PANELES DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PASIVOS PARA REFUERZO DE ESTRUCTURAS SOMETIDAS A ACCIONES SÍSMICAS

Pablo Mariano Barlek Mendoza

Magíster en Ingeniería Estructural

Ingeniero Civil

Universidad Nacional de Tucumán

Tesis presentada en parcial cumplimiento de los requisitos para la obtención del grado académico de Doctor en Ingeniería

Dirigida por: Dr. Ing. Ricardo Daniel Ambrosini

Codirigida por: Dra. Ing. Bibiana María Luccioni

Instituto de Estructuras "Ing. Arturo M. Guzmán"

Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología

Universidad Nacional de Tucumán

San Miguel de Tucumán, Septiembre de 2021

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no hubiera podido llegar a concretarse de no ser por el apoyo y la ayuda de un grupo de personas a las que no puedo dejar de expresar mi más profunda gratitud.

Al Dr. Daniel Ambrosini, director de esta tesis. Muchas gracias por haber aceptado trabajar conmigo a pesar de que no nos habíamos conocido previamente. Su seriedad y visión como investigador permitió orientar este trabajo a buen puerto, permitiendo casi siempre pensar un paso por delante de lo que estábamos haciendo en determinado momento. Trabajar con usted fue una excelente experiencia que enriqueció profundamente mi formación académica tanto como docente e investigador.

A la Dra. Bibiana Luccioni, codirectora de este trabajo y directora de la carrera de doctorado. Siempre le estaré agradecido por su dedicación, buen trato y por todo el tiempo que dedicó a este trabajo a pesar de que no se encuentra dentro de los temas que usted trabaja normalmente. Sin contar que fue usted quien me sugirió la posibilidad de trabajar con el Dr. Ambrosini, lo cual resultó ser un muy buen consejo.

A todo el grupo de investigación del Área de Dinámica Experimental del IMERIS, Universidad Nacional de Cuyo, que realmente me hicieron sentir como en casa durante mis estancias para realizar las campañas experimentales. En particular, me gustaría agradecer al Bioingeniero Gabriel Houri, cuya ayuda resultó fundamental en cuestiones relacionadas con los ensayos, y al Dr. Martín Domizio, quien colaboró en el acondicionamiento de los registros sísmicos.

A los docentes, investigadores y personal de apoyo del Instituto de Estructuras. En ese sentido, debo expresar mi gratitud para con el Mg. Ing. Sergio Gutiérrez, quien brindó mucho apoyo para que esta tesis se pudiera finalizar, Mg. Ing. Enrique Galíndez, quien ofreció un impulso inicial importante, y Mg. Ing. Oscar Dip, quien siempre se prestó para debatir cuestiones relevantes relacionadas a la Dinámica Estructural. El Dr. Facundo Isla Calderón merece una mención especial, ya que prestó su ayuda y tiempo de forma desinteresada en los tramos críticos de esta tesis.

A mis amigos y otrora compañeros de camada del posgrado: Martín Almenar, Alejandra Daziano, Javier Danna, Nicolás Labanda, Javier Lucero y Exequiel Santucho. A mis compañeros de oficina durante el desarrollo de esta tesis: Luciana Argañaraz Sáenz y Fabián Fiengo Pérez.

No me puedo olvidar de mis hermanos sanjuaninos: Pablo Marcuzzi y Gustavo Navarta, que siempre aportan ideas y apoyo desde su lugar.

A mi familia, sin ellos nada de esto hubiera sido posible. Gracias a mi mamá y a mis abuelos que siempre bregaron por mi educación y bienestar. A mi papá, quién para mí constituye un modelo de lo que un docente-investigador tiene que ser. Extraño tenerte en el instituto y la facultad, pero quiero que sepas que siempre me ayudas a ver la vida desde otra perspectiva, una mucho más valiosa.

A mi amor Zelmira y su familia, quienes comprendieron y apoyaron mi dedicación por la investigación incluso en los momentos más complicados.

Por último, me gustaría agradecer el apoyo financiero brindado por CONICET, en su momento, y por SCAIT - UNT, en la recta final.

RESUMEN

Los dispositivos pasivos de control de vibraciones son frecuentemente usados en estructuras sometidas a la acción sísmica ya que los mismos no requieren de una fuente de energía externa. Investigaciones recientes en este campo se han enfocado parcialmente en paneles disipadores pasivos. En esta tesis se presenta un novedoso tipo de panel pasivo: el panel sismorresistente de fricción generalizada (PSFG). Este tipo de panel está diseñado para tener un comportamiento mixto que combina los beneficios de un disipador tradicional por fricción con un amortiguador de masa sintonizado (AMS). El PSFG básicamente consiste en un marco exterior metálico que cuenta con estantes o canales intermedios dispuestos a distintas alturas. Estos canales están conformados por perfiles U con el lado abierto ubicado hacia arriba. Sobre estos canales se apoyan bloques sólidos de plomo u otro material de alta densidad que tienen permitido el deslizamiento en la dirección horizontal dentro del plano del panel. De esta manera, se disipa energía por medio del trabajo realizado por la fuerza de fricción sobre los bloques deslizantes. En el caso del prototipo original, la interfaz de contacto entre los bloques y el perfil metálico estuvo conformada en ambas caras por láminas finas de politetrafluoroetileno (PTFE) para reducir el coeficiente de rozamiento aunque esto puede variar de acuerdo a las necesidades. Los PSFGs tienen la ventaja de que pueden ser usados como relleno divisorio para pórticos de hormigón armado y pórticos metálicos tanto en estructuras que requieran una rehabilitación sísmica como en estructura nuevas.

Se realizaron estudios experimentales y numéricos para comprobar la capacidad de los paneles para disipar energía. En este sentido, se construyó y ensayó en mesa vibratoria un prototipo a escala real de PSFG. Para estas pruebas se seleccionaron registros sísmicos reales del tipo impulsivo. Las respuestas dinámicas del panel se caracterizaron mediante mediciones de aceleraciones y desplazamientos en diferentes puntos. Para comprobar la efectividad del dispositivo para reducir desplazamientos se realizaron ensayos sobre el mismo prototipo pero con bloques fijos, esto es imposibilitados de deslizar. Los resultados experimentales muestran que el PSFG con bloques libres de deslizar presenta desplazamientos inferiores comparados con los del prototipo con bloques fijos.

Paralelamente, se propuso un modelo computacional simplificado, basado en elementos de viga, para reproducir el comportamiento del PSFG. Este modelo incluye elementos discretos con la posibilidad de reproducir el deslizamiento de las masas de forma de poder incluir los efectos de la fricción de Coulomb. Los resultados obtenidos fueron contrastados con las mediciones experimentales, lográndose un muy buen ajuste.

Por último, se seleccionaron dos estructuras típicas de edificios (una de tres niveles y otra de diez) para realizar un estudio numérico sobre el comportamiento de estos paneles en conjunto con una estructura. Para ello se diseñaron PSFGs de manera que sus frecuencias fundamentales sean próximas a las de los edificios. Los modelos simplificados de los paneles se implementaron en los modelos computacionales de los edificios. Los mismos fueron sometidos a análisis dinámicos no lineales ante diversos tipos de registros sísmicos, tanto impulsivos como de larga duración. Finalmente, se compararon las respuestas entre las estructuras reforzadas con PSFGs y las estructuras originales sin reforzar, lográndose reducciones de desplazamiento de entre el 5 y el 30%.

ABSTRACT

Passive energy dissipation devices are frequently used in structures subjected to seismic action because they do not require an external source of energy. Recent research on this field has partly focused on passive dissipation panels. In this thesis, an innovative type of passive panel is introduced: the generalized friction panel (GFP). This type of panel is designed to have a mixed behavior that combines the benefits of both a conventional friction damper and a tuned mass damper (TMD). GFP basically consists of an external metallic frame with horizontal shelves placed at different heights. U-channel type sections with the open end facing upwards are adopted for these shelves. Parallelepiped solid lead blocks are positioned on the shelves, having the ability to slide in the horizontal direction within the panel plane. Energy is dissipated by means of the work done by the friction force on the sliding blocks. Contact faces between blocks and metallic type sections were coated with thin layers of polytetrafluoroethylene (PTFE) on both sides in the original prototype. This was done in order to reduce friction coefficient, but this may vary depending on the necessities of each structure. Furthermore, GFPs have the advantage they can be used as dividing infill for reinforced concrete (RC) and metallic frames both in existing structures that need retrofitting as well as in new structures.

Experimental and numerical studies were carried out to test the panel's capability to dissipate energy. Firstly, a real scale prototype of a GFP was built and tested on a shaking table. Real scaled seismic records of impulsive type were selected to perform these tests. Acceleration and displacement histories of the prototype were measured at certain points. To establish the device's effectiveness in reducing displacements, tests with fixed blocks, unable to slide, were also carried out. Experimental results show that GFPs with sliding blocks exhibit lower displacements compared to GFPs with fixed blocks.

Additionally, a simplified numerical model based on frame elements was proposed to simulate GFP behavior. In order to consider Coulomb friction in this model, it includes discrete elements that are able to reproduce blocks' mass slippage. Results of these numerical models were then contrasted with tests results, and a good agreement was observed.

Then, a three story height and a ten story height building structures were selected to carry out a numerical study about the joint behavior between GFPs and main structure. The panels were designed so that their fundamental frequency was similar to that of the buildings. GFPs simplified numerical models were implemented on the buildings' computational models. Nonlinear dynamic analyses were carried out to the reinforced structures considering different types of seismic records, both of impulsive and long duration type. Lastly, some of the main response parameters obtained for the retrofitted structure were contrasted to the behavior of the original structure, yielding maximum displacement reductions between 5 and 30%.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Agradecimientos ii

Resumen iii

Abstract iv

Índice de Contenidos v

CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN 1

I.1 Motivación de la tesis 1

I.2 Objetivos 4

I.2.a Objetivo genera 4

I.2.b Objetivos específicos 4

I.3 Contenido de la tesis 5

CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE 7

II.1 Introducción 7

II.2 Control de vibraciones en estructuras civiles 8

II.2.a Estrategias de control de vibraciones en estructuras 8

II.2.b Tipos de control estructural 9

II.3 Control activo 11

II.4 Control semi-activo 12

II.5 Control híbrido 13

II.6 Control pasivo 14

II.6.a Dispositivos pasivos tipo riostra 14

II.6.a.(i) Amortiguadores por fluencia de metales 14

II.6.a.(ii) Amortiguadores de fricción 16

II.6.a.(iii) Amortiguadores viscoelásticos 18

II.6.a.(iv) Amortiguadores de fluido viscoso 19

II.6.b Dispositivos pasivos de masa 20

II.6.b.(i) Amortiguadores de masa sintonizados 20

II.6.b.(ii) Amortiguadores de líquido sintonizados 23

II.6.c Paneles pasivos de disipación de energía 23

II.6.c.(i) Paneles de amortiguamiento viscoso VWD (Miyazaki et al, 1986) 24

II.6.c.(ii) Paneles pasivos de mampostería semi-enclavada (Totoev y Lin, 2012) 24

II.6.c.(iii) Panel de fricción con hormigón aligerado (Nabid, Hajirasouliha y Petkovski, 2017) 25

II.7 Paneles suplementarios no pasivos 26

II.7.a Paneles de placas de acero y perfiles de placas plegadas en frío (Mohebbi et al, 2016) 26

II.7.b Paneles de acero corrugado (Bahrebar et al, 2016) 27
II.7.c Panel de hormigón armado tipo sándwich (Palermo y Trombetti, 2016) 27
II.7.d Paneles compuestos de acero y hormigón (Zhang, Qin y Chen, 2015) 28
II.8 Comentarios finales 29

CAPÍTULO III – CINEMÁTICA DE BLOQUE DESLIZANDO SOBRE UNA SUPERFICIE PLANA CON FRICCIÓN 30
III.1 Introducción 30
III.2 Generalidades de fricción 30
III.2.a Fricción seca 31
III.3 Planteo de ecuaciones de movimiento 34
III.3.a Bloque deslizando ante movimiento armónico de la base 35
III.3.b Balance energético 38
III.3.b.(i) Energía cinética absoluta 40
III.3.b.(ii) Energía disipada por fricción 40
III.3.b.(iii) Energía externa absoluta provista al bloque 40
III.4 Estados del movimiento del bloque 41
III.4.a Análisis para un movimiento armónico en la base 41
III.4.b Disipación de energía por fricción para movimiento armónico de la base 45
III.5 Aplicación numérica a registros sísmicos 47
III.5.a Solución numérica para bloque deslizando ante un movimiento arbitrario en la base 48
III.5.a.(i) Expresiones discretas en balance energético 49
Energía cinética absoluta 49
Energía disipada por fricción 49
Energía externa absoluta provista al bloque 50

CAPÍTULO IV – ENSAYOS DE CANAL SIMPLE 51
IV.1 Introducción 51
IV.2 Configuración de los ensayos 51
IV.3 Instrumentación 54
IV.4 Protocolo y registros de ensayos 54
IV.5 Superficies de deslizamiento 55
IV.6 Resultados 56
IV.6.a Ensayos en más de una dirección 56
IV.6.b Ensayos con dos bloques 57
IV.6.c Ensayos unidireccionales 58
IV.6.c.(i) Interfaz I 58
IV.6.c.(ii) Interfaz II 59

IV.6.c.(iii) Interfaz IV 60
IV.6.c.(iv) Interfaz III e Interfaz V 62

CAPÍTULO V – MODELOS COMPUTACIONALES DE BLOQUE DESLIZANDO SOBRE CANAL SIMPLE 64
V.1 Introducción 64
V.2 Modelos computacionales de ensayos de canal simple 64
V.2.a Características de los modelos 65
V.2.b Resultados 67
V.2.b.(i) Respuesta de los bloques 67
V.2.b.(ii) Balance energético y energía disipada por modelos y ensayos 70
Cálculo de energía con mediciones de los ensayos 70
Cálculo de energía con resultados de modelos computacionales 73
V.3 Estudio numérico para determinar el coeficiente de fricción óptimo 75
V.3.a Características del modelo computacional 75
V.3.b Registros 75
V.3.c Análisis de resultados 76
V.3.c.(i) Efecto de paso de integración 76
V.3.c.(ii) Valores máximos de respuesta del bloque 80
V.3.c.(iii) Energía disipada por fricción para distintos acelerogramas 83
V.3.c.(iv) Estudio de energía disipada por fricción para escalado de un registro 86
V.3.d Conclusiones de estudio numérico 88

CAPÍTULO VI – PANEL SISMORRESISTENTE DE FRICCIÓN GENERALIZADA 89
VI.1 Introducción 89
VI.2 Descripción General 89
VI.3 Detalles constructivos 91
VI.3.a Uniones canal – elemento vertical 91
VI.3.b Guía superior 92
VI.3.c Fijación de elemento horizontal inferior a la viga inferior del pórtico 93
VI.3.d Apoyo de bloques en canales horizontales 93
VI.4 Proceso de montaje de PSFG 94
VI.5 Ventajas del PSFG respecto a otros dispositivos 95

CAPÍTULO VII – ENSAYOS DINÁMICOS DE PROTOTIPO DE PSFG 97
VII.1 Introducción 97
VII.2 Descripción del prototipo 97
VII.3 Ensayos de vibraciones libres 100

VII.3.a Panel sin bloques 100
VII.3.b Panel con bloques 101
VII.3.c Vibraciones libres en canal F 102
VII.4 Configuración de los ensayos dinámicos 104
VII.5 Instrumentación 106
VII.6 Protocolo y registros de ensayo 108
VII.7 Resultados 110
VII.7.a Respuesta de los bloques 111
VII.7.a.(i) Interfaz II 111
VII.7.a.(ii) Interfaz IV 114
VII.7.a.(iii) Bloques fijos 117
VII.7.b Desplazamientos relativos del panel a la altura de CM0 120
VII.7.b.(i) Registro armónico con $\mathbf{ug0 = 0.30g}$ y frecuencias entre 0.75 y 2.00Hz 120
VII.7.b.(ii) Sismo Cape Mendocino 122
VII.7.b.(iii) Sismo Chi Chi 124
VII.7.b.(iv) Sismo Coyote Lake componente 230 124
VII.7.b.(v) Sismo Mendoza 124
VII.7.b.(vi) Tabla Resumen 128

CAPÍTULO VIII – MODELO SIMPLIFICADO DE PSFG 129
VIII.1 Introducción 129
VIII.2 Hipótesis Simplificativas 130
VIII.3 Calibración de resortes rotacionales 131
VIII.3.a Constante de rigidez $\boldsymbol{kr1}$ 131
VIII.3.b Constante de rigidez $\boldsymbol{kr2}$ 134
VIII.4 Elementos discretos COMBIN40 136
VIII.4.a Calibración de rigidez *K1* 137
VIII.5 Descripción de modelo simplificado implementado en ANSYS 141
VIII.5.a Fuerza de deslizamiento *FS* 142
VIII.5.b Análisis modal 143
VIII.5.c Análisis dinámicos 146
VIII.5.c.(i) Amortiguamiento 146
VIII.5.c.(ii) Resumen de resultados 146
VIII.5.c.(iii) Registro armónico con $\boldsymbol{ug0 = 0.30g}$ y frecuencias entre 0.75 y 2.00Hz 148
VIII.5.c.(iv) Sismo Chi Chi 152
VIII.6 Consideraciones finales 156

CAPÍTULO IX – EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE PSFGS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS 157
IX.1 Introducción 157
IX.2 Estructuras seleccionadas para el estudio 157
IX.2.a Edificio bajo 158
IX.2.b Edificio alto 159
IX.3 Descripción general de modelos computacionales 163
IX.3.a Generalidades 163
IX.3.b Modelación de PSFGs 164
IX.3.c Propiedades de los materiales 165
IX.4 Análisis de vibraciones libres 165
IX.4.a Edificio bajo 165
IX.4.b Edificio alto 167
IX.5 Amortiguamiento en modelos de estructura sin refuerzo 169
IX.6 Diseño de refuerzo con PSFGs 169
IX.6.a Edificio bajo 170
IX.6.a.(i) Generalidades 170
IX.6.a.(ii) Masa en paneles 170
IX.6.a.(iii) Análisis modal de PSFG de refuerzo 171
IX.6.b Edificio alto 172
IX.6.b.(i) Generalidades 172
IX.6.b.(ii) Masa en paneles 173
IX.6.b.(iii) Análisis modal de PSFG de refuerzo 174
IX.6.c Amortiguamiento en modelos de estructura reforzada 175
IX.7 Registros sísmicos seleccionados para los análisis 176
IX.7.a Edificio bajo 176
IX.7.b Edificio alto 178
IX.8 Pasos de integración para análisis de estructuras reforzadas 180
IX.8.a Edificio bajo 180
IX.8.b Edificio alto 180
IX.9 Resultados obtenidos para Ejemplo 1: Edificio bajo 181
IX.9.a Desplazamientos y distorsiones para distintos coeficientes de roce 181
IX.9.b Variación de esfuerzos internos en una línea de columnas 187
IX.9.c Respuesta de un panel 190
IX.10 Resultados obtenidos para Ejemplo 2: Edificio alto 194
IX.10.a Desplazamientos y distorsiones para distintos coeficientes de roce 194
IX.10.b Variación de esfuerzos internos en una línea de columnas 200
IX.10.c Respuesta de un panel 202
IX.11 Discusión de resultados 206

CAPÍTULO X – CONCLUSIONES E INVESTIGACIONES A FUTURO 208
X.1 Introducción 208
X.2 Aportes originales 208
X.3 Conclusiones de la tesis 209
X.3.a Estudios preliminares al diseño del panel 209
X.3.b Ventajas del PSFG 210
X.3.c Ensayos dinámicos de prototipo de PSFG 211
X.3.d Modelo computacional simplificado para reproducir comportamiento dinámico del PSFG 211
X.3.e Aplicación de PSFGs a estructuras de edificios 212
X.4 Sugerencias para futuras investigaciones 214

ANEXO A – ALGORITMO PARA CALCULAR RESPUESTA DE BLOQUE SOBRE SUPERFICIE RUGOSA SOMETIDO A EXCITACIÓN ARBITRARIA DE BASE 215
A.1 Introducción 215
A.2 Algoritmo 215

ANEXO B – RESPUESTAS DE MODELO SIMPLIFICADO DE PSFG A REGISTROS SÍSMICOS DE ENSAYOS 220
B.1 Introducción 220
B.2 Sismo Cape Mendocino 221
B.3 Sismo Coyote Lake Componente 230 224
B.4 Sismo Mendoza 227

ANEXO C – RESPUESTAS DE EDIFICIO BAJO CON PSFGS DE DIFERENTES COEFICIENTES DE ROCE 230
C.1 Introducción 230
C.2 Sismo de Tohoku 231
C.3 Sismo de Imperial Valley - 06 235
C.4 Sismo de Loma Prieta 239
C.5 Sismo de Darfield 243
C.6 Sismo de Maule 244

ANEXO D – RESPUESTAS DE PSFG 2P VB PI EN EDIFICIO BAJO 245
D.1 Introducción 245
D.2 Sismo de Tohoku 246
D.3 Sismo de Imperial Valley - 06 249
D.4 Sismo de Loma Prieta 252

D.5 Sismo de Maule 255

ANEXO E – RESPUESTAS DE EDIFICIO ALTO CON PSFGS DE DIFERENTES COEFICIENTES DE ROCE 258
E.1 Introducción 258
E.2 Sismo de Algarrobo 259
E.3 Sismo de Chi Chi 262
E.4 Sismo de Tokachi-Oki 265
E.5 Sismo de Northridge 268
E.6 Sismo de Kocaeli 269

ANEXO F – RESPUESTAS DE PSFG 9P VB PI EN EDIFICIO ALTO 270
F.1 Introducción 270
F.2 Sismo de Algarrobo 271
F.3 Sismo de Chi Chi 274
F.4 Sismo de Tokachi-Oki 277
F.5 Sismo de Northridge 280

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 283

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se discute la motivación de este estudio, así como también se trazan tanto los objetivos generales de la línea de investigación como los objetivos específicos de la tesis. Por último, se presenta a grandes rasgos el contenido de los diferentes capítulos y anexos que componen este trabajo.

I.1 MOTIVACIÓN DE LA TESIS

La causa de los terremotos puede adjudicarse tanto a fenómenos naturales como a la acción del hombre. Estos fenómenos pueden incluir el impacto de un meteorito, la actividad volcánica, una explosión nuclear subterránea y cambios en las tensiones de las rocas provocados por el llenado de embalses artificiales. Sin embargo, la gran mayoría de los terremotos destructivos se originan en zonas adyacentes a los bordes de las placas tectónicas que componen la corteza terrestre, y son consecuencia de las deformaciones relativas en estos bordes. Esta deformación relativa entre placas adyacentes es resistida por un mecanismo de fricción presente en la interfaz rugosa entre las mismas. De esta forma, se inducen tensiones de corte en las placas adyacentes al borde. Cuando las tensiones inducidas superan la capacidad friccional de la interfaz, o la resistencia del material inherente, se produce un deslizamiento que libera la energía acumulada en la roca principalmente en la forma de ondas que se propagan a través del medio a una determinada velocidad.

En este contexto, el continente sudamericano se encuentra afectado por la convergencia de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana en la costa de Chile y Perú. La Placa de Nazca se desplaza hacia el Este por debajo de la Placa Sudamericana, que se desplaza hacia el Oeste. Este fenómeno en que una placa oceánica (Nazca) converge con una placa continental (Sudamericana) se conoce como subducción. Como consecuencia de los grandes esfuerzos que se generan en el contacto entre placas, también se producen sismos a considerables distancias de la interfaz, generalmente asociados a fallas geológicas activas. Estos sismos intraplacas son los que usualmente se registran en la República Argentina.

La actividad sísmica del país se concentra mayormente a lo largo de la Cordillera de Los Andes, entre los 30° y 34° de latitud sur, con la región de Cuyo como principal foco. Según el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), en esta zona se generan sismos, deformaciones en superficie y fallas como consecuencia de esfuerzos tectónicos provenientes del Oeste, producto de la interacción entre las dos placas mencionadas previamente. En la Tabla I.1 se presenta una síntesis de los eventos sísmicos más destructivos registrados en la República Argentina.

Tabla I.1 – Terremotos destructivos en la República Argentina (Intensidad de Mercalli ≥ 9)
(fuente: www.inpres.gov.ar)

Área (Provincia)	Fecha (dd/MM/aaaa)	Magnitud M_S	Intensidad (Max)	Profundidad Focal [km]	Víctimas (habitantes)
Talavera del Esteco (Salta)	13/09/1692	7.0	IX	30	10 (50)
Mendoza (Mendoza)	20/03/1861	7.0	IX	30	6000 (18000)
San Juan / La Rioja	27/10/1894	8.0	IX	30	27 (5000)
La Laja (San Juan)	15/01/1944	7.4	IX	30	10000 (90000)
Caucete (San Juan)	23/11/1977	7.4	IX	17	65 (15000)

Como antecedentes históricos pueden citarse el terremoto del 20 de Marzo de 1861 que destruyó completamente la ciudad de Mendoza, y el terremoto del 15 de Enero de 1944 en San Juan que dejó un saldo de 10000 víctimas fatales. Más recientemente se destacan dos sismos intensos tanto en términos de daño como de distribución territorial: el terremoto de Caucete del 23 de Noviembre de 1977 y el terremoto de Mendoza del 26 de Enero de 1985.

De acuerdo a la información del INPRES, el terremoto de Caucete provocó daños importantes en casi toda la Provincia de San Juan, dejando 65 víctimas fatales y alrededor de 300 heridos. La intensidad máxima registrada fue de IX en la escala de Mercalli modificada, mientras que la magnitud alcanzó un valor $M_S = 7.4$ grados en la escala de Richter.

Por otro lado, el terremoto de Mendoza de 1985 ocasionó daños considerables en toda la zona metropolitana del Gran Mendoza, con epicentro ubicado en Barrancas, departamento Maipú. Se registraron 6 muertos, 238 heridos y aproximadamente 12500 viviendas destruidas. La intensidad máxima fue de VIII en la escala Mercalli modificada y la magnitud $M_b = 6.0$ grados en la escala de Richter.

En particular, la ciudad de Mendoza se encuentra emplazada en la cercanía de varias fallas superficiales, que han dado origen a numerosos sismos destructivos. Se debe recalcar que en las zonas próximas a las fallas donde se generan los terremotos pueden distinguirse dos tipos de efectos que le dan un carácter impulsivo a los movimientos sísmicos que allí se registran: el efecto de directividad y el de deformación permanente. Ambos efectos se ven reflejados en los registros de velocidad de los sismos como unos pocos pulsos de baja frecuencia y elevada amplitud. De esta manera, los registros sísmicos de falla cercana tienen una duración relativamente corta. Esto significa que se entrega la mayor parte de la energía a la estructura y se concentra el daño en un intervalo de tiempo relativamente corto, usualmente inferior a los 10 segundos.

Adicionalmente, debe señalarse que en los últimos 400 años se registraron sismos destructivos en la región Noroeste del país, aunque los mismos no afectaron las zonas con mayor densidad poblacional. Esto llevó a que, en esta región, el problema sísmico no sea considerado en la medida en que lo merece en función del elevado nivel de peligrosidad sísmica que presenta la zona. Como

antecedente, puede mencionarse el terremoto con epicentro en el Este de la Provincia de Salta ocurrido el 25 de Agosto de 1948, el mismo produjo importantes daños en numerosas poblaciones de esa provincia y la de Jujuy, aunque el número de víctimas fue reducido.

El riesgo sísmico, entendido como el posible impacto de la acción sísmica sobre una población, depende de diversos factores, entre los que se pueden nombrar: la peligrosidad sísmica propia del lugar, el número de habitantes de la población expuesta y, además, de la capacidad de la infraestructura para soportar este tipo de acciones, lo que se denomina vulnerabilidad. Los avances en la ingeniería sismorresistente y en la sismología permitieron reducir la vulnerabilidad sísmica de forma sostenida desde el comienzo del siglo XX. Esto se consiguió mediante una mejor estimación de los niveles de demanda generados durante estos eventos, y, principalmente, por optimizaciones realizadas en el diseño y desempeño de las estructuras. Gracias a estas medidas se logró salvaguardar la vida de los ocupantes de las construcciones, como así también mantener en funcionamiento estructuras de la red de emergencia que resultan vitales para la atención de la población afectada inmediatamente después de un evento destructivo. Las filosofías utilizadas en el diseño sismorresistente también fueron evolucionando, partiendo desde dotar a las estructuras con la resistencia y rigidez necesarias para soportar acciones horizontales, hasta el diseño de estructuras con un alto nivel de detalle en sus componentes, permitiendo que se alcancen altos niveles de ductilidad y disipando mediante deformaciones inelásticas altos niveles de energía evitando de esta manera el colapso estructural.

Paralelamente, en los últimos 30 años se implementaron nuevas estrategias para disminuir el daño sísmico en estructuras civiles. Estas nuevas estrategias tienen como objetivo reducir la cantidad de energía que aporta el sismo a la estructura mediante la aislación de base, o, por otro lado, buscan disminuir la energía disipada en la estructura mediante la transferencia o disipación en dispositivos suplementarios. En esta última categoría se encuentran los dispositivos pasivos de disipación de energía, que tradicionalmente abarcaron tantos dispositivos suplementarios del tipo riostra como dispositivos de masa. Sin embargo, es muy incipiente el desarrollo de los paneles pasivos de energía, el cual se constituiría en el tercer grupo de sistemas pasivos.

Los paneles pasivos constituyen una alternativa atractiva para el refuerzo de estructuras existentes que necesiten adecuarse a los nuevos estándares de demanda sísmica fijados en los códigos de construcción más recientes. Entre sus ventajas pueden mencionarse su simpleza y relativamente bajo costo de implementación y mantenimiento.

En los últimos años se ha registrado una importante actividad en el área del control de vibraciones de estructuras sometidas a la acción sísmica. Por un lado, existen importantes aportes teóricos y de investigación que dilucidan algunos aspectos del fenómeno físico en cuestión y, por otra parte, existen desarrollos tecnológicos de diferentes dispositivos que se encuentran en aplicación en la actualidad a través de patentes internacionales.

El desarrollo de nuevos dispositivos de control de vibraciones y la adaptación y modificación de dispositivos existentes, permitirá la utilización de los mismos a través de patentes nacionales, lo cual redundará en beneficios económicos para el país. Es en este contexto en el que se enmarca la presente tesis de doctorado, en la cual se propone un novedoso tipo de panel pasivo disipador de energía: el panel sismorresistente de fricción generalizada (PSFG).

I.2 OBJETIVOS

I.2.a Objetivos generales

Los objetivos generales de la línea de investigación son:

• Desarrollo y/o adecuación de sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía de bajo costo para construcciones civiles e industriales (edificios, puentes, silos, tanques, recipientes sometidos a presión, etc.) y sistemas mecánicos.

• Formulación de una propuesta de refuerzo de estructuras sometidas a acciones sísmicas, mediante la incorporación de dispositivos de control de vibraciones.

• Desarrollo de nuevas herramientas computacionales para el análisis dinámico de estructuras que incorporan sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía.

I.2.b Objetivos específicos

El objetivo principal de este trabajo de tesis es el desarrollo de paneles disipadores de energía pasivos a incorporar en vanos de pórticos de estructuras sometidas a acciones sísmicas.

Las principales características del refuerzo a desarrollar son las siguientes:

1. Los dispositivos de disipación de energía pasivos poseen bajo mantenimiento, nula necesidad de energía externa y facilidad de instalación en estructuras existentes. Estas características son consideradas ideales para la idiosincrasia y posibilidades de la República Argentina.

2. Los dispositivos a desarrollar podrían ser adecuados tanto para el mejoramiento de la seguridad de estructuras existentes, como para el refuerzo de estructuras dañadas por acciones sísmicas.

El diseño y aplicación eficiente de este tipo de sistemas, constituye un “refuerzo estructural” en el sentido de disminución de la probabilidad de falla o colapso estructural.

Este objetivo principal comprende una serie de objetivos parciales que se detallan a continuación:

• Caracterización experimental del comportamiento dinámico de los paneles desarrollados, incluyendo materiales y componentes.

• Determinación de la eficiencia de disipación de energía de los paneles desarrollados.

• Propuesta de modelos físicos simplificados y herramientas numéricas para la simulación del comportamiento dinámico no lineal de los paneles.

• Formulación de recomendaciones de modelación numérica lineal y no lineal, a partir de la comparación de los modelos numéricos desarrollados y los ensayos experimentales en mesa vibratoria.

• Análisis del comportamiento dinámico de estructuras reforzadas con los paneles y comparación de la respuesta sísmica de estos sistemas con las estructuras sin refuerzo.

• Determinación de los materiales más adecuados, desde el punto de vista de la disipación de energía como del costo, para la materialización de los paneles.

I.3 CONTENIDO DE LA TESIS

Este trabajo se encuentra dividido en un total de 10 capítulos y 6 anexos. El Capítulo II contiene una descripción detallada de las distintas metodologías de control de vibración aplicables en la actualidad a las estructuras civiles. Se presta especial atención a los dispositivos pasivos de disipación de energía, de los cuales se presenta su clasificación y sus diversos principios de funcionamiento. Además, se introducen los distintos tipos de paneles pasivos de disipación de energía propuestos en la bibliografía hasta el momento.

Como el dispositivo que se propone está basado en la energía disipada por fricción al deslizar un bloque, se consideró pertinente comenzar el estudio con el caso más simple de un bloque deslizando sobre una superficie rugosa en movimiento. Justamente por ello en la primera parte de esta tesis, que comprende desde el Capítulo III al Capítulo V, se describe en profundidad este fenómeno, abordándolo desde un enfoque teórico, experimental y computacional. Todo esto sirvió posteriormente para poder diseñar el dispositivo de disipación.

En el Capítulo III se presentan las ecuaciones de movimiento que describen la respuesta de un bloque apoyado sobre una superficie con fricción que tiene un desplazamiento variable en el tiempo. Paralelamente, también se definen los distintos estados que puede tener el movimiento del bloque: bloque pegado a la superficie o bloque deslizando. Además, se plantea el balance energético y se propone una manera de calcular la energía en cada instante. Si bien este capítulo es puramente analítico, resulta clave para comprender los fenómenos que entrarán en juego para poder diseñar el dispositivo de disipación.

En el Capítulo IV se describen los ensayos llevados a cabo con bloques deslizando en un canal simple. Este estudio experimental resultó muy útil, no sólo para corroborar las respuestas que se habían determinado en el capítulo previo, sino también porque sirvió como punto de partida para poder calibrar modelos numéricos y realizar estudios paramétricos más profundos tendientes a maximizar la disipación de energía por fricción. Se estudiaron un total de cinco tipos de interfaz distintas en el contacto entre los cuerpos y se lograron coeficientes de fricción bajos que permiten que los bloques deslicen.

En el Capítulo V se calibran modelos computacionales capaces de reproducir la respuesta experimental del bloque. Estos modelos sirvieron de base para un estudio numérico – experimental en el que se determinaron los coeficientes de rozamiento que maximizan la disipación de energía por fricción de los bloques.

En la segunda parte de esta tesis, que se extiende desde el Capítulo VI hasta el Capítulo IX se estudia y caracteriza en profundidad el dispositivo de disipación propuesto. Para ello se tiene en cuenta tanto

su comportamiento de forma aislada, como su comportamiento en conjunto con una estructura en la cual se colocó como refuerzo.

De esta manera, el panel sismorresistente de fricción generalizada es introducido en el Capítulo VI. En el mismo se realiza una descripción general del mismo y se propone un método para montarlo en un pórtico. También se especifican detalles constructivos que son importantes para que el dispositivo funcione de forma correcta.

El Capítulo VII resulta fundamental ya que en el mismo se exhiben los resultados de ensayos dinámicos realizados sobre un prototipo a escala real de un PSFG. Aquí queda plasmada la capacidad del prototipo propuesto para disipar energía por fricción. Se evaluaron dos tipos de interfaz diferentes en el contacto bloque-canal, y también se hicieron ensayos con bloques fijos (sin posibilidad de deslizar) para poder comparar y cuantificar los beneficios del dispositivo.

Con el objetivo de simplificar el problema de poder simular el comportamiento dinámico de un PSFG en una estructura de edificio, se propone un modelo computacional simplificado basado en elementos de vigas y elementos discretos. Estos modelos son presentados en el Capítulo VIII y sus resultados son validados mediante comparación con las mediciones de los ensayos.

En el Capítulo IX se expone un estudio computacional sobre la mejora en el desempeño sísmico que se puede alcanzar en estructuras existentes mediante el refuerzo usando los paneles propuestos. Para este análisis se seleccionaron dos estructuras de edificio tipo, una de 3 niveles y otra de 10. Las mismas fueron sometidas a registros sísmicos tanto de corta como de larga duración, evaluando en cada caso la respuesta de cada estructura con y sin los refuerzos de PSFG.

Finalmente, en el Capítulo X se enuncian las conclusiones de la tesis. Las mismas abarcan desde ventajas generales referidas a aspectos constructivos y funcionales del PSFG, hasta recomendaciones de modelación computacional para los paneles. Por otro lado, se detallan posibles líneas de investigación a futuro que permitirían optimizar el funcionamiento de los paneles como refuerzo estructural.

Como se dijo anteriormente, el trabajo consta de 6 anexos. En el anexo A se presenta un algoritmo para calcular la respuesta de un bloque apoyado sobre una superficie rugosa con fricción que es sometida a un movimiento arbitrario. Este algoritmo surgió como resultado del estudio del marco teórico desarrollado en el Capítulo III.

Las respuestas obtenidas para el modelo computacional simplificado de PSFG descripto en el Capítulo VIII y la comparación con los resultados experimentales para los registros no analizados en ese capítulo se muestran en el anexo B.

Tanto el anexo C como el anexo D se refieren a los resultados numéricos obtenidos para el edificio bajo reforzado con PSFGs que se describe en el Capítulo IX. En el primero se muestran las respuestas obtenidas para la estructura principal, mientras que en el segundo se adjuntan todas las respuestas del panel estudiado denotado PSFG 2P VB PI.

En el anexo E y en el anexo F se realiza lo propio pero para el edificio de 10 niveles reforzado con PSFGs.

CAPÍTULO II

ESTADO DEL ARTE

II.1 INTRODUCCIÓN

La protección de las estructuras civiles y sus ocupantes ante fenómenos naturales como terremotos o la acción del viento es un tema complejo y de importancia dentro del campo de la ingeniería estructural. En el caso de la acción sísmica, el enfoque tradicional de la ingeniería sismorresistente busca un balance entre la resistencia y la capacidad de deformación de una estructura. De esta manera, una estructura con gran resistencia será capaz de soportar las fuerzas y deformaciones ocasionadas por los terremotos comportándose dentro del rango elástico, es decir, sin daños permanentes en sus componentes. Contrariamente, una estructura con gran capacidad de deformación es diseñada para soportar la acción sísmica mediante la disipación de energía por plastificación de algunos de los elementos estructurales. Esta disipación histerética en los elementos está asociada a un daño permanente en la estructura.

Una filosofía muy utilizada en el diseño sismorresistente actual puede resumirse en tres conceptos elementales, a saber: para un sismo frecuente, no deben presentarse daños de ningún tipo; para un sismo moderado, pueden existir daños en elementos no estructurales pero no así en los elementos sismorresistentes; para sismos severos se permite el daño estructural, aunque se debe garantizar que la estructura no colapse. En principio esta filosofía puede resultar atrayente, sin embargo, presenta algunos inconvenientes como:

1. Resulta complicado definir sismos frecuentes, moderados y severos dada la aún escasa cantidad de registros que se poseen de estos fenómenos comparada con los tiempos de recurrencia requeridos en el diseño.

2. Los estados límites de deformación y de resistencia asociados a cada uno de los niveles de excitación antes mencionados no son simples de definir.

3. La mayor parte de los propietarios y usuarios de las construcciones no se encuentra al tanto de que para terremotos severos se tolera un nivel de daño importante en la estructura, con la pérdida económica que esto conlleva, aunque se prevenga el colapso de la misma.

4. Este criterio no hace referencia alguna a los elementos no estructurales contenidos en las construcciones, que en la mayoría de los casos superan en valor a la estructura.

Con respecto a este último punto, en los últimos años tomó impulso la idea de proteger no sólo la estructura de un edificio y sus ocupantes, sino también el contenido del mismo. Esto resulta de suma importancia en el caso de estructuras que pertenecen a la red de emergencia, como los hospitales o estaciones de bomberos, donde se debe asegurar la habitabilidad y continuidad en la operación de las mismas luego del sismo.

Paralelamente, en las últimas décadas se desarrollaron grandes avances tecnológicos en lo referido a la reducción de vibraciones en sistemas mecánicos y electromecánicos dentro de otros campos de la ingeniería. Poco a poco, estos avances fueron extendiéndose a la ingeniería estructural. Fue así como surgió la disciplina conocida como control de vibraciones en estructuras civiles.

En el presente capítulo se define el concepto de control de vibraciones aplicado a las estructuras civiles y se lo diferencia de la filosofía empleada en el diseño sismorresistente tradicional. Además, se presentan las principales técnicas de control de vibraciones, diferenciando el control activo, semi-activo, híbrido y pasivo. Se expone una clasificación detallada de los distintos tipos de dispositivos que se encuentran en aplicación en estructuras en la actualidad.

En esta tesis se hace hincapié en el control pasivo, exponiendo una clasificación de los mismos de acuerdo a como se montan en una estructura. Se describe el principio de funcionamiento de los principales dispositivos presentados en la literatura, también se mencionan algunas aplicaciones prácticas realizadas en estructuras de distintos países.

Dentro de los dispositivos pasivos se presta especial atención a la incipiente categoría de los paneles pasivos disipadores de energía, describiendo a los paneles de amortiguamiento viscoso, a los paneles pasivos de mampostería semi-enclavada y, finalmente, a los paneles de fricción con hormigón aligerado.

Por último, se describen una serie de paneles suplementarios que no pueden encasillarse dentro de los dispositivos de control pasivo, sino que están concebidos con el objetivo de incrementar la rigidez de las estructuras donde se colocan.

II.2 CONTROL DE VIBRACIONES EN ESTRUCTURAS CIVILES

El objetivo principal del control de la vibración estructural es prevenir daños en las estructuras y su contenido mediante la utilización de dispositivos de control que disminuyan la amplitud de las vibraciones provocadas por solicitaciones dinámicas como la acción sísmica o del viento. Adicionalmente, un objetivo secundario consiste en intentar garantizar el confort de los ocupantes de una construcción y la continuidad de las actividades en la misma después de un evento.

Dichos objetivos se logran mediante una reducción de la demanda sobre la estructura. Esta reducción no implica que se cambie la excitación actuante sobre la construcción, sino que se altera lo que el sistema estructural percibe modificando las propiedades dinámicas de rigidez y amortiguamiento de forma que las vibraciones provocadas por las acciones dinámicas sean sustancialmente menores.

II.2.a Estrategias de control de vibraciones en estructuras

El control de vibraciones inducidas por la acción sísmica emplea un enfoque energético del problema dinámico en el que se analiza el balance entre la energía que ingresa a la estructura por el movimiento del terreno que debe ser equilibrada por la suma de la energía cinética que se produce por la velocidad

de la estructura, la energía de deformación de los elementos estructurales y, finalmente, la energía disipada por el amortiguamiento propio de la estructura. Considerando este balance energético, las estrategias de control de vibraciones pueden clasificarse en:

- Aislación de Base: su principio de funcionamiento consiste en mitigar los efectos de un sismo sobre una construcción mediante la materialización de un estrato flexible que usualmente se ubica entre la fundación y la superestructura. En este estrato se concentran desplazamientos y deformaciones importantes, que normalmente son controlados mediante la adición de amortiguamiento suplementario. De esta forma, se busca aislar a la estructura y a su contenido del rango de frecuencias potencialmente dañino del movimiento sísmico, disminuyendo simultáneamente la energía que ingresa a la superestructura, los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos y las aceleraciones de piso.

- Elementos de Disipación Suplementarios: en este caso se busca que la energía que ingresa al sistema por el movimiento sísmico sea transferida y disipada en elementos colocados para tal fin. Al concentrarse la disipación en estos elementos, se reduce la energía cinética, la energía de deformación y la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura. Esta estrategia resulta apropiada tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes, y también es efectiva en el caso de estructuras solicitadas por la acción del viento.

II.2.b Tipos de control estructural

Dichas estrategias de control de vibraciones se materializan en las estructuras mediante la implementación de dispositivos de control. A través de los años se han desarrollado diversos tipos de dispositivos que abarcan aisladores de base, amortiguadores y sistemas activos con actuadores. Según Thenozhi y Yu (2013), los dispositivos de control suplementarios pueden clasificarse en: pasivos, activos, semi-activos e híbridos.

Los dispositivos pasivos no requieren una fuente de energía externa para su operación y son capaces de desarrollar fuerzas de control a través del movimiento de la estructura. La energía es disipada mediante desplazamientos relativos dentro del dispositivo de control con respecto al movimiento que experimenta la estructura.

En contraste, un sistema con control activo puede ser definido como un sistema que usualmente requiere de una gran fuente de energía externa para la operación de actuadores electrohidráulicos o electromecánicos que incrementan la rigidez y/o el amortiguamiento de una estructura. Para este tipo de control se colocan sensores para cuantificar tanto la excitación sísmica como la respuesta de la estructura. Un ejemplo de este tipo de sistemas son los amortiguadores de masa activos (Chang y Soong, 1980).

Los sistemas con control semiactivo constituyen una solución intermedia, ya que aprovechan las ventajas de los sistemas con control pasivo y de los sistemas con control activo. Típicamente estos sistemas necesitan de una pequeña fuente de energía externa para su operación y hacen uso del movimiento de la estructura para desarrollar las fuerzas de control. La magnitud de estas fuerzas de control puede ser ajustada mediante una señal eléctrica emitida por la fuente externa de energía. La principal ventaja de este tipo de sistema es que los requerimientos de energía resultan menores que

en el caso de los sistemas con control activo. Dentro de este grupo se puede mencionar a los amortiguadores magneto-reológicos (Spencer et al, 1997) y electro-reológicos (Makris et al, 1995).

Finalmente, los sistemas con control híbrido presentan características combinadas de algunos de los tres tipos de control antes descriptos. La inclusión de múltiples y diferentes sistemas de control hace que los sistemas con control híbrido sean capaces de superar las restricciones y limitaciones de sistemas con un tipo de control único. En este sentido, actualmente se pueden encontrar dispositivos que son capaces de actuar con control activo, pero en el caso que no puedan tomar energía de la fuente externa, se comportan como dispositivos pasivos. A esta clasificación corresponden los amortiguadores de masa híbridos (Yamazaki, Nagat y Abiru, 1991).

En los siguientes apartados se presentan las principales características de cada uno de los distintos tipos de control existentes. Asimismo, en la Figura II.1 se muestra un cuadro con la clasificación de los principales dispositivos de control de vibraciones.

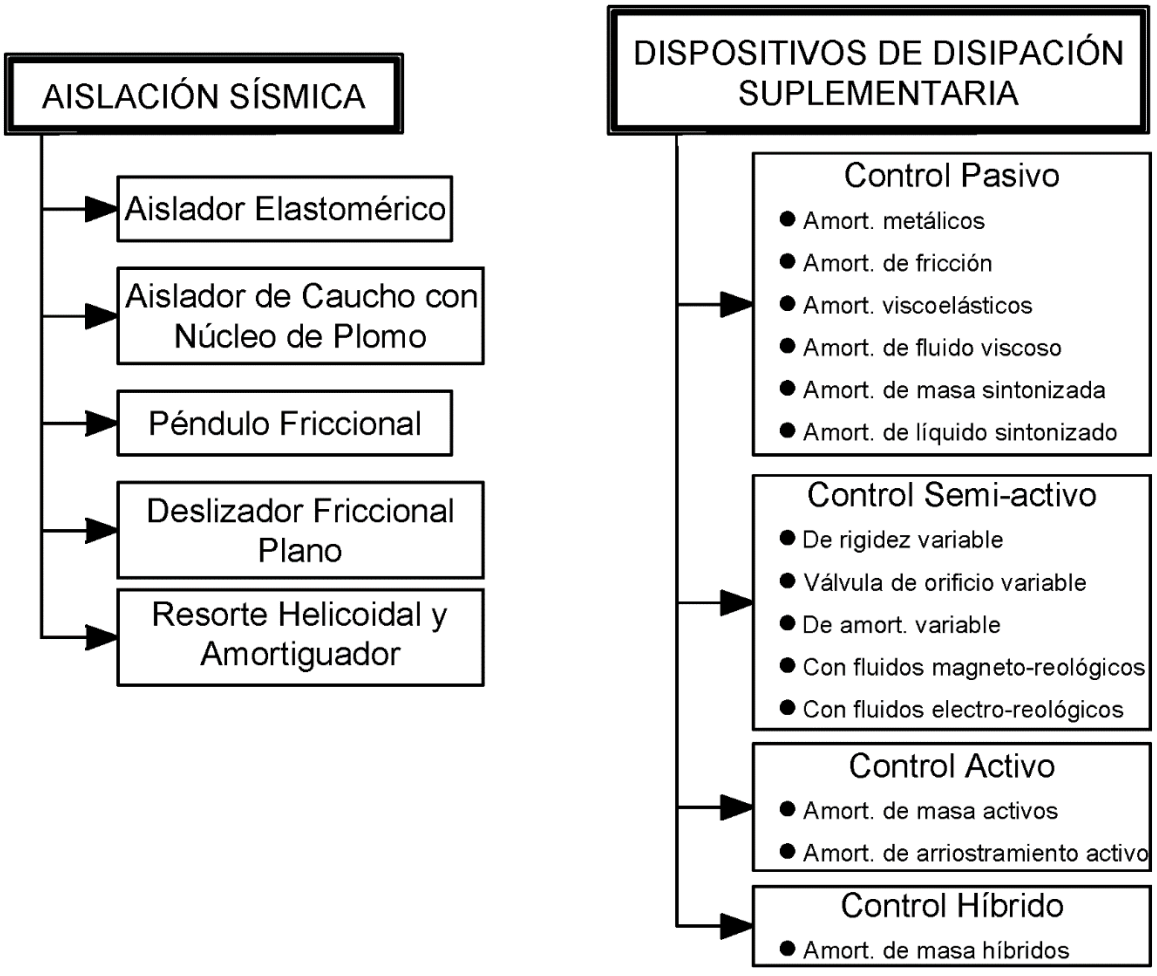


Figura II.1 – Clasificación de dispositivos para el control de vibraciones.

II.3 CONTROL ACTIVO

Este tipo de control de vibración en estructuras es el resultado de avances en disciplinas múltiples, entre las que se incluyen la ingeniería de control y la ingeniería estructural. En esencia, los sistemas activos de control modifican la respuesta de una estructura accionando sistemas integrados por mecanismos electrohidráulicos o electromecánicos. Estos sistemas requieren para su funcionamiento una fuente de energía externa de gran capacidad, lo cual puede ser visto como una desventaja de los mismos.

Se colocan sensores en la estructura que cuantifican la solicitación externa y la respuesta de la estructura. En base a esta información, un controlador informatizado determina las acciones de control necesarias y se accionan actuadores que se encargan de proveerla.

El control de las fuerzas puede realizarse con información tomada de la respuesta de la estructura (retroalimentación), con información medida de la excitación (prealimentación) o con ambas.

Una desventaja adicional de este tipo de control es que en algunos casos que no estén contemplados por el controlador, se puede desestabilizar a la estructura mediante, por ejemplo, la introducción al sistema de una fuerza superior a la que puede soportar la misma.

En la Figura II.2 se muestra un diagrama en el que se describe el funcionamiento de un sistema con control activo. Un ejemplo de este tipo de control son los amortiguadores de masa activos, que ya fueron implementados en al menos dos edificios reales: el edificio Kyobashi Seiwan en Japón (Kobori, 1996) y la torre de telecomunicaciones Nanjing.

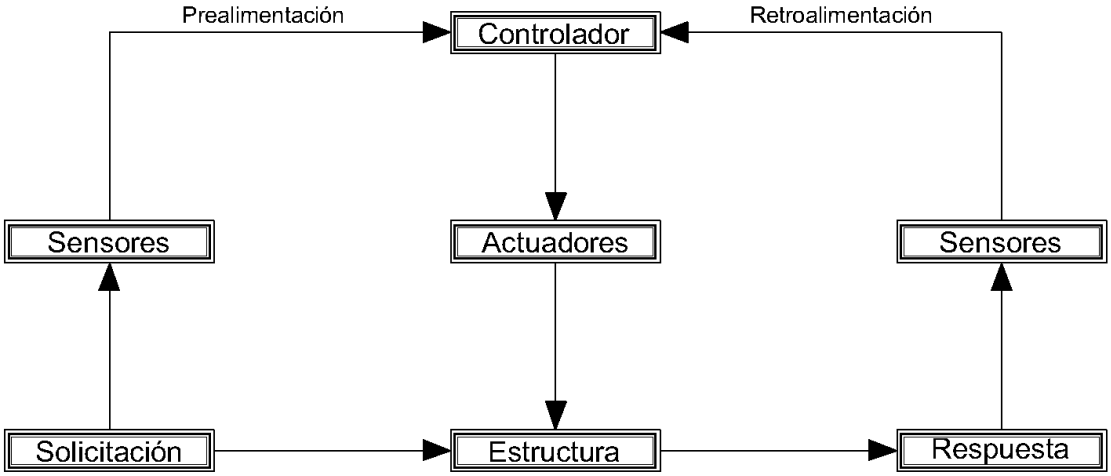


Figura II.2 – Esquema de un sistema de control activo (Soong y Spencer, 2002).

II.4 CONTROL SEMI-ACTIVO

Como se dijo previamente, los sistemas con control semi-activo representan una alternativa intermedia, porque combinan las ventajas de los sistemas con control pasivo con las de los sistemas con control activo. Para que estos tipos de sistemas funcionen se requiere una fuente de energía externa para su operación. Sin embargo, en este caso no deben ser tan importantes como las necesarias para hacer funcionar un sistema con control activo, radicando aquí su principal ventaja comparativa. Además, en el control semi-activo se hace uso del movimiento de la estructura para desarrollar las fuerzas de control. La magnitud de estas fuerzas de control puede ser ajustada mediante una señal eléctrica emitida por la fuente de energía. Estos sistemas proveen una gran adaptabilidad y no tienen el potencial de desestabilizar la estructura, como ocurre en el caso del control activo. Como desventajas pueden mencionarse que no alcanzan el nivel de control que proveen los sistemas activos y su costo de instalación y mantenimiento suele ser superior al de los sistemas con control pasivo.

La Figura II.3 muestra un diagrama que relaciona a las componentes que intervienen en este tipo de sistema, las siglas D.P.E. se refieren a disipación pasiva de energía.

Dentro de este grupo se encuentran los amortiguadores con orificio variable, en los que la rigidez del amortiguador se controla mediante un actuador hidráulico que hace variar el diámetro de un orificio, por el cual circula un líquido viscoso.

Otros ejemplos de dispositivos de control semi-activo son los amortiguadores magneto-reológicos y los amortiguadores electro-reológicos. En este tipo de dispositivos se emplean fluidos cuya viscosidad puede variar si se encuentran en presencia de una variación en el campo magnético, en el caso de los magneto-reológicos, o en el campo eléctrico, en el caso de los electro-reológicos. La variación en viscosidad por el acomodamiento de partículas es casi instantánea y no necesita de partes mecánicas, lo que los hace muy convenientes para este tipo de control. El líquido en el interior del amortiguador puede pasar de tener un comportamiento viscoso-lineal, hasta ser un semi-sólido con una tensión de fluencia definida.

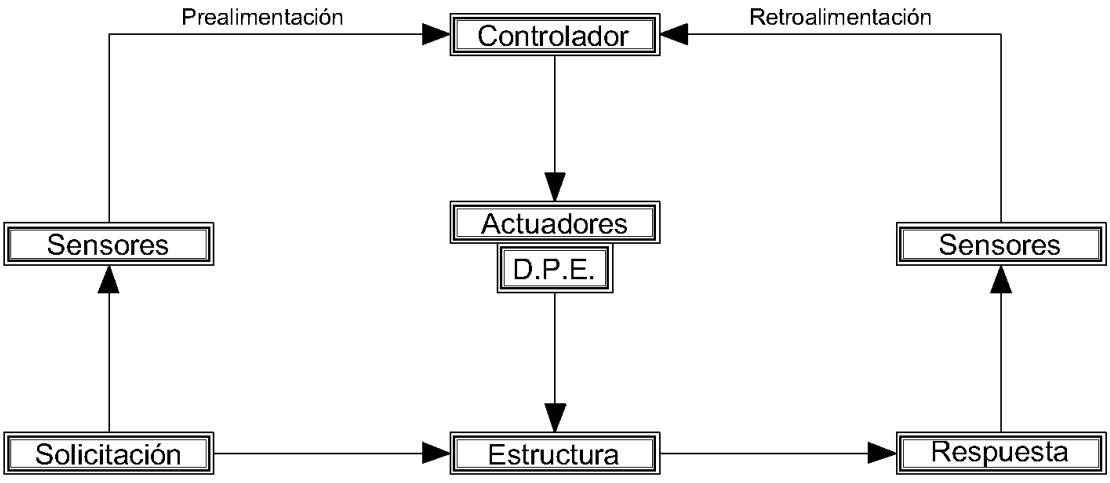


Figura II.3 – Esquema de un sistema con control semi-activo (Soong y Spencer, 2002).

Los amortiguadores magneto-reológicos fueron utilizados con éxito en combinación con sistemas de aislación de base para constituir los denominados “sistemas inteligentes de aislamiento sísmico”. Estos presentan la ventaja de poder proteger a una estructura en caso de terremotos extremos sin sacrificar el rendimiento del sistema de control durante eventos sísmicos moderados de ocurrencia frecuente (Ramallo, 2003).

II.5 CONTROL HÍBRIDO

Se entiende por sistema con control híbrido a uno que presenta características combinadas entre algunos de los otros tres tipos de control (activo, semi-activo y pasivo). Como consecuencia de la inclusión de múltiples y diferentes sistemas de control, los sistemas con control híbrido pueden superar las limitaciones de los sistemas con un único tipo de control. Un sistema con control activo puede contar, por ejemplo, con un dispositivo que es capaz de actuar con control activo, pero que ante la ausencia de energía externa, puede comportarse como un dispositivo de control pasivo. De esta manera, es posible afirmar que los sistemas híbridos se sobreponen en cierta forma a los requerimientos de energía, lo que hace que posean una excelente adaptabilidad.

En la Figura II.4 se puede apreciar un diagrama de bloques ilustrativo de cómo funcionan esos sistemas, obsérvese que los disipadores pasivos de energía (D.P.E.) se encuentran en un bloque independiente al de los actuadores.

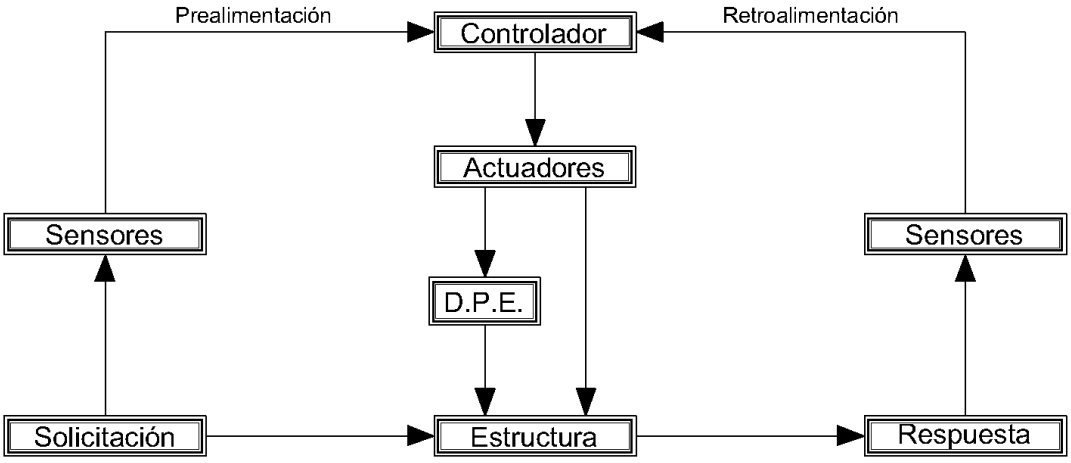


Figura II.4 – Esquema de un sistema con control híbrido (Soong y Spencer, 2002).

Los amortiguadores de masa híbridos (Yamazaki, Nagat y Abiru, 1991) están comprendidos dentro de este tipo de control. Los mismos están basados en el movimiento natural de un amortiguador de masa sintonizada, sobre los cuales se puede aplicar una fuerza de control por medio de actuadores para mejorar su desempeño y respuesta ante cambios en las características dinámicas de la estructura principal. Existen ejemplos de aplicación de este tipo de dispositivos en estructuras de edificios, entre los que se pueden nombrar el edificio Sendagaya INTES (Japón) y la torre Yokohama Landmark (Yamazaki, Nagat y Abiru, 1991).

II.6 CONTROL PASIVO

Se puede definir a los dispositivos pasivos de control como aquellos que tienen la capacidad de desarrollar fuerzas de control a través del movimiento propio de la estructura, y que, por lo tanto, no requieren de una fuente de energía externa para su funcionamiento. De esta manera, la energía es disipada por medio de desplazamientos relativos dentro del dispositivo de control con respecto al movimiento que experimenta la estructura como consecuencia de la acción dinámica.

En la Figura II.5 se describe la manera en que funciona un sistema con este tipo de control. Se hace notar que en este caso no se hace necesaria la utilización de controladores informatizados, sino que los dispositivos directamente se montan en la estructura y entran en funcionamiento cuando se produce la excitación sísmica.

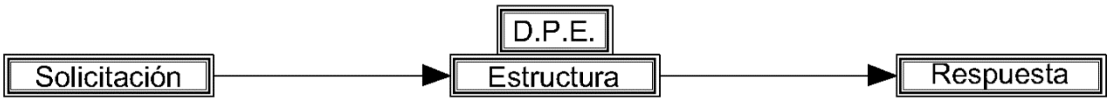


Figura II.5 – Esquema de un sistema con control pasivo (Soong y Spencer, 2002).

A lo largo de los años se propusieron diversos dispositivos pertenecientes a este tipo de control. Tradicionalmente, los dispositivos pasivos se han subdividido en dos grupos: por un lado, los dispositivos tipo riostra y por otro, los dispositivos tipo masa. Desarrollos recientes en el este campo tienden a añadir una tercera categoría a las dos previamente mencionadas: los paneles pasivos de disipación de energía.

II.6.a Dispositivos pasivos tipo riostra

Este grupo abarca dispositivos que se colocan diagonalmente en pórticos para restringir la deformación de los mismos. Son elementos con disipación concentrada y pueden tener diversos principios de funcionamiento. Dentro de este grupo pueden mencionarse los amortiguadores por fluencia de metales como los ADAS (Aiken, Nims y Kelly, 1992) y las barras de pandeo restringido (Xie, 2005); los amortiguadores de fricción como los tipo Pall (Pall y Marsh, 1982) y los basados en resortes internos y cuñas (Nims, Richter y Bachman, 1993); los amortiguadores viscoelásticos (AVE) (Çelebi y Liu, 1998) y los amortiguadores de fluido viscoso (Makris y Constantinou, 1991).

A continuación, se presenta una breve descripción de los dispositivos mencionados de acuerdo al principio de funcionamiento de los mismos.

II.6.a.(i) Amortiguadores por fluencia de metales

En este tipo de dispositivos la disipación de energía se produce por las deformaciones inélasticas de un elemento metálico sometido a deformaciones cíclicas. Este elemento metálico es usualmente acero

dulce, aunque también se puede llegar a utilizar plomo y otras aleaciones menos convencionales. Para reproducir el comportamiento histerético y la respuesta de estos dispositivos bajo condiciones generales de trabajo pueden usarse modelos fenomenológicos basados en la teoría de plasticidad o viscoplasticidad.

Para el desarrollo de estos dispositivos se selecciona en primer lugar el material, teniendo en cuenta sus características de plasticidad (tensión de fluencia, endurecimiento post-fluencia, ductilidad), respuesta en el tiempo (relajación y fluencia lenta), efecto de la temperatura, y resistencia a la fatiga. Posteriormente, se elaboran modelos matemáticos y/o experimentales de los dispositivos y se caracteriza su comportamiento en función de la relación fuerza-desplazamiento no lineal. Una vez que se poseen las curvas histeréticas, el dispositivo es incorporado a los modelos matemáticos de la estructura principal y se evalúa su efectividad frente a diversas acciones. Si el resultado de esta evaluación es satisfactorio, entonces se procede a implementar el dispositivo en la estructura.

Actualmente, los dispositivos más difundidos son aquellos en los que se produce la plastificación por flexión en placas de acero. Entre ellos se pueden mencionar los dispositivos ADAS (del inglés *added stiffness and damping*) (Aiken, Nims y Kelly, 1992), que consisten en placas de acero en forma de X, ver Figura II.6. Estos dispositivos demostraron ser eficientes para disipar energía bajo acción de sismos, y hoy en día se aplican en los extremos de diagonales de rigidización en forma de V, en vanos de estructuras aporticadas. Con un concepto similar, estudios experimentales mostraron la eficiencia de dispositivos con placas triangulares sometidas a flexión (TADAS), implementadas en forma similar a las ADAS.

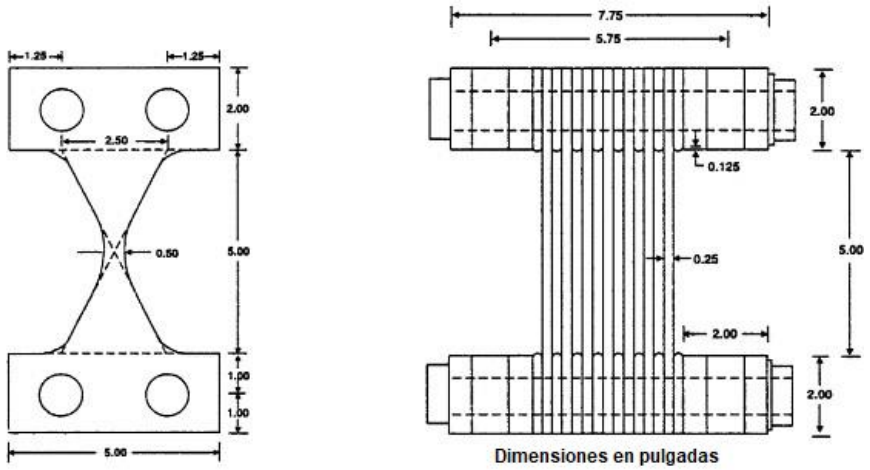


Figura II.6 – Dispositivos ADAS basados en fluencia de placas metálicas (Whittaker et al, 1991).

Otros tipos de amortiguadores basados en la fluencia de metales son las barras de pandeo restringido (BRB por sus iniciales en inglés). Este tipo de dispositivo consiste básicamente en una barra metálica circular que trabaja solamente en la dirección de su eje longitudinal. El pandeo de dicha barra se encuentra impedido ya que la misma se encuentra dentro de un tubo relleno con hormigón. Es importante asegurar que exista un mínimo espacio o *gap* entre la barra de acero y el recubrimiento de hormigón para que sólo la barra metálica trabaje axialmente y el hormigón tenga únicamente la

función de restringir su pandeo. En la Figura II.7 se ilustran los componentes recién descriptos de este tipo de dispositivo.

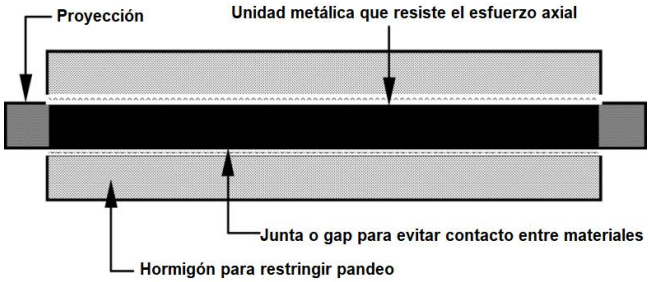


Figura II.7 – Esquema de una barra de pandeo restringido (Xie, 2005).

II.6.a.(ii) Amortiguadores de fricción

En estos amortiguadores se disipa energía por medio del trabajo no restitutivo realizado por la fuerza tangencial de rozamiento al producirse el deslizamiento relativo entre dos superficies en contacto. Esto se produce por el comportamiento viscoplástico de las rugosidades y la transformación en calor de la energía empleada para el desplazamiento. Un ejemplo de disipación con este principio es el de la energía cinética en los frenos de los automóviles.

Tanto la fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento como la energía posteriormente disipada, dependen de los materiales que componen la interfaz de contacto entre dos cuerpos, de la fuerza o presión normal a las superficies de contacto, y del estado de estas superficies.

Como demostraron diversas investigaciones, no resulta simple encontrar superficies que tengan un comportamiento friccional predecible. Esta complicación puede atribuirse a la alta dependencia del comportamiento con el estado de las superficies que, asimismo, depende de las condiciones ambientales. Entre muchas combinaciones ensayadas, Pall y Marsh (1982) concluyeron que las placas de acero con pastillas de freno presentan el comportamiento más regular.

En la Figura II.8 se muestra un dispositivo de disipación tipo riostra basado en el principio de fricción. En el mismo, el deslizamiento se produce en una interfaz formada por pastillas de freno ubicadas entre placas de acero con uniones abulonadas de deslizamiento limitado *(limited slip bolted joints* o LSB). Este dispositivo se ha empleado con éxito en la rigidización de pórticos con diagonales sometidas a tracción y compresión. El dispositivo comienza a disipar energía cuando se produce el deslizamiento entre las placas como consecuencia de la distorsión que sufre el pórtico. El comportamiento de este dispositivo es, en general, estable pero la cantidad de energía disipada depende de si se alcanza o no la fuerza de deslizamiento en cada ciclo.

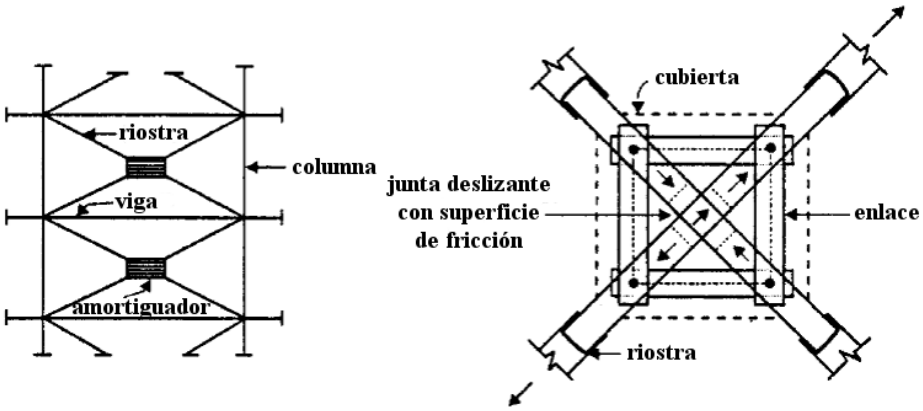


Figura II.8 – Arriostramientos con dispositivos de fricción tipo Pall (Pall y Marsh, 1982).

El dispositivo de disipación de energía limitada (*energy dissipating restraint* o EDR) (Nims, Richter y Bachman, 1993) es otro tipo de amortiguador de fricción. Un esquema del mismo se observa en la Figura II.9. Este dispositivo consiste en un cilindro con un resorte interno y cuñas que hacen contacto con la pared interior del mismo, aquí es donde se genera la fuerza de fricción. La característica distintiva del EDR es que la fuerza límite para el deslizamiento por fricción es variable con el desplazamiento relativo entre los extremos del amortiguador. Esto es posible por la variación de la presión de confinamiento que ejerce el resorte al cambiar de longitud contra las cuñas, cambiando la fuerza normal que estas ejercen contra la pared del cilindro. Además, este dispositivo resulta versátil ya que se puede ajustar la precompresión del resorte y los espacios interiores libres para el desplazamiento del mismo, esto permite variar la relación fuerza - desplazamiento que caracteriza el comportamiento del EDR.

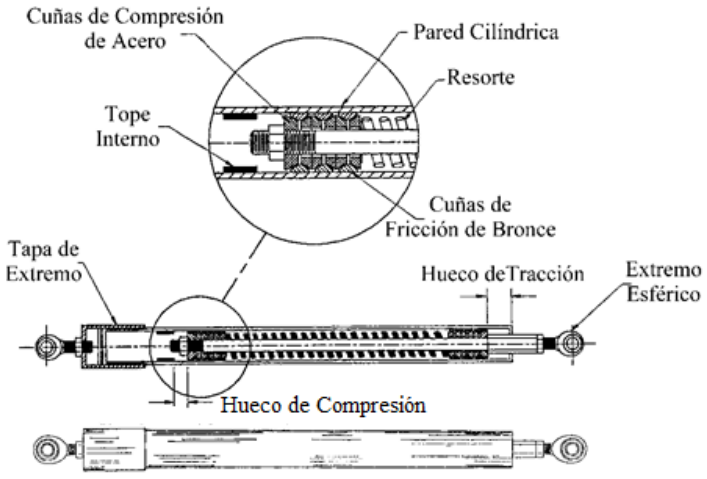


Figura II.9 – Amortiguador de fricción tipo EDR (Nims, Richter y Bachman, 1993).

II.6.a.(iii) Amortiguadores viscoelásticos

Estos amortiguadores emplean polímeros o materiales vítreos que disipan energía al sufrir deformaciones angulares por corte. Estos materiales son seleccionados en base a dos parámetros: el módulo de almacenamiento por corte (*shear storage modulus*; medida de la capacidad para almacenar energía en forma conservativa y luego devolverla al sistema) y el módulo de pérdida por corte (*shear loss modulus*; medida de la capacidad de disipar energía dentro de un ciclo de carga). Ambos módulos definen el comportamiento del material y son altamente variables con las condiciones ambientales a las que se somete el amortiguador. Los dos parámetros más importantes que provocan esta dispersión son: la temperatura, disminuyendo la energía disipada a medida que ésta aumenta, y el contenido de frecuencias de la excitación, aumentando la energía disipada y almacenada a medida que las frecuencias son mayores. Por lo tanto, para juzgar correctamente el desempeño de este tipo de dispositivo es necesario definir adecuadamente estos parámetros.

Las fuerzas desarrolladas por los amortiguadores viscoelásticos son proporcionales a los desplazamientos y velocidades relativas, lo que tiene el efecto de aumentar la rigidez y el amortiguamiento de la estructura. Su dimensionado se realiza entonces en función del amortiguamiento equivalente que se desea obtener con su implementación. Un punto importante para obtener un desempeño eficiente es la ubicación de los amortiguadores dentro de la estructura, por lo que se definen luego las ubicaciones óptimas de los mismos para colocar la menor cantidad posible con igual beneficio. En la Figura II.10 se observa una configuración típica de un amortiguador de este tipo.

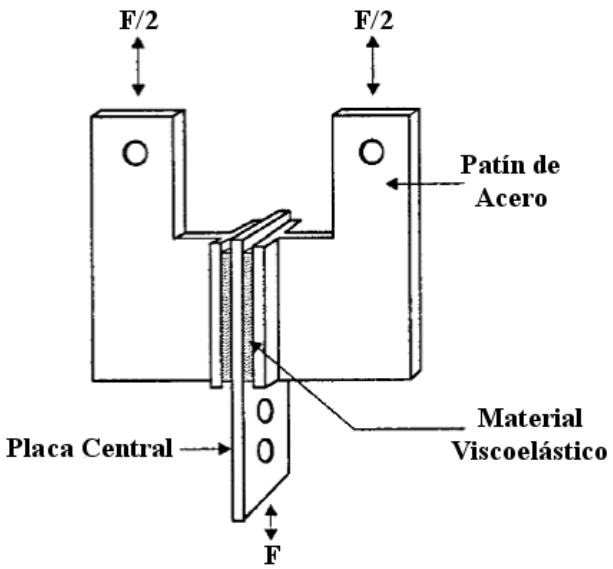


Figura II.10 – Configuración de un amortiguador viscoelástico (Soong y Dargush, 1997).

Dentro de la industria de la construcción, este tipo de amortiguador fue utilizado en un comienzo para reducir las vibraciones en estructuras provocadas por acción del viento. Posteriormente, comenzó a ser aplicado para el caso de estructuras sometidas a la acción sísmica, donde también se pudo verificar su efectividad.

II.6.a.(iv) Amortiguadores de fluido viscoso

En estos amortiguadores la energía que se transfiere al dispositivo se transforma en calor mediante el flujo de un líquido viscoso en una cámara que puede ser abierta o cerrada. En el caso de los amortiguadores de cámara abierta, el líquido fluye y se deforma libremente. En cambio, en el caso de los amortiguadores de cámara cerrada, el fluido es forzado a pasar a través de un orificio.

Un ejemplo de dispositivo de cámara abierta es el amortiguador de recipiente cilