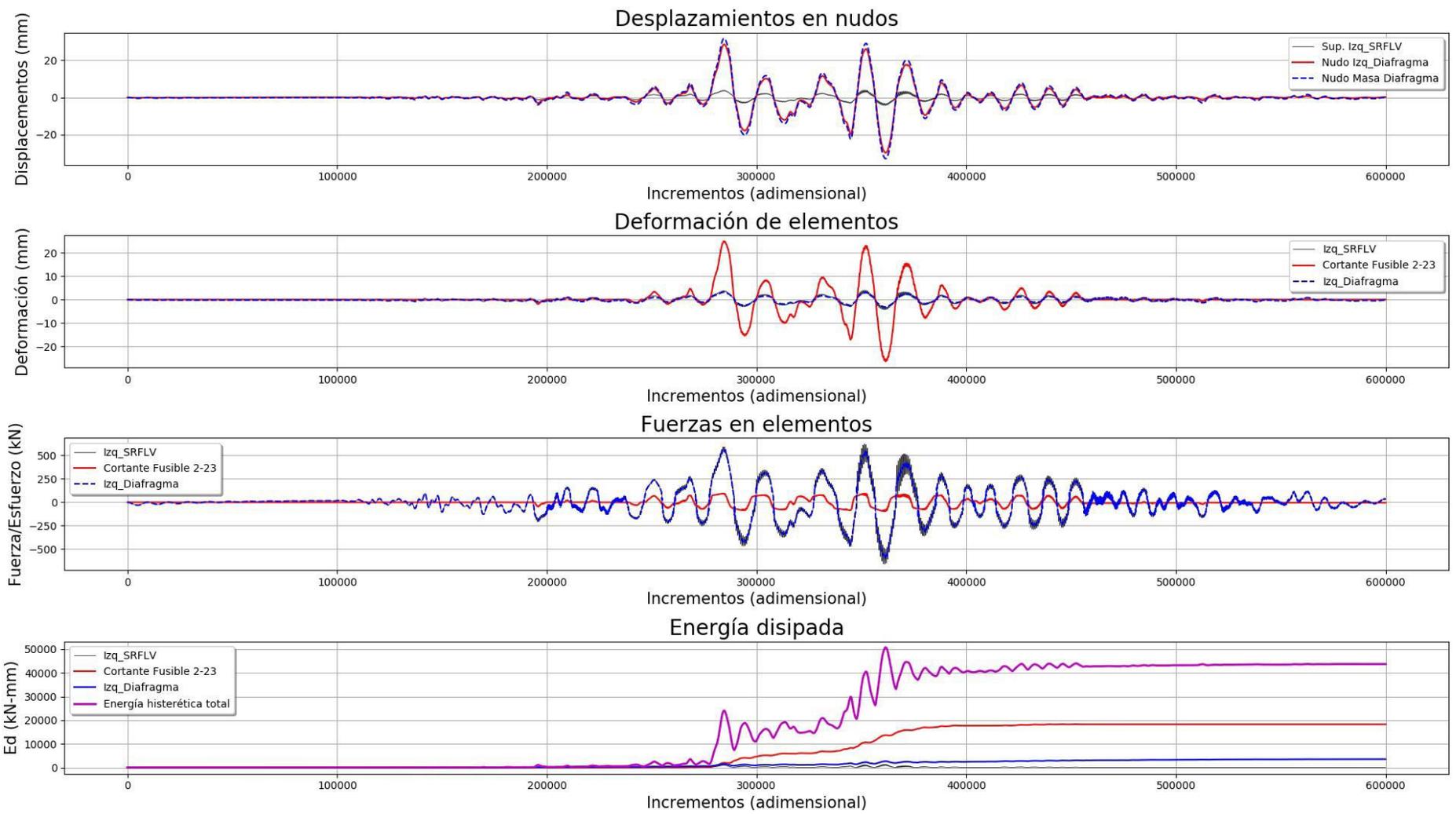


Figura 154 Registro 1148 del año 1999 en Kocaeli, Turkey tomado en la estación Arcelik.

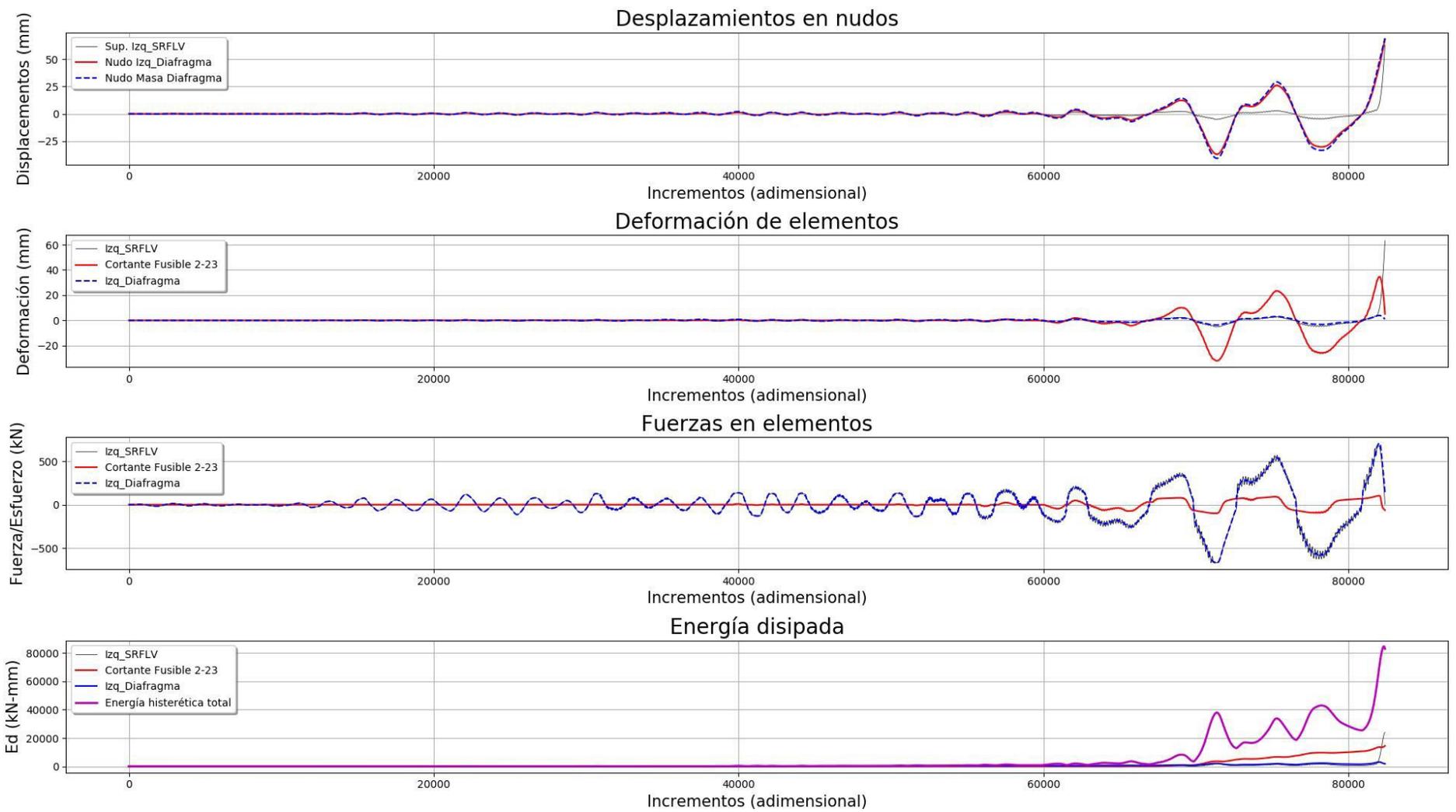


Figura 155 Registro 900 del año 1992 en Landers tomado en la estación Yermo Fire Station.

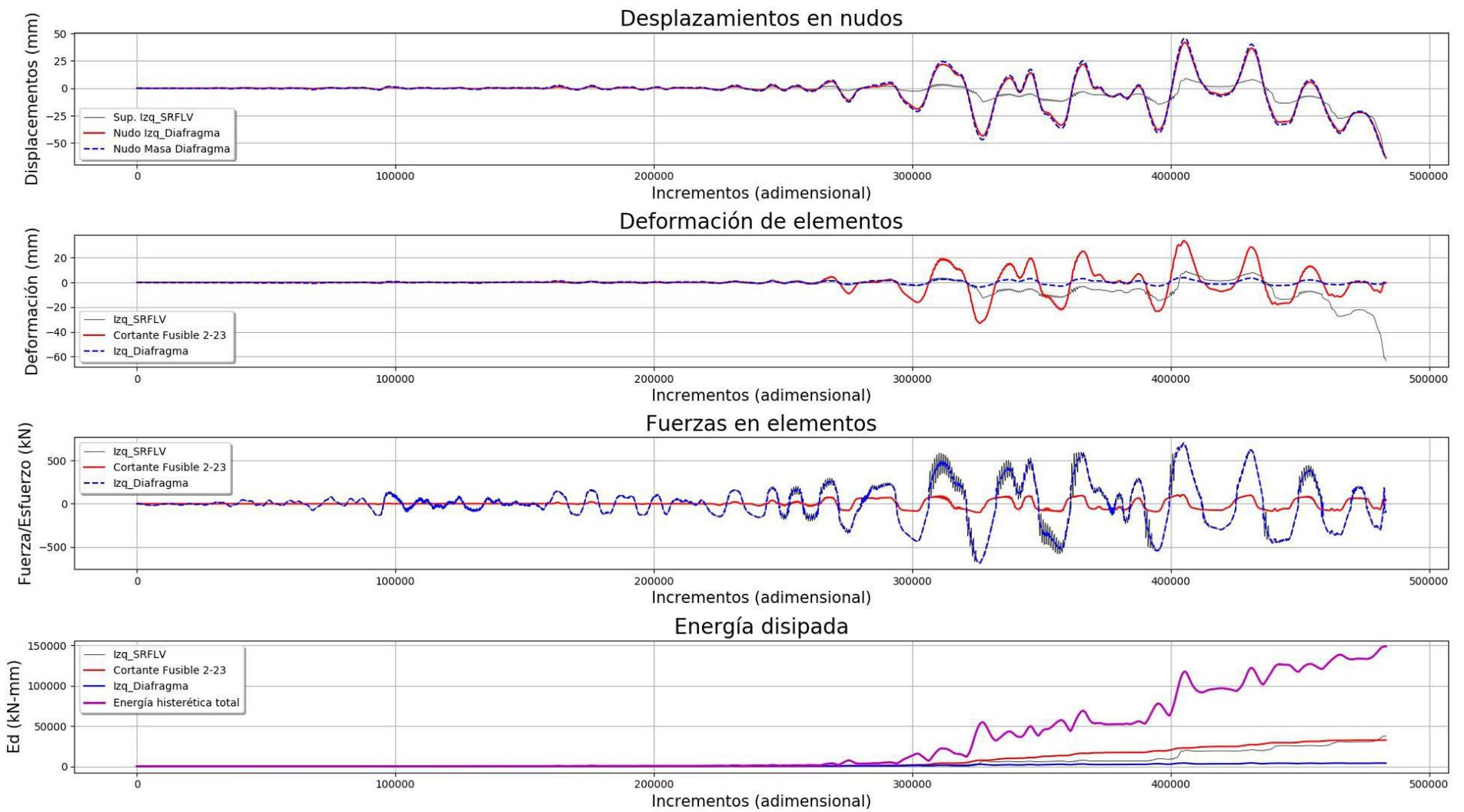


Figura 156 Registro 848 del año 1992 en Landers tomado en la estación Coolwater.

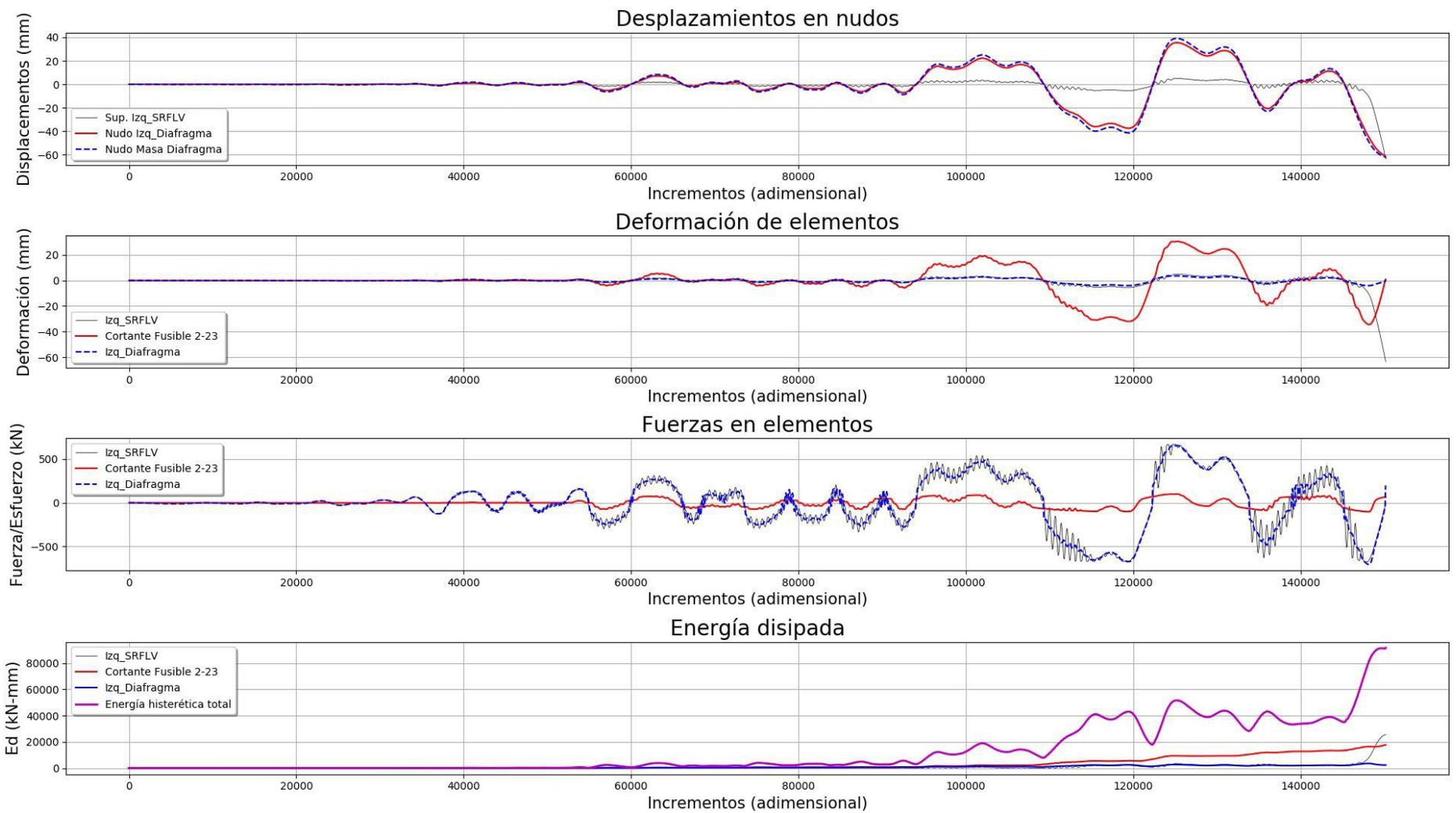


Figura 157 Registro 752 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Capitola.

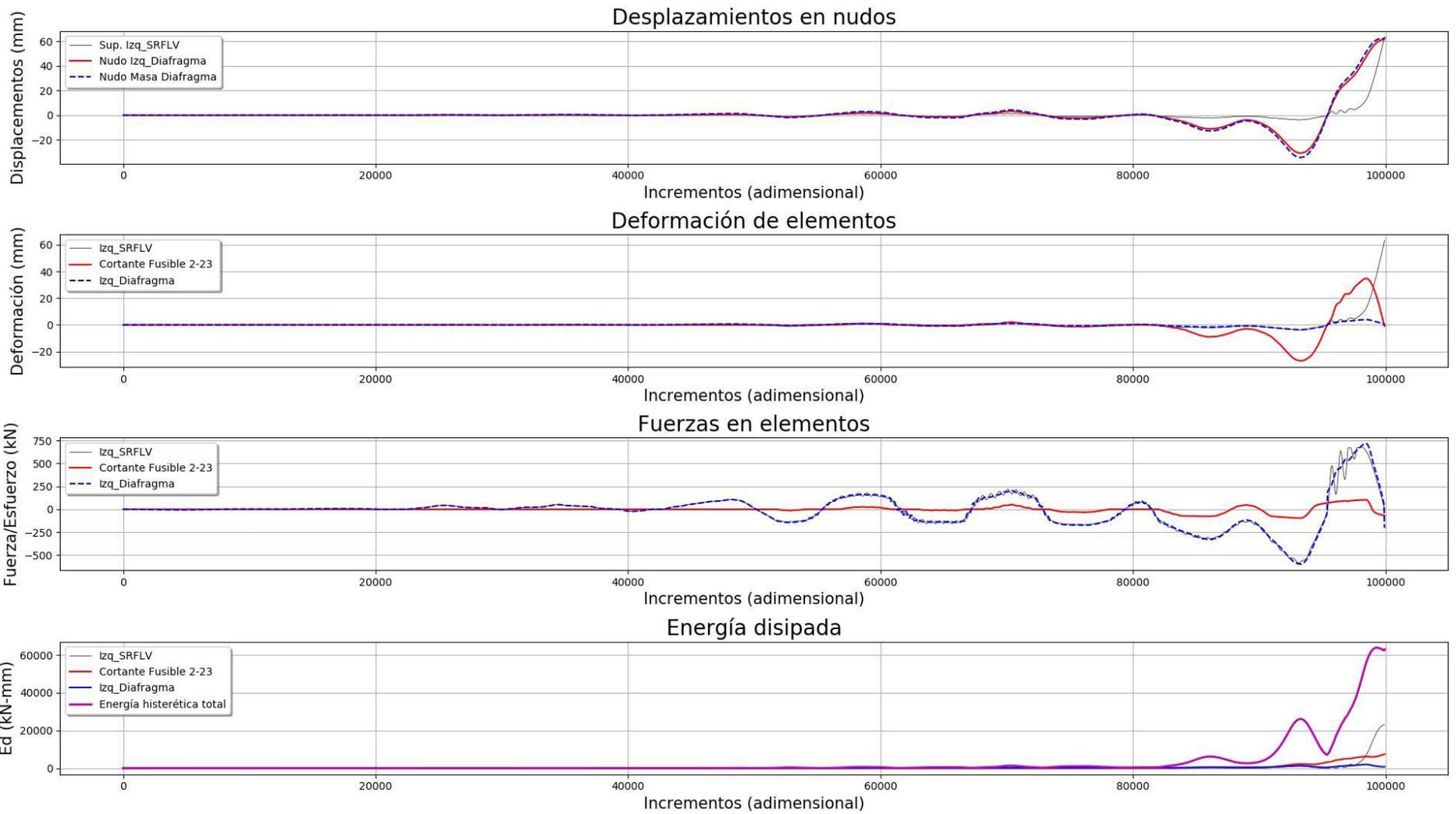


Figura 158 Registro 767 del año 1989 en Loma Prieta tomado en la estación Gilroy Array #3.

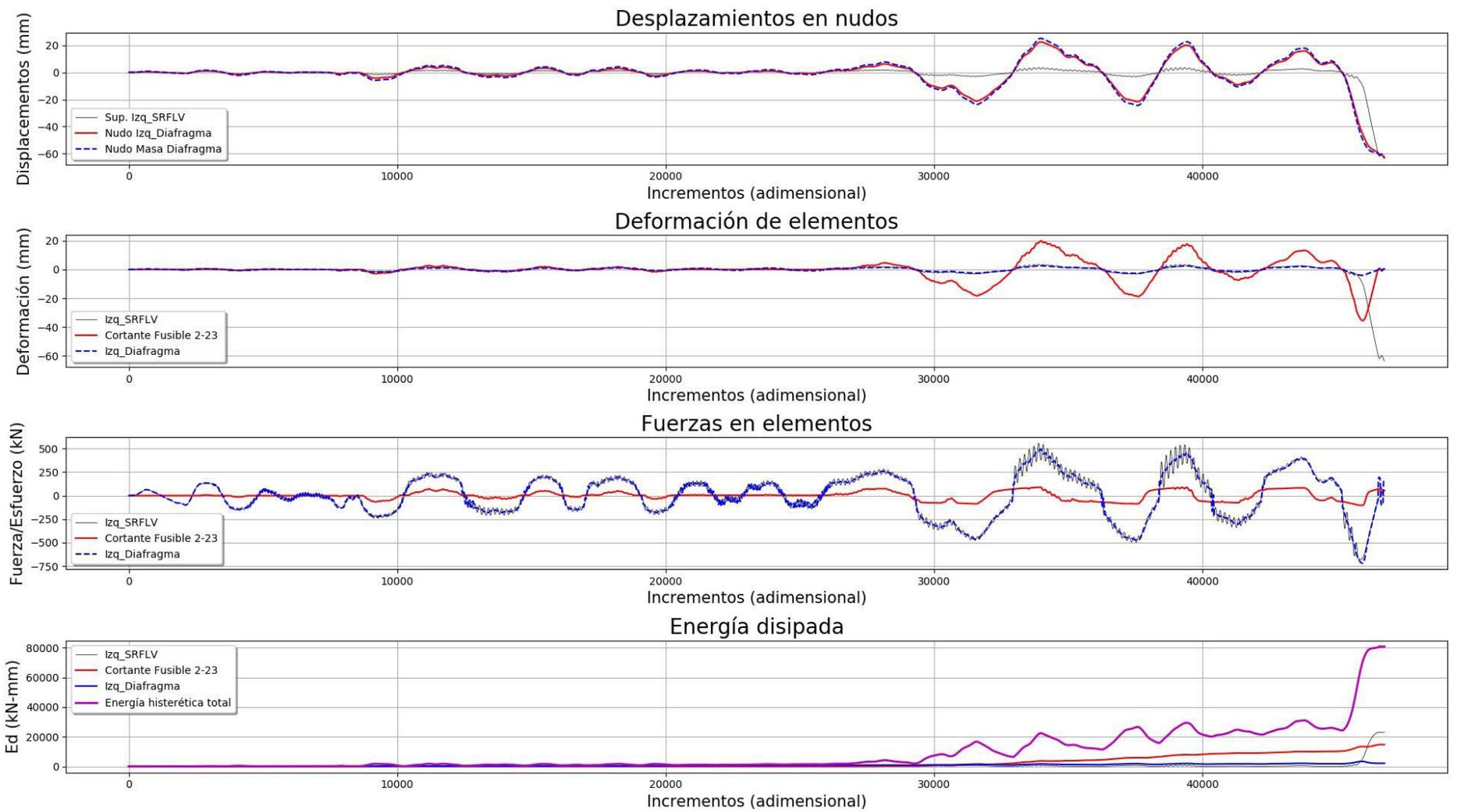


Figura 159 Registro 1633 del año 1990 en Manjil, Iran tomado en la estación Abbar.

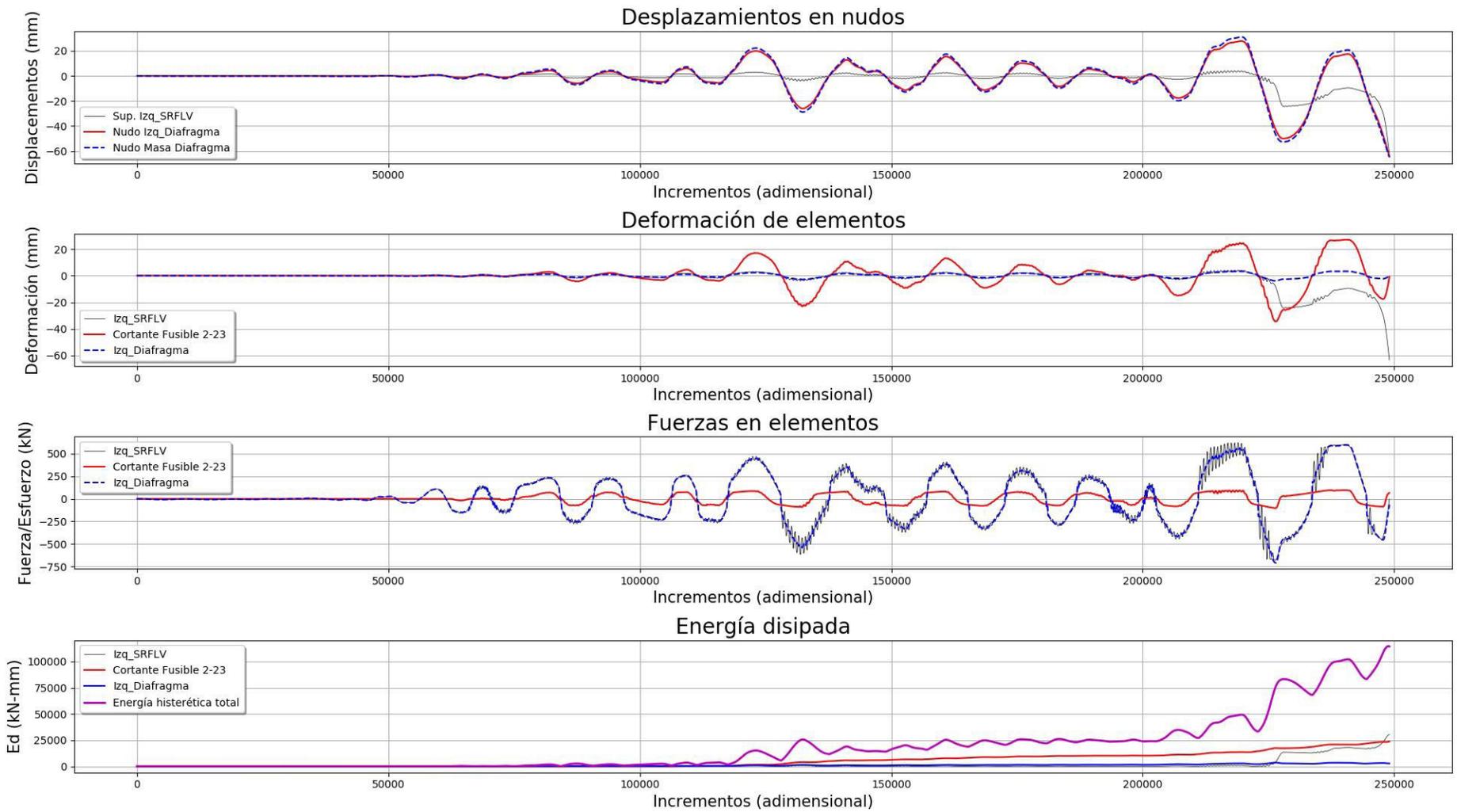


Figura 160 Registro 721 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación El Centro Imp. Co.

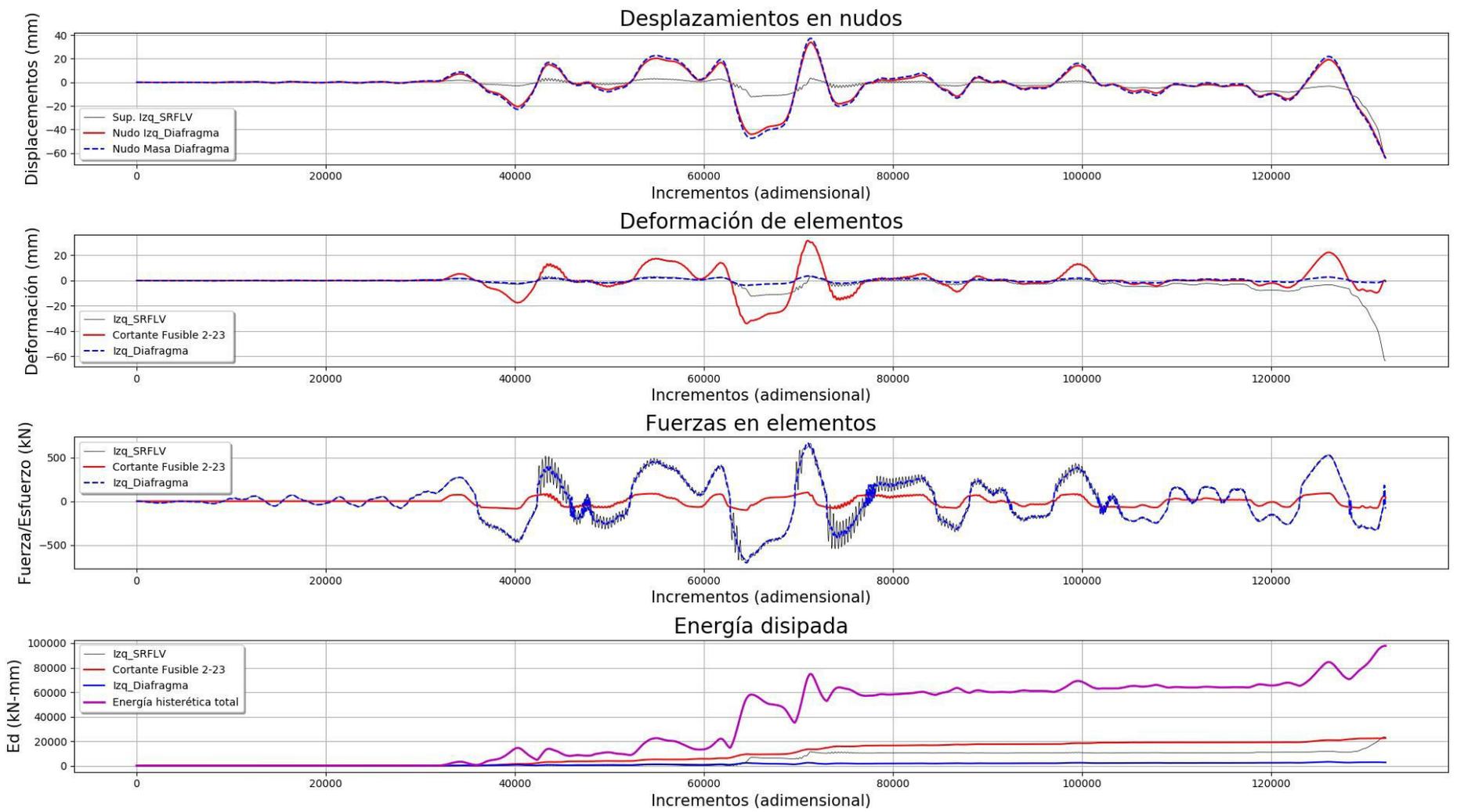


Figura 161 Registro 725 del año 1987 en Supertition Hills tomado en la estación Poe Road (temp).

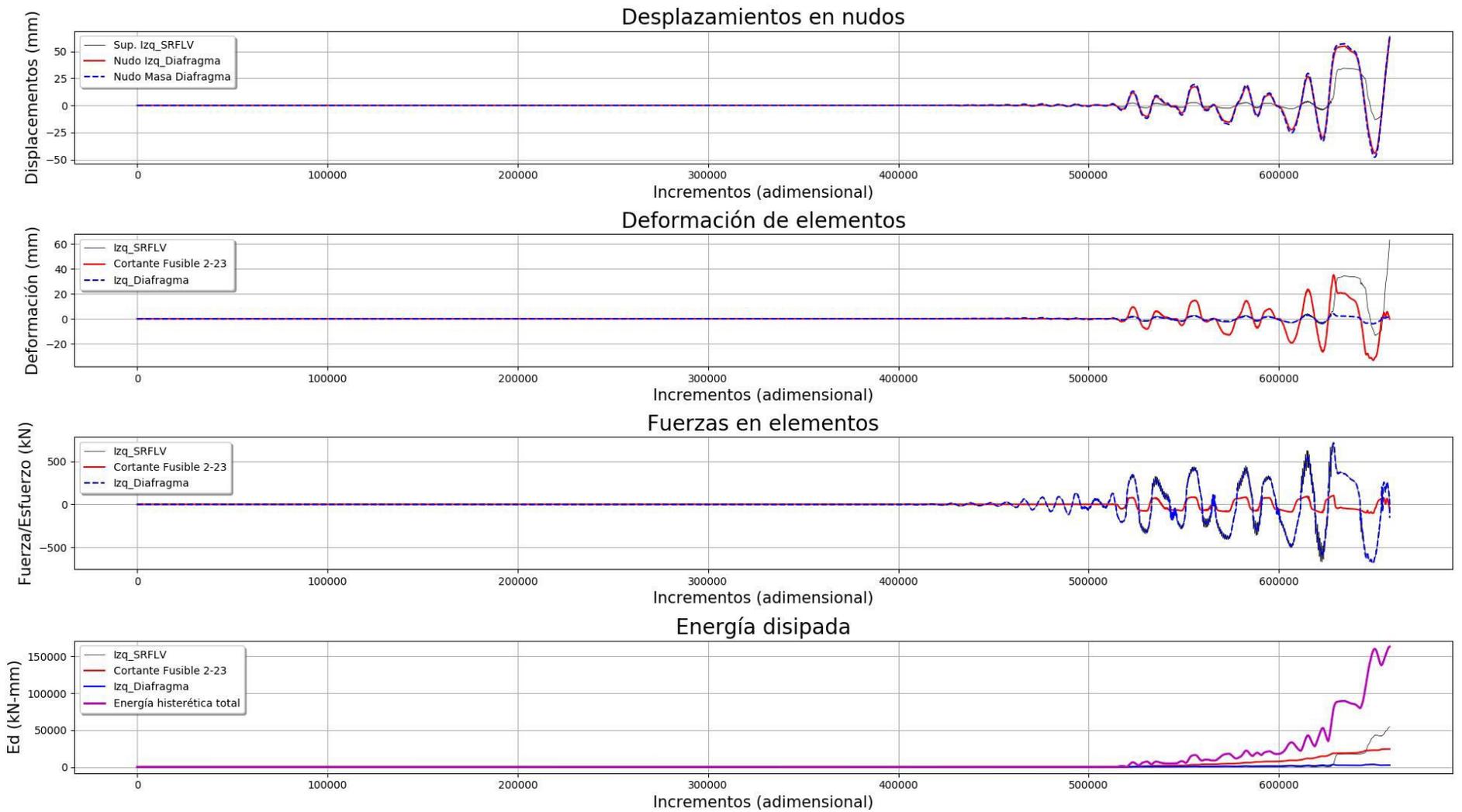


Figura 162 Registro 1244 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación CHY101.

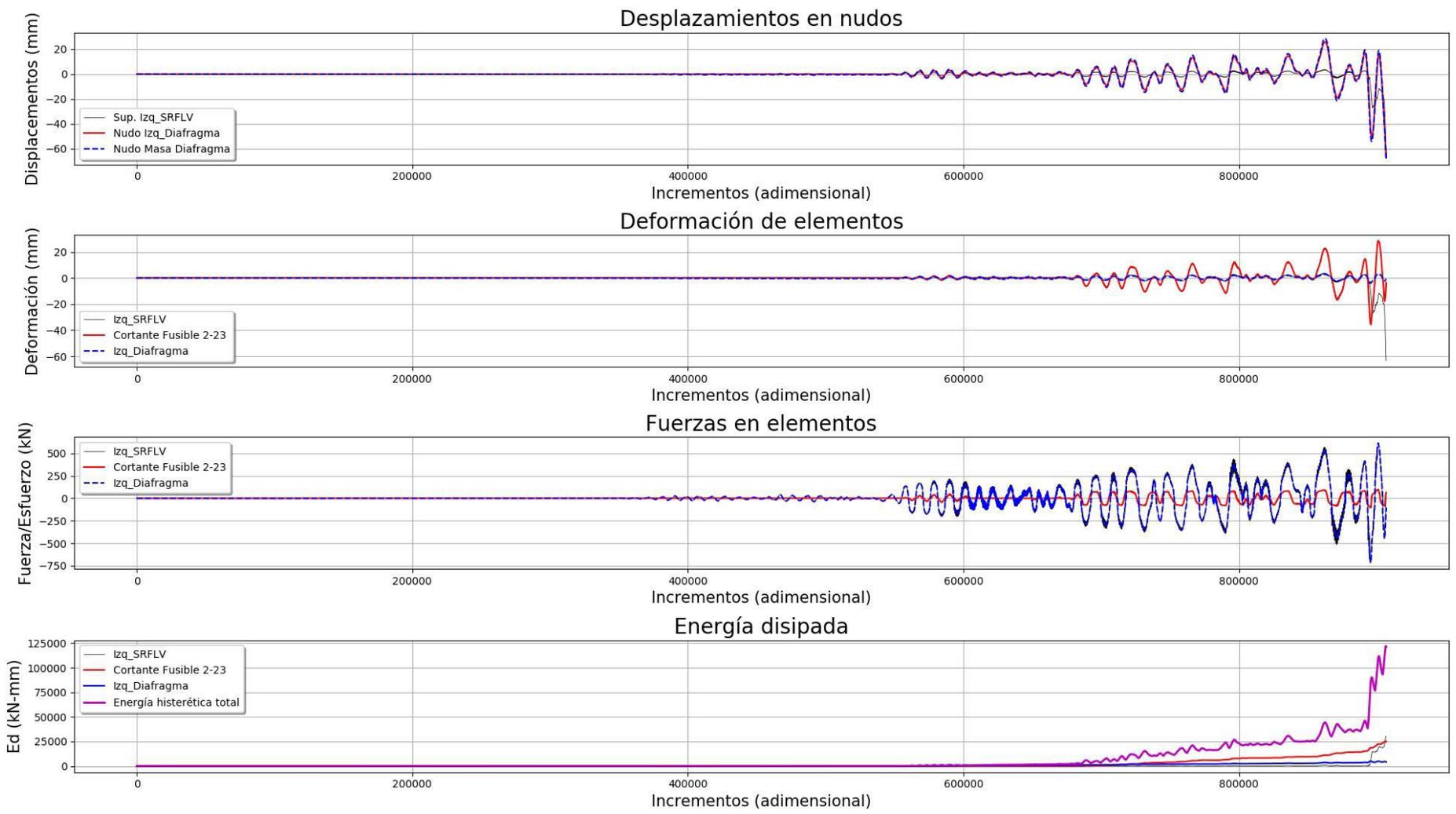


Figura 163 Registro 1485 del año 1999 en Chi-Chi, Taiwan tomado en la estación TCU045.

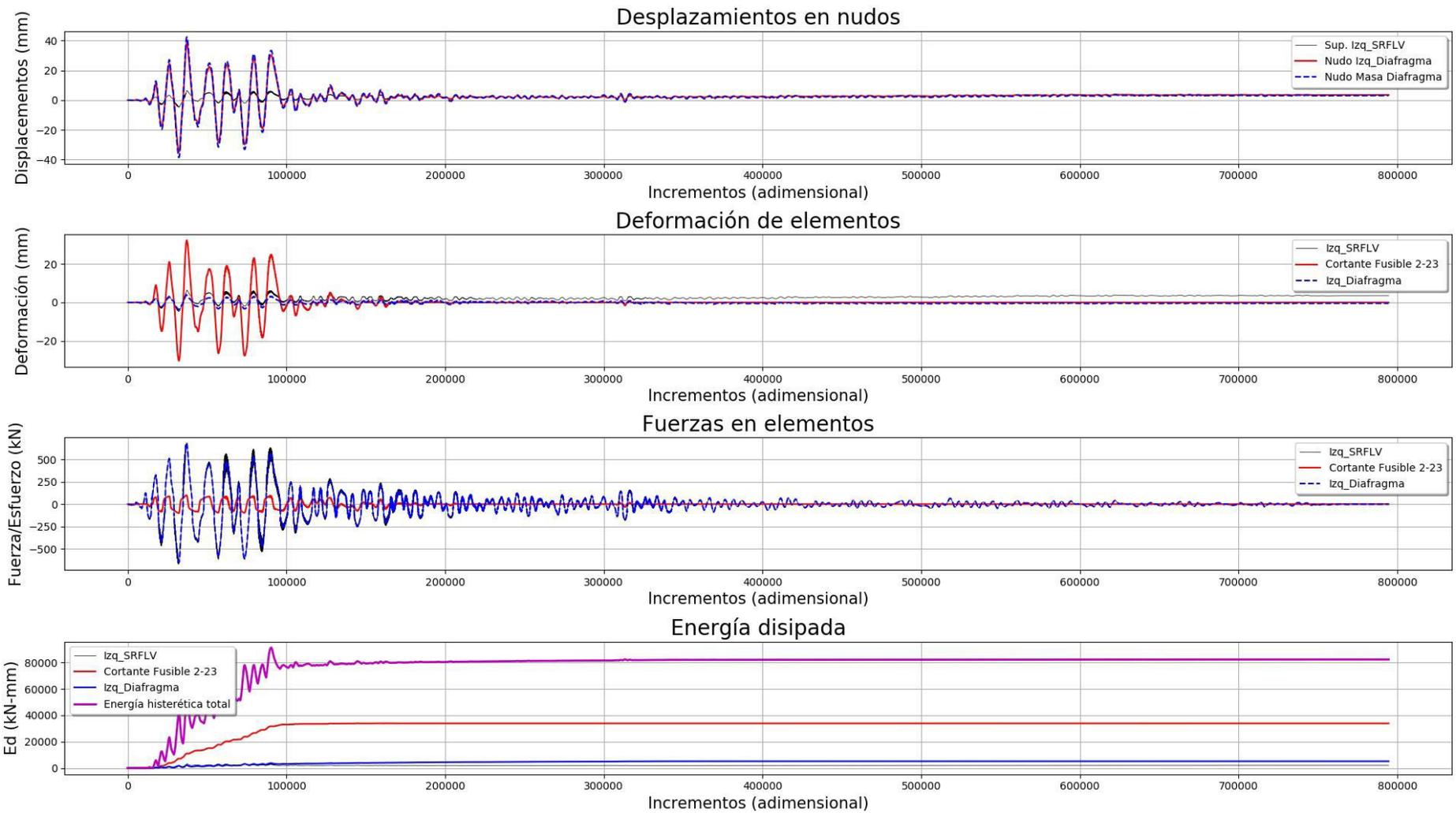


Figura 164 Registro 68 del año 1971 en San Fernando tomado en la estación LA-Hollywood Stor.

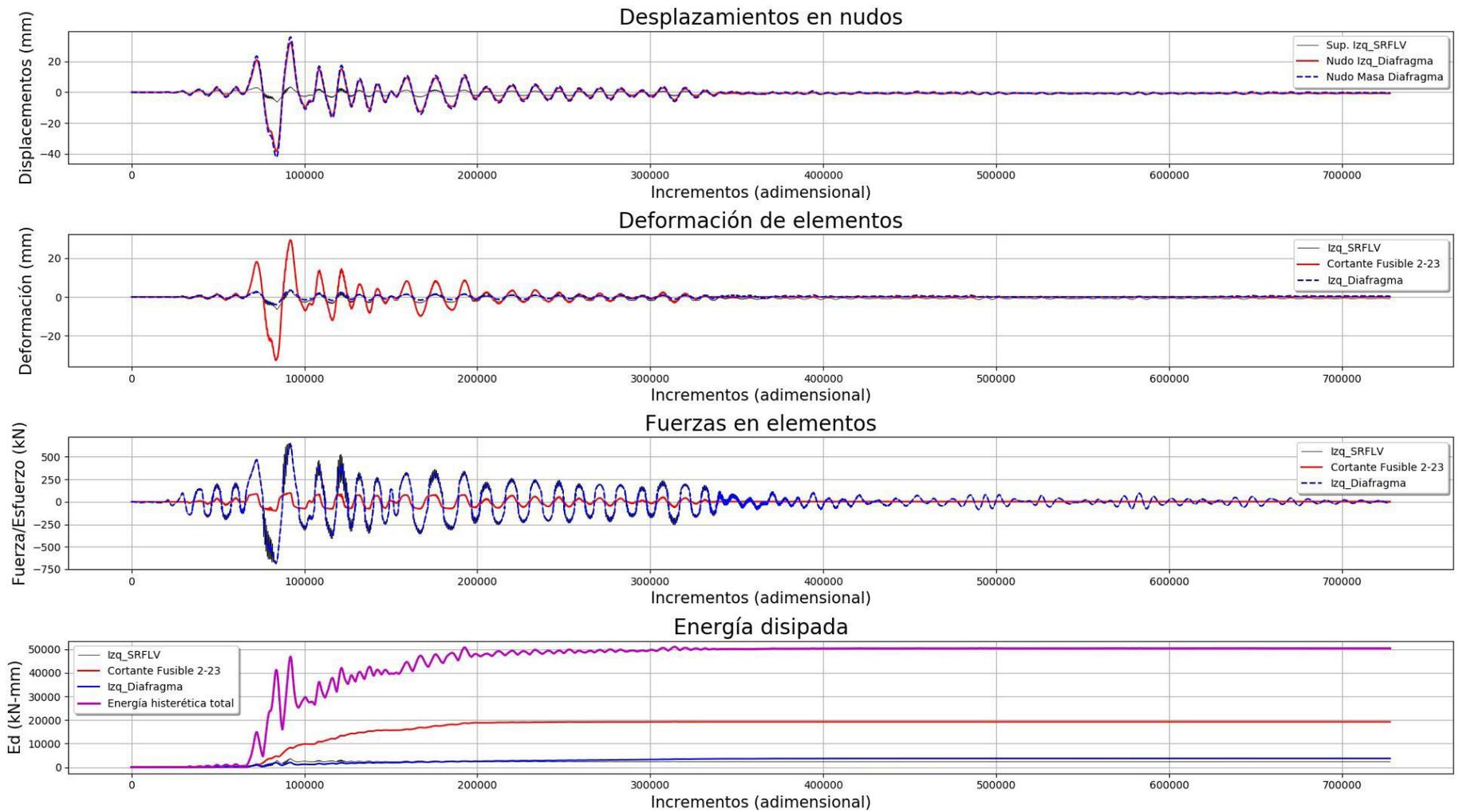


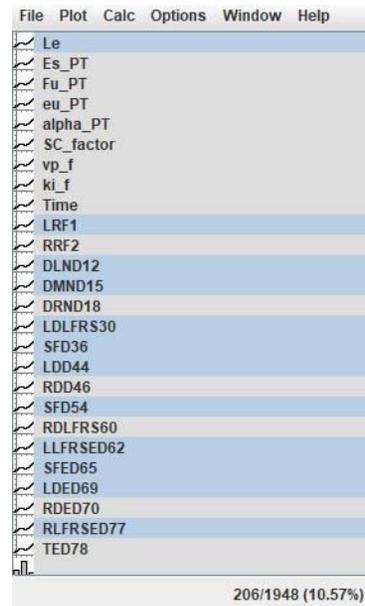
Figura 165 Registro 125 del año 1976 en Friuli, Italy tomado en la estación Tolmezzo.

## 12. Anexo D. Resultados de análisis de sensibilidad

Numero	Nombre	Abreviatura	Tipo variable
51	Espacio entre vLFRS y el PT 41-43	GFLFRSPT51	Fuerza/ Estrés
52	Cable PT 41-42	PTD52	Deformación
53	Cable PT 41-42	PTF53	Fuerza/ Estrés
54	Cortante en el fusible 4-43	SFD54	Deformación
55	Cortante en el fusible 4-43	SFF55	Fuerza/ Estrés
56	Tiempo analisis Espacio entre vLFRS y el PT 4-42	GDLFRSPT56	Tiempo Deformación
57	Reacción izquierda Espacio entre vLFRS y el PT 4-42	LRF1 GFLFRSPT57	Fuerza Fuerza/ Estrés
58	Reacción derecha Espacio entre vLFRS y el PT 4-41	RRF2 GDLFRSPT58	Fuerza Deformación
59	vLFRS izquierdo superior Espacio entre vLFRS y el PT 4-41	DLFRSN3 GFLFRSPT59	Desplazamiento Fuerza/ Estrés
60	vLFRS izquierdo superior vLFRS derecho	VLFRSN4 RDLFRS60	Velocidad Deformación
61	vLFRS izquierdo superior vLFRS derecho	ALLFRSN5 RFLFRS61	Aceleración Fuerza/ Estrés
62	PT nodo 1 vLFRS Izquierdo	DPTN1-6 TFERSED62	Desplazamiento Energía disipada
63	PT nodo 1 Espacio entre vLFRS y el PT 2-21	VPTN1-7 GFLFRSPTED63	Velocidad Energía disipada
64	PT nodo 1 Espacio entre vLFRS y el PT 2-22	APTNI-8 GFLFRSPTED64	Aceleración Energía disipada
65	PT nodo 2 Cortante en el fusible 2-23	DPTN2-9 SFFED65	Desplazamiento Energía disipada
66	PT nodo 2 Cable PT 21-22	VPTN2-10 PTED66	Velocidad Energía disipada
67	PT nodo 2 Espacio entre vLFRS y el PT 21-23	APTNI-11 GFLFRSPTED67	Aceleración Energía disipada
68	Nodo izquierdo del diafragma Espacio entre vLFRS y el PT 22-23	DLND12 GFLFRSPTED68	Desplazamiento Energía disipada
69	Nodo izquierdo del diafragma Resorte del diafragma izquierdo	VLND13 LDED69	Velocidad Energía disipada
70	Nodo izquierdo del diafragma Resorte del diafragma derecho	ALND14 RDED70	Aceleración Energía disipada
71	Masa del nodo del diafragma Espacio entre vLFRS y el PT 42-43	DMND15 GFLFRSPTED71	Desplazamiento Energía disipada
72	Masa del nodo del diafragma Espacio entre vLFRS y el PT 41-43	VMND16 GFLFRSPTED72	Velocidad Energía disipada
73	Masa del nodo del diafragma Cable PT 41-42	AMND17 PTED73	Aceleración Energía disipada
74	Nodo derecho del diafragma Cortante en el fusible 4-43	DRND18 SFFED74	Desplazamiento Energía disipada
75	Nodo derecho del diafragma Espacio entre vLFRS y el PT 4-42	VRND19 GFLFRSPTED75	Velocidad Energía disipada
76	Nodo derecho del diafragma Espacio entre vLFRS y el PT 4-41	ARND20 GFLFRSPTED76	Aceleración Energía disipada
77	PT nodo 2 vLFRS derecho	DPTN2-21 RLFRSED77	Desplazamiento Energía disipada
78	PT nodo 2 Energia total hysteretica	VPTN2-22 TED78	Velocidad
23	PT nodo 2	APTNI-23	Aceleración
24	PT nodo 1	DPTNI-24	Desplazamiento
5	PT nodo 1	VPTNI-25	Velocidad

Variables de entrada			
Numero	Nombre	Abreviatura	Tipo variable
	Párametro de esbeltez de pandeo global	le	
	Módulo de elasticidad de los cables postensados	Es_PT	
	Resistencia última a la tracción de los cables postensados	Fu_PT	
	Deformación unitaria de los cables postensados	eu_PT	
26	Relación entre (E <sub>v</sub> ) y (F <sub>u</sub> ) en los cables postensados	APTNI-26	Alpha_PT Aceleración
27	Factor de auto centrado	DRLFRSN27	SC factor
28	Capacidad de diseño del fusible vLFRS derecho superior	VRLFRSN28	VP desplazamiento
29	Resultado de analisis de la capacidad de rigidez inicial de vLFRS izquierdo superior	VLFRSN29	ki Aceleración
30	Tiempo vLFRS Izquierdo	LDLFRS30	Time Deformación
31	vLFRS Izquierdo	LFLFRS31	Fuerza/ Estrés
32	Espacio entre vLFRS y el PT 2-21	GDLFRSPT32	Deformación
33	Espacio entre vLFRS y el PT 2-21	GFLFRSPT33	Fuerza/ Estrés
34	Espacio entre vLFRS y el PT 2-22	GDLFRSPT34	Deformación
35	Espacio entre vLFRS y el PT 2-22	GFLFRSPT35	Fuerza/ Estrés
36	Cortante en el fusible 2-23	SFD36	Deformación
37	Cortante en el fusible 2-23	SFD37	Fuerza/ Estrés
38	Cable PT 21-22	PTD38	Deformación
39	Cable PT 21-22	PTF39	Fuerza/ Estrés
40	Espacio entre vLFRS y el PT 21-23	GDLFRSPT40	Deformación
41	Espacio entre vLFRS y el PT 21-23	GFLFRSPT41	Fuerza/ Estrés
42	Espacio entre vLFRS y el PT 22-23	GDLFRSPT42	Deformación
43	Espacio entre vLFRS y el PT 22-23	GFLFRSPT43	Fuerza/ Estrés
44	Resorte del diafragma izquierdo	LDD44	Deformación
45	Resorte del diafragma izquierdo	LFD45	Fuerza/ Estrés
46	Resorte del diafragma derecho	RDD46	Deformación
47	Resorte del diafragma derecho	RFD47	Fuerza/ Estrés
48	Espacio entre vLFRS y el PT 42-43	GDLFRSPT48	Deformación
49	Espacio entre vLFRS y el PT 42-43	GFLFRSPT49	Fuerza/ Estrés
50	Espacio entre vLFRS y el PT 41-43	GDLFRSPT50	Deformación

Figura 166 Variables de entrada y salida



## 12.1 Análisis estático

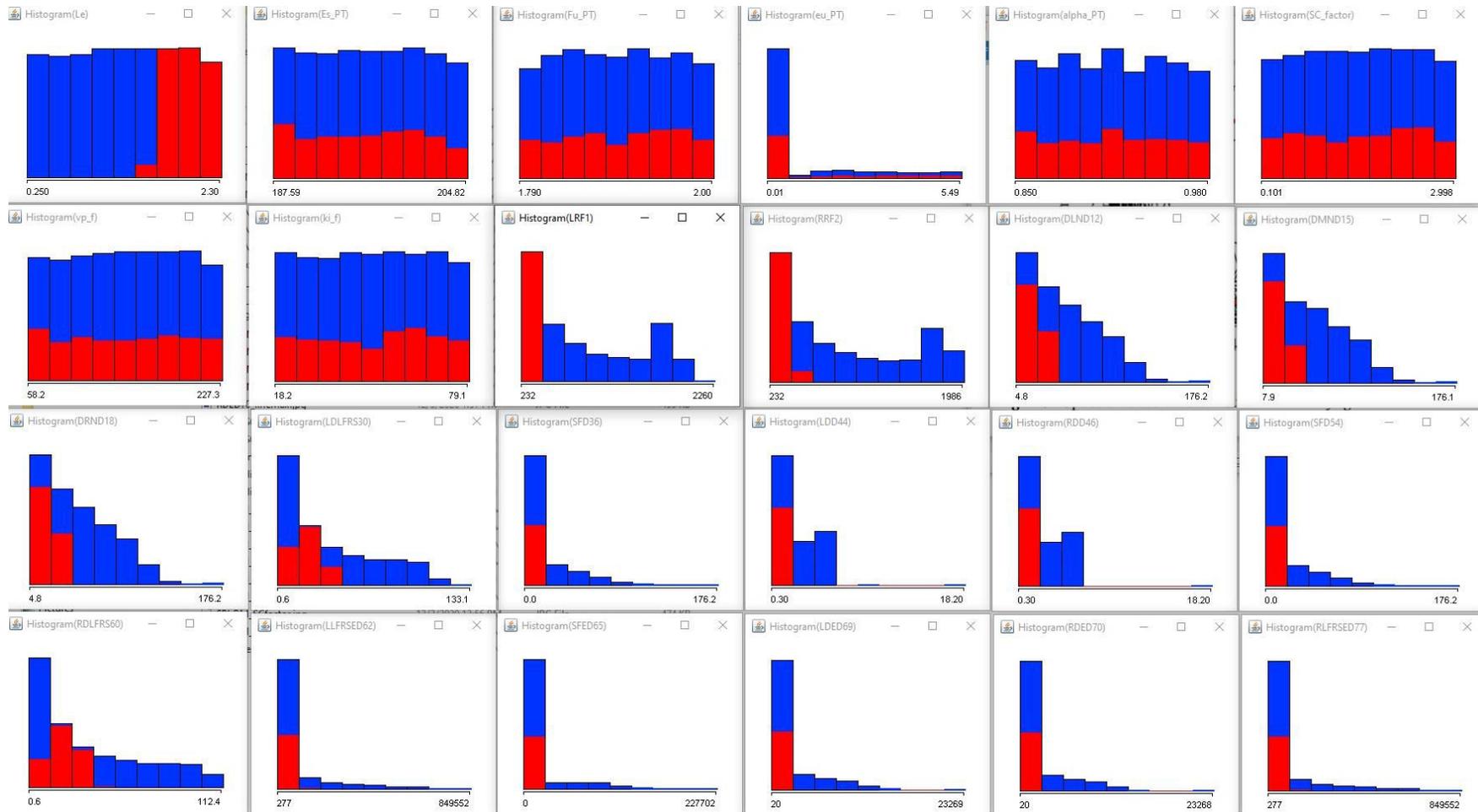


Figura 167 Resultado del análisis estático de la reacción izquierda mínima (LRF1).

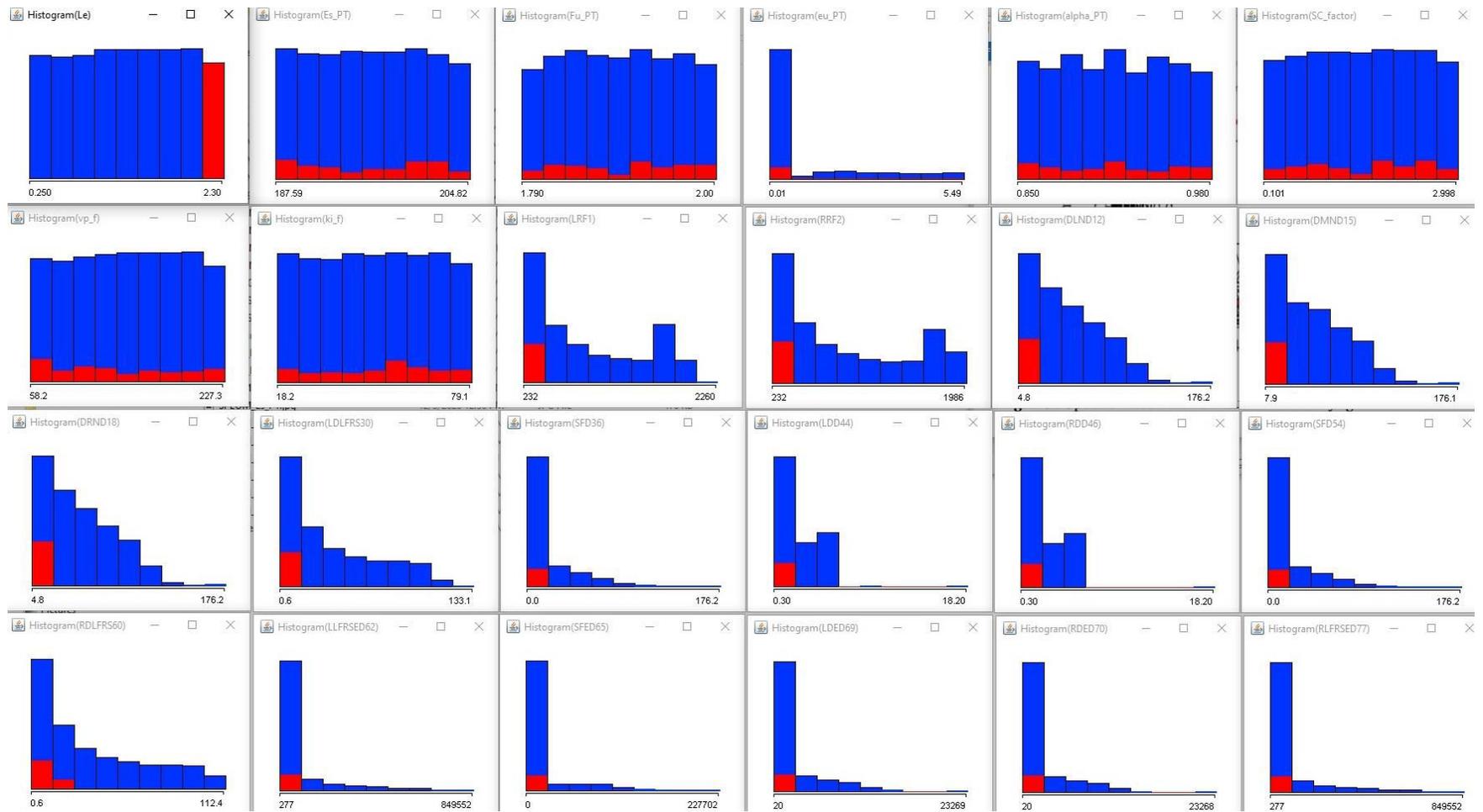


Figura 168 Resultado del análisis estático de la reacción izquierda mínima (LRF1).



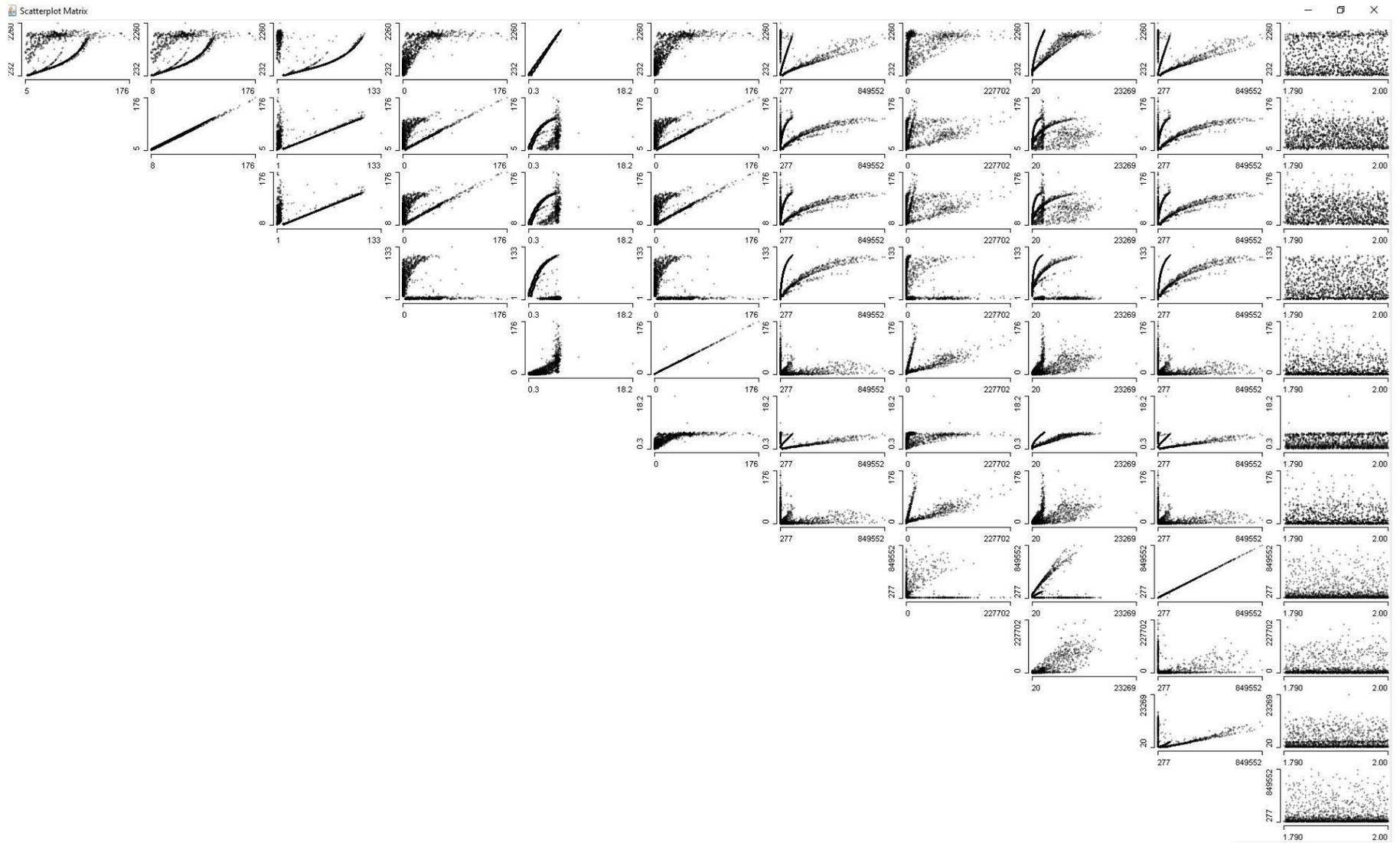


Figura 170 Resultado del análisis estático de la resistencia ultima a la tracción de los cables postensados ( $F_{u\_PT}$ ).

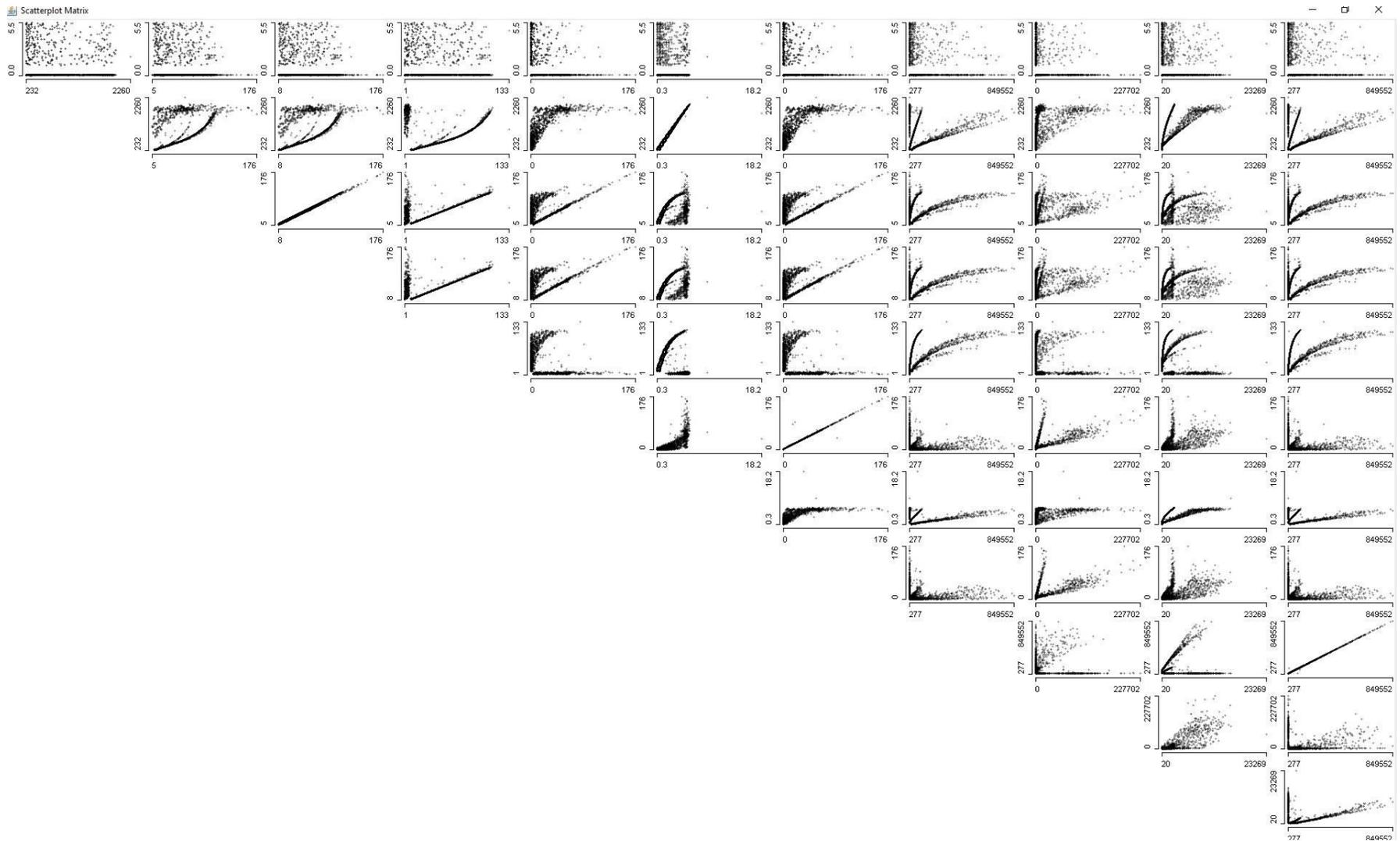


Figura 171 Resultado del análisis estático de la deformación unitaria de los cables postensados (eu\_PT).

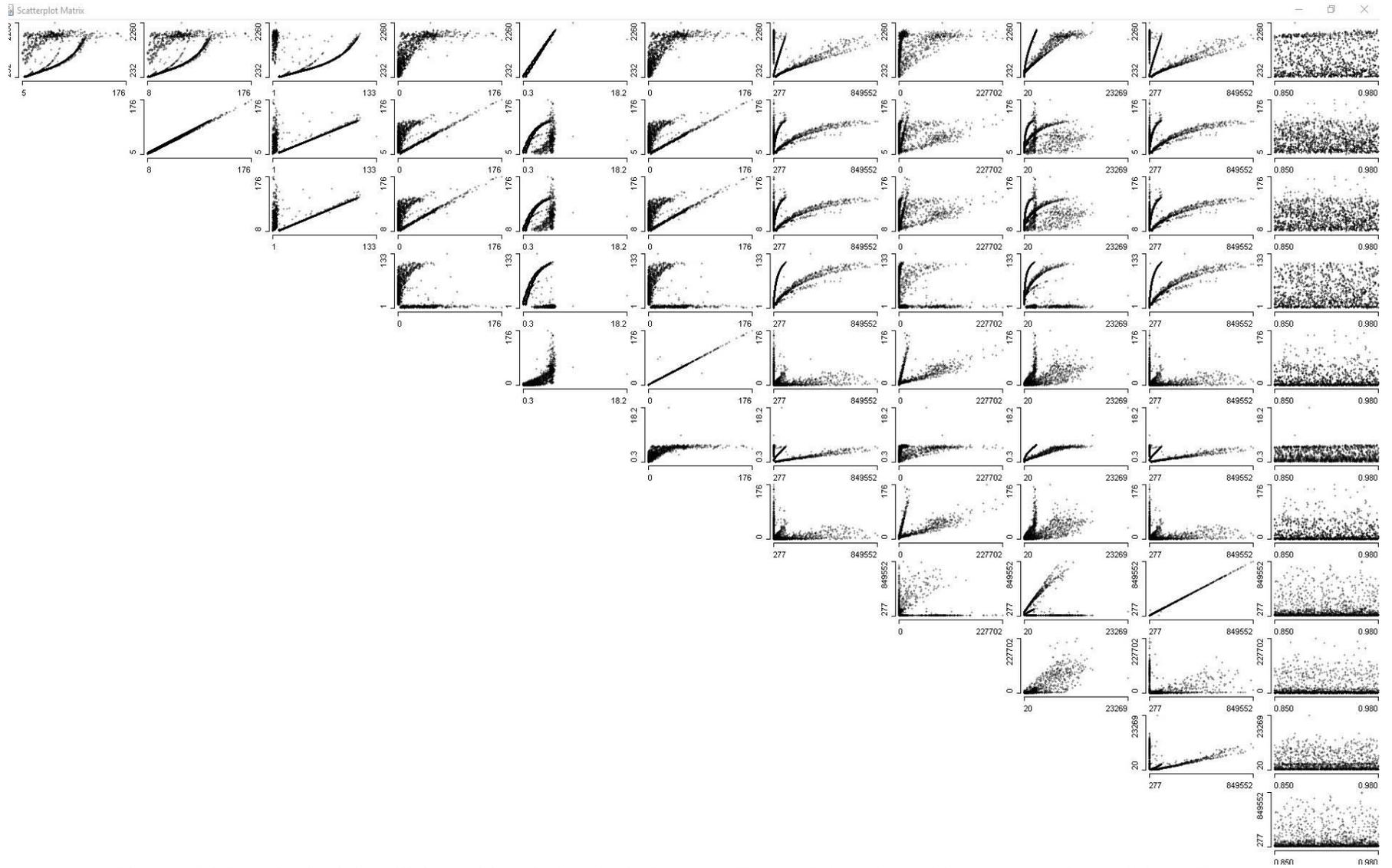


Figura 172 Resultado del análisis estático de la relación entre ( $F_y$ ) y ( $F_u$ ) en los cables postensados (Alpha\_PT).

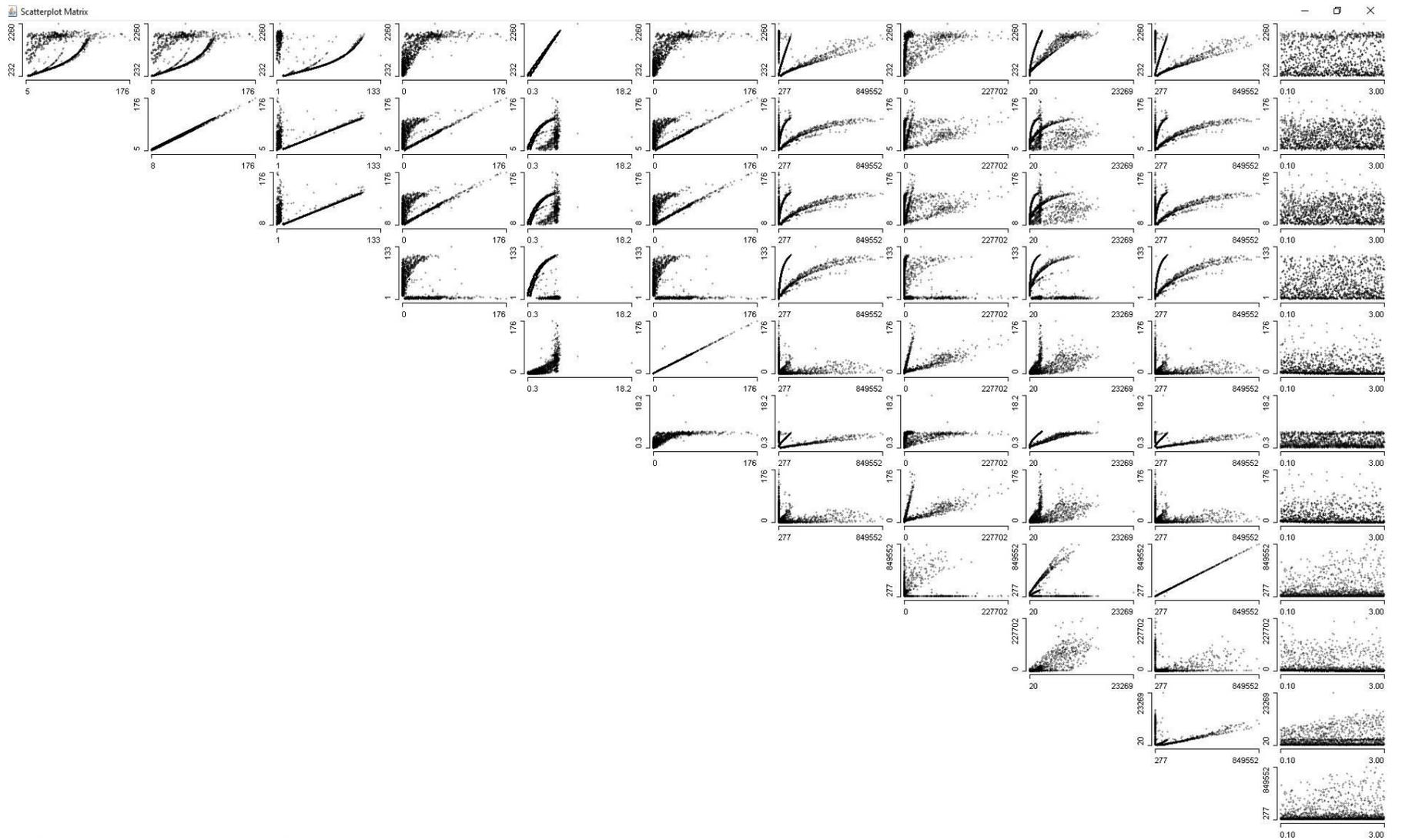


Figura 173 Resultado del análisis estático del factor de autocentrado (SC\_factor).

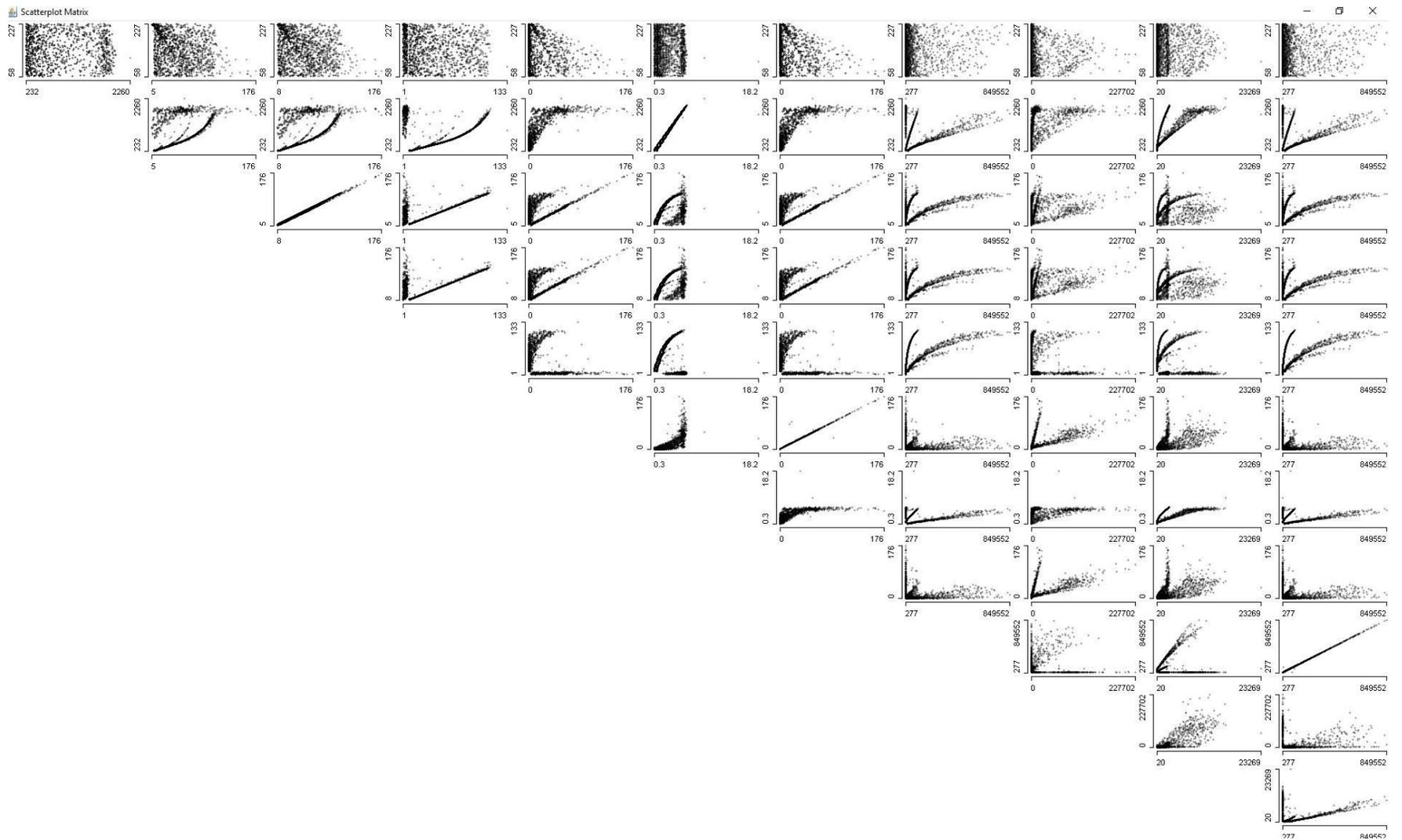


Figura 174 Resultado del análisis estático de la capacidad de diseño del fusible (vp\_f).

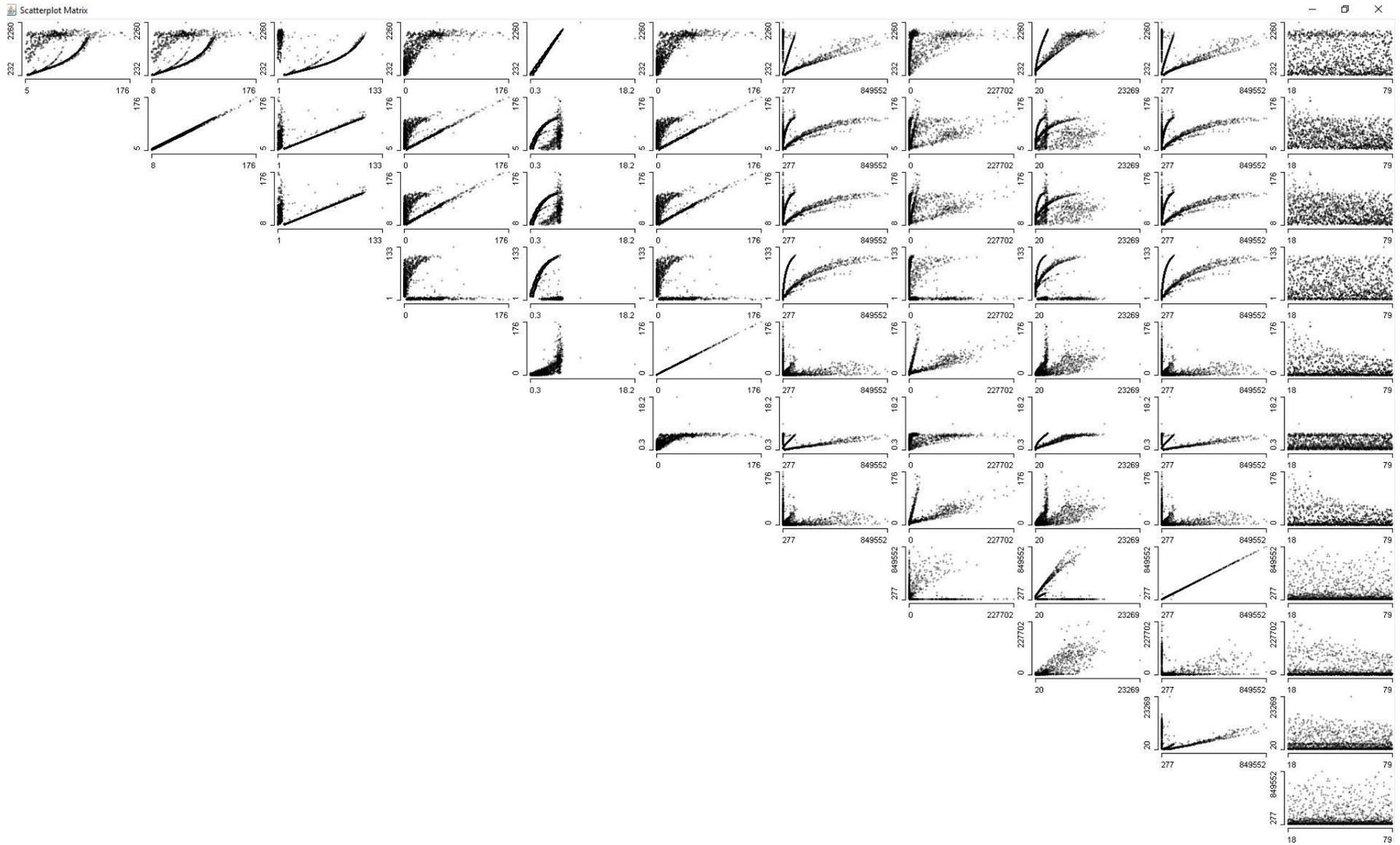


Figura 175 Resultado del análisis estático de la rigidez inicial del fusible ( $k_{i\_f}$ ).

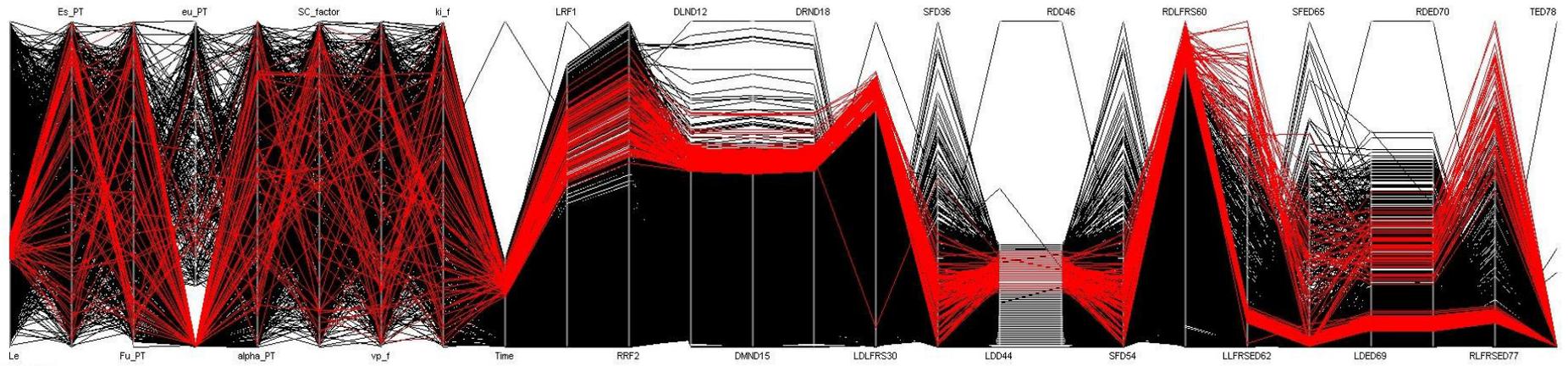


Figura 176 Resultados del análisis estático de las variables independientes.

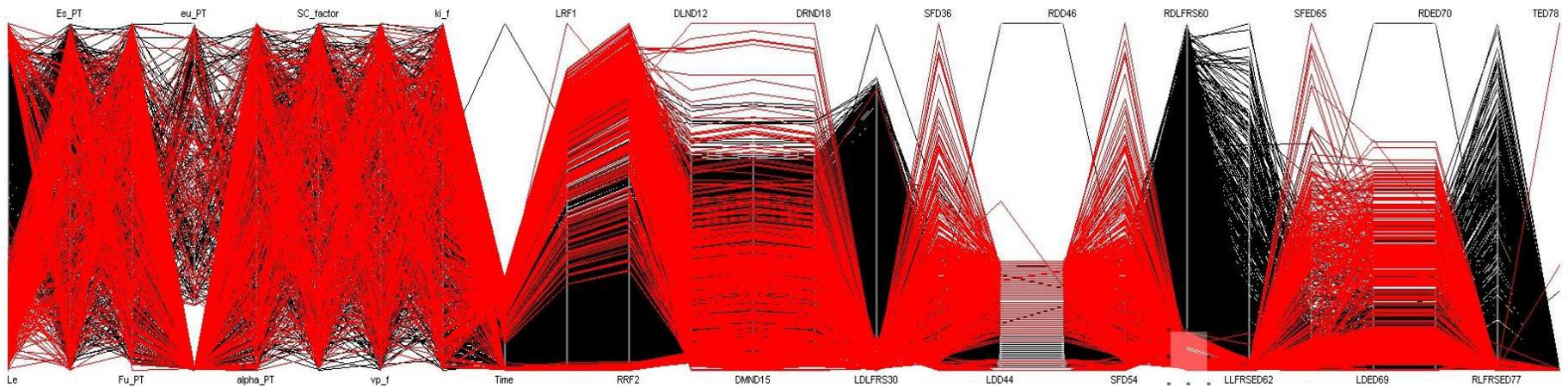


Figura 177 Resultados del análisis estático de las variables independientes.

## 12.2 Análisis dinámico

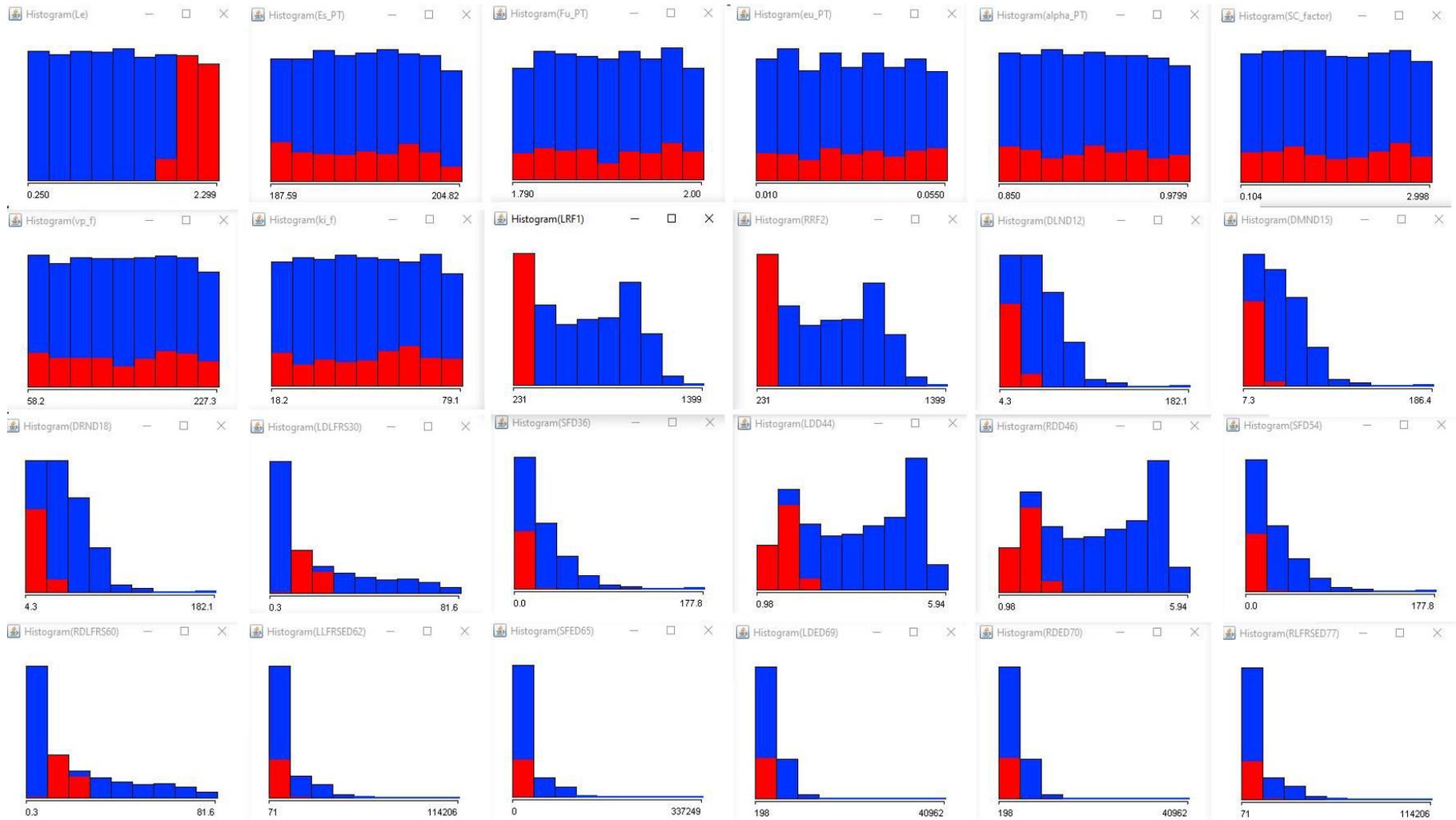


Figura 178 Resultado del análisis dinámico de la reacción izquierda mínima (LRF1).

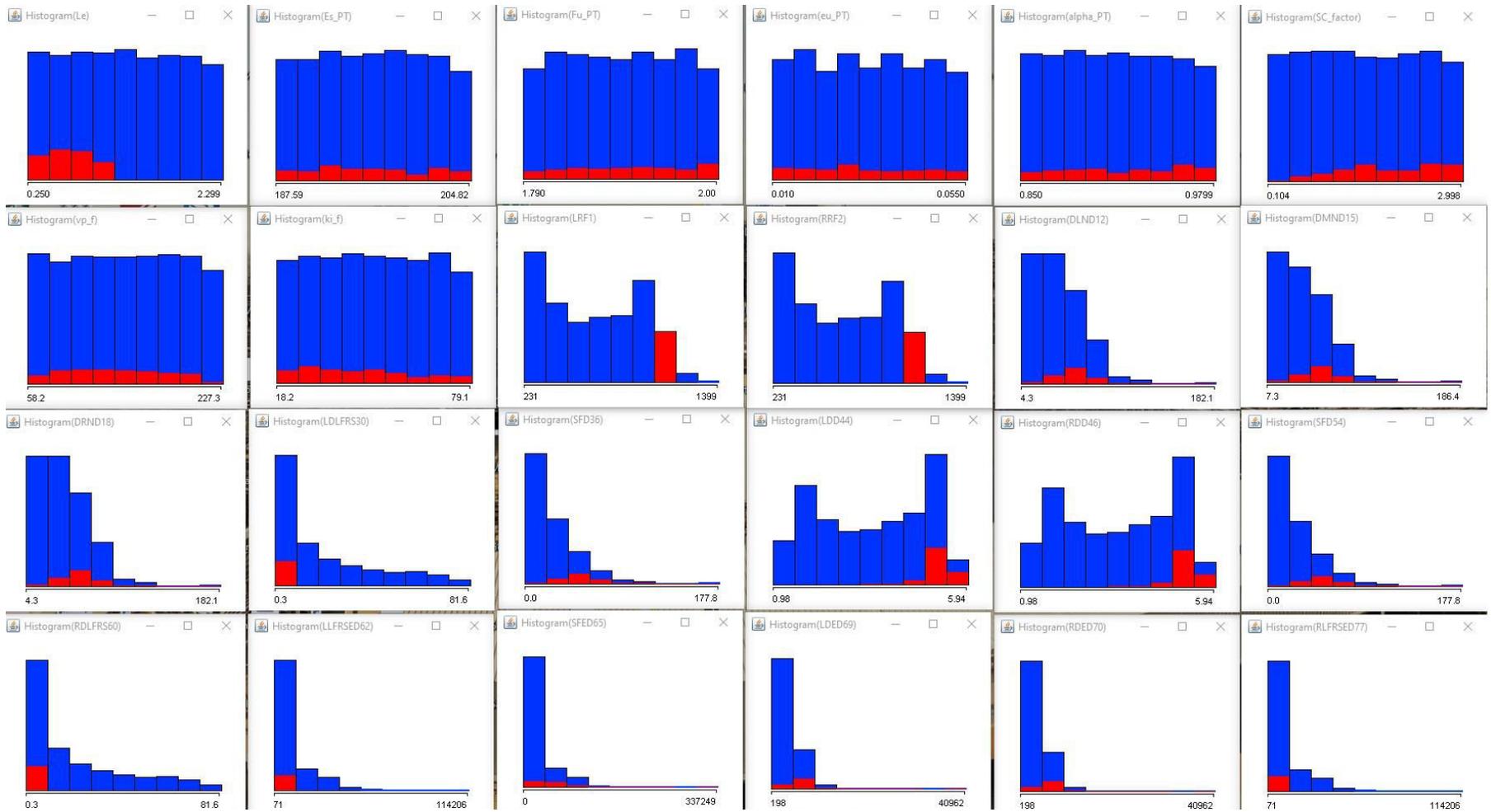


Figura 179 Resultado del análisis dinámico de la reacción izquierda máxima (LRF1).

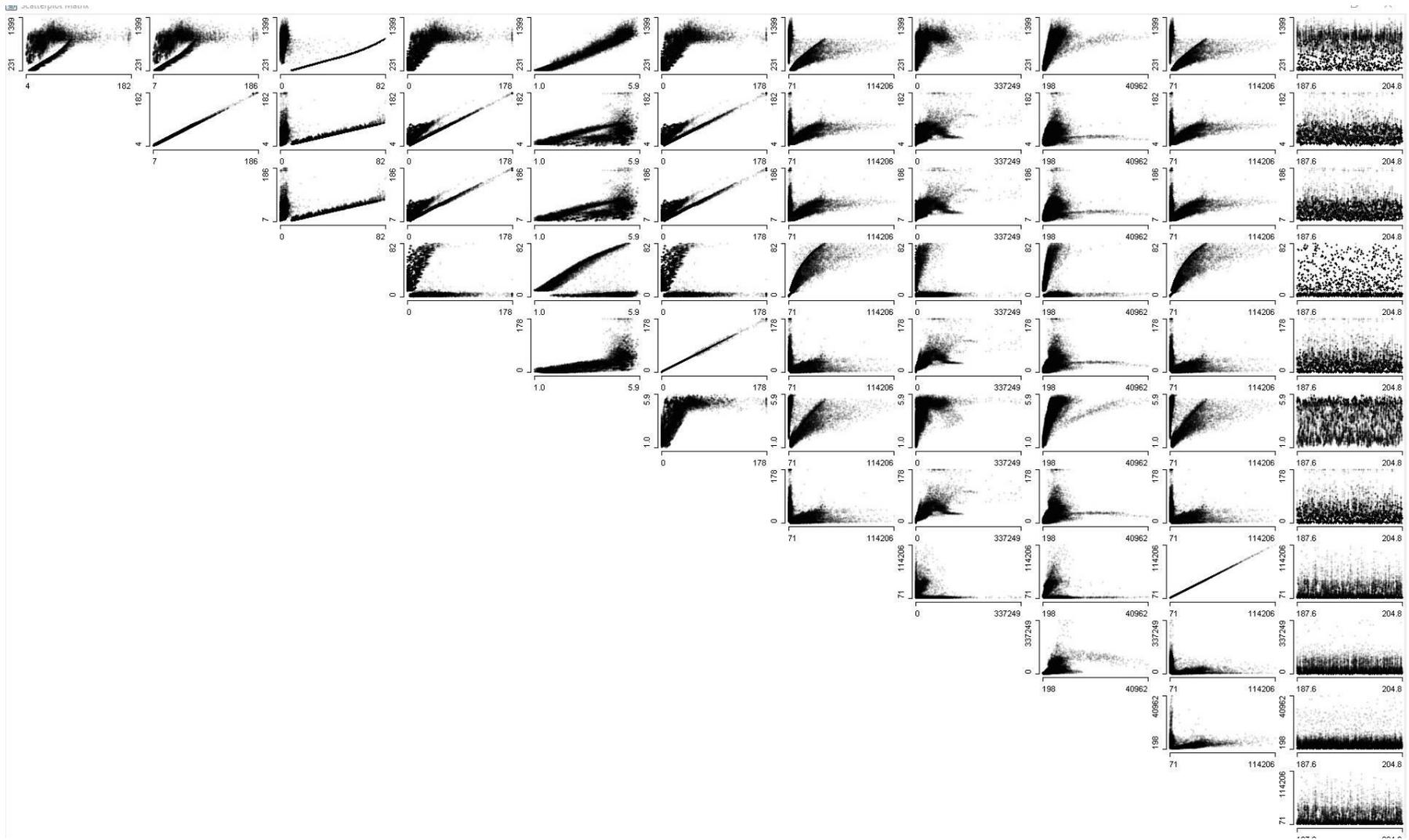


Figura 180 Resultado del análisis dinámico del módulo de elasticidad de los cables postensados ( $E_{s\_PT}$ ).

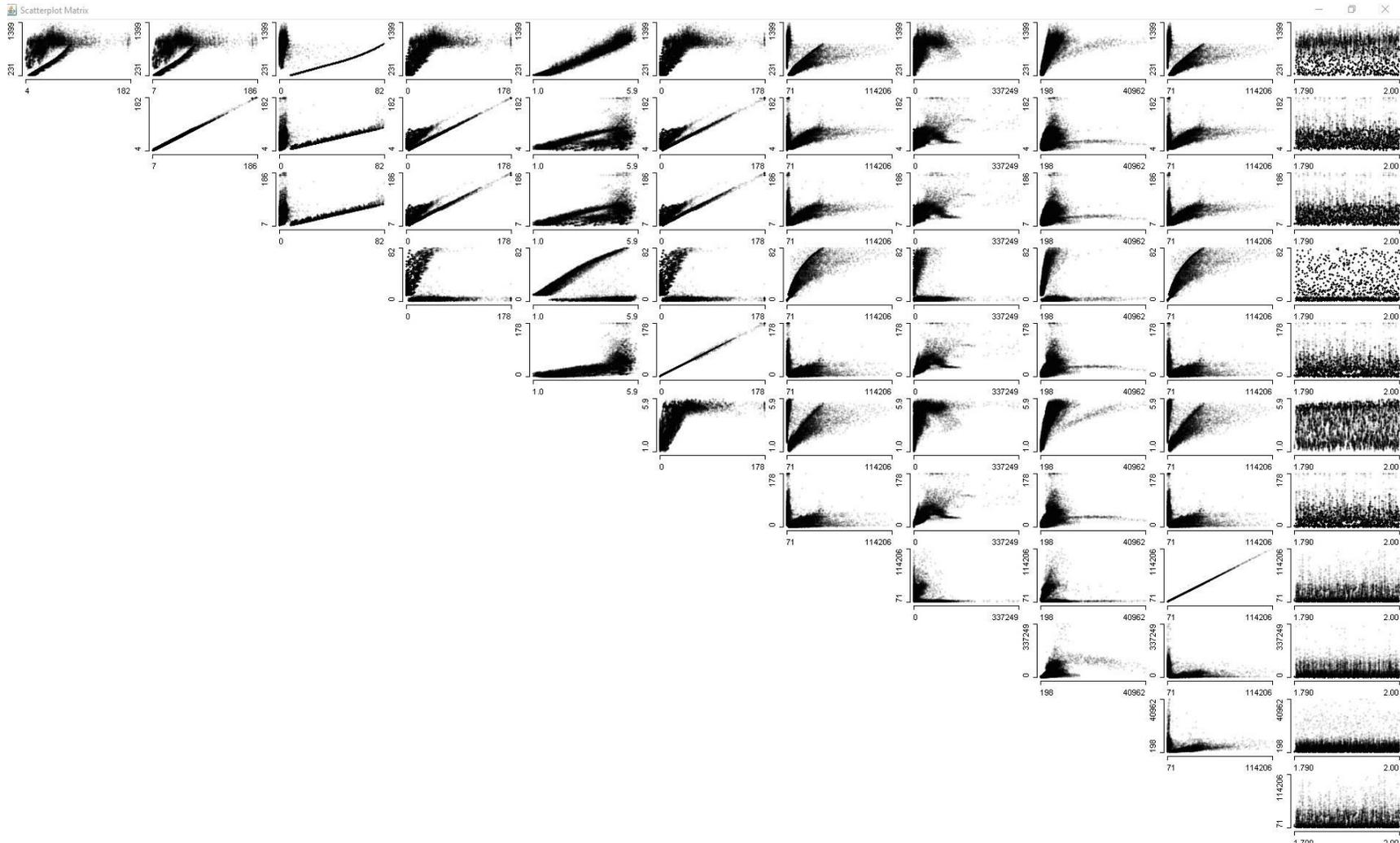


Figura 181 Resultado del análisis dinámico de la resistencia ultima a la tracción de los cables postensados ( $F_{u\_PT}$ ).

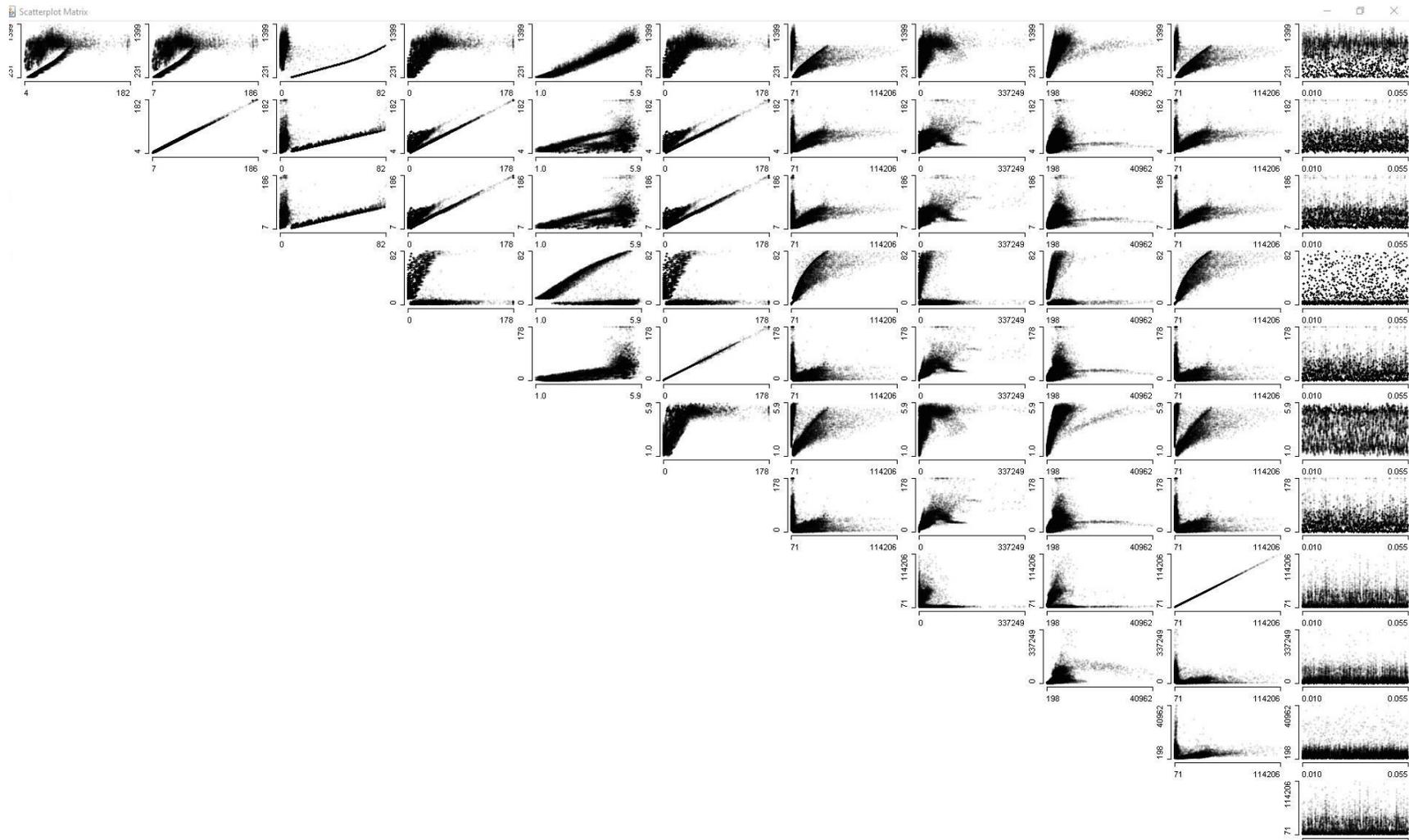


Figura 182 Resultado del análisis dinámico de la deformación unitaria de los cables postensados (eu\_PT).

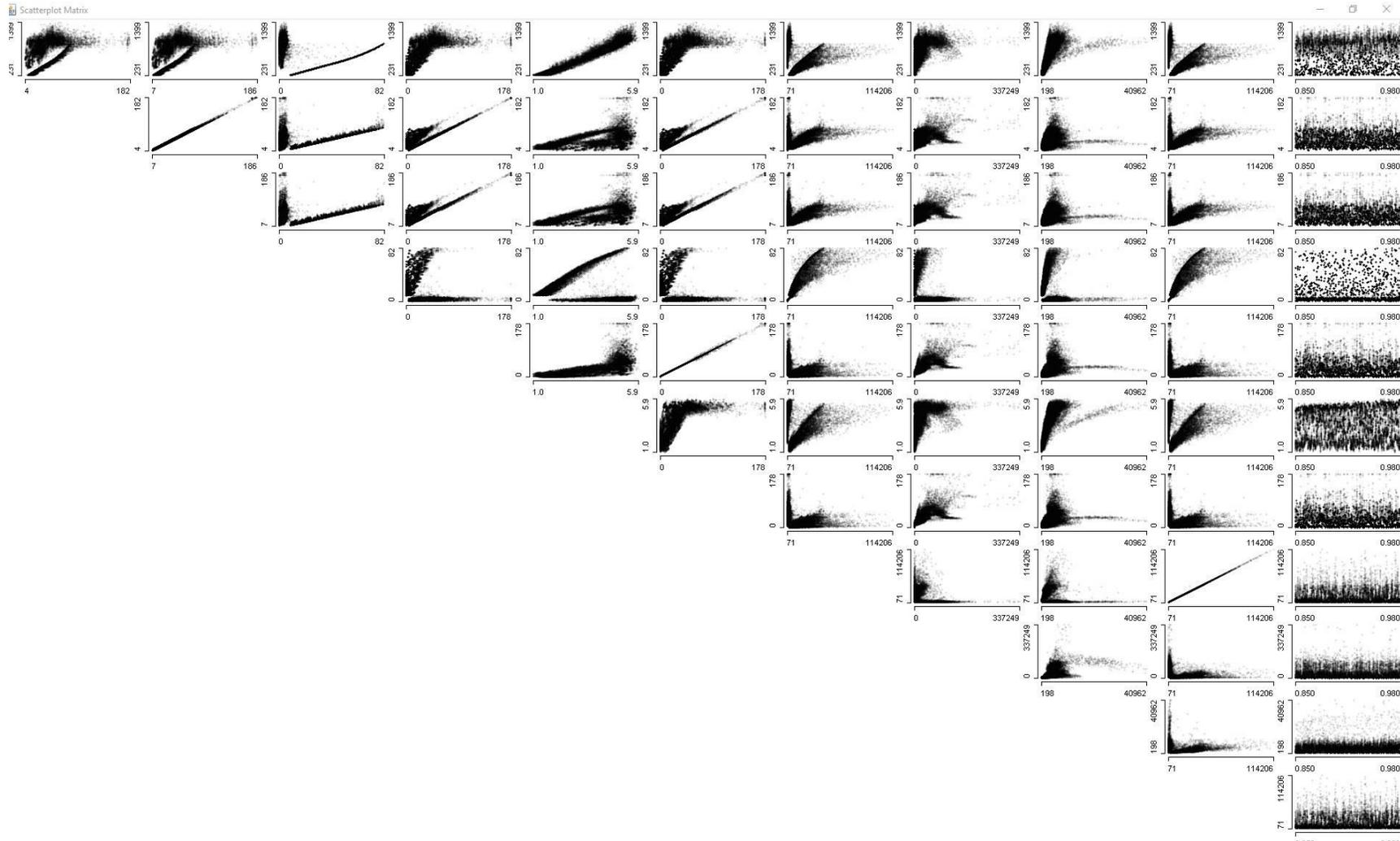


Figura 183 Resultado del análisis dinámico de la relación entre ( $F_y$ ) y ( $F_u$ ) en los cables postensados ( $\text{Alpha}_{PT}$ ).





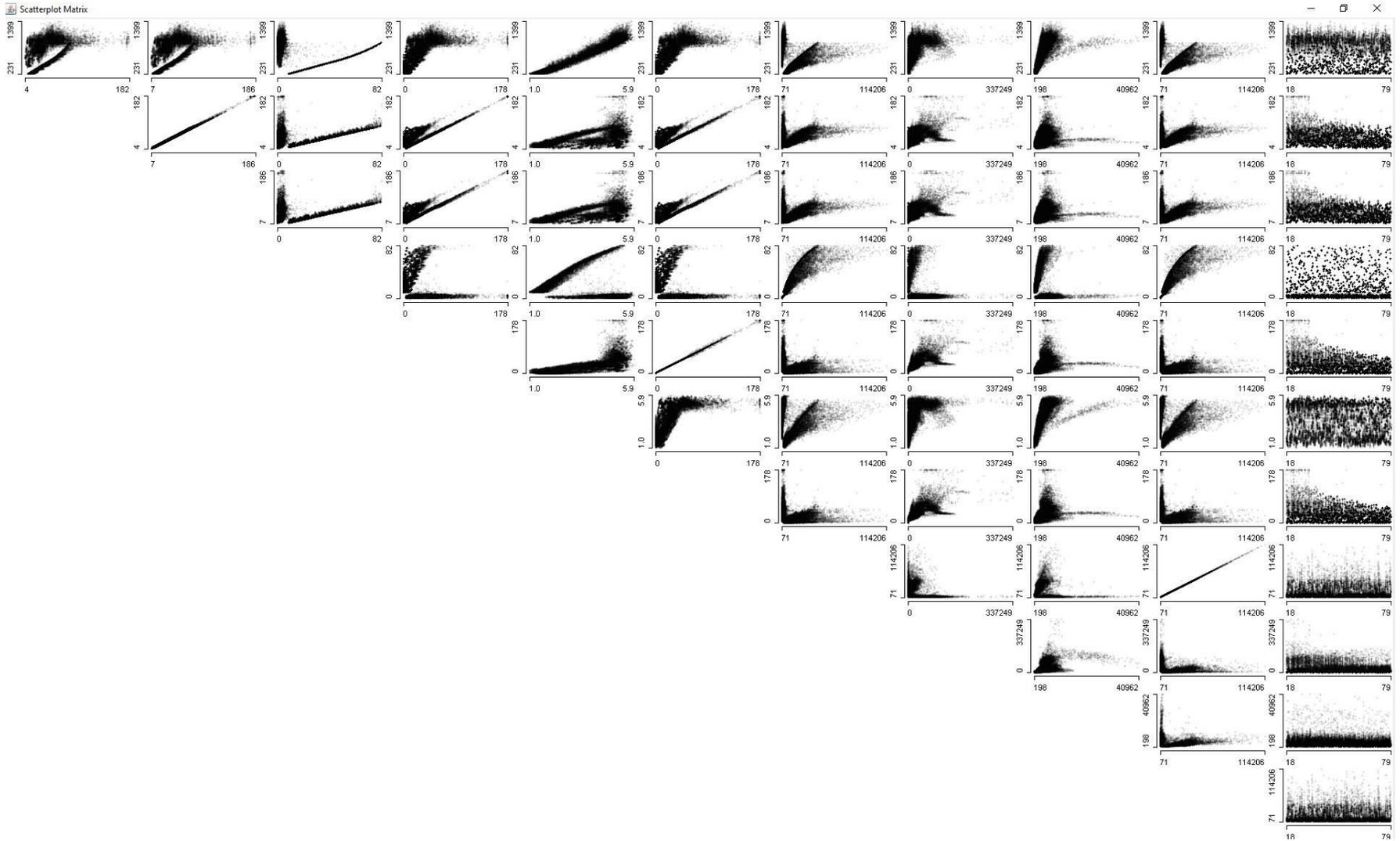


Figura 186 Resultado del análisis dinámico de la rigidez inicial del fusible ( $k_{i_f}$ )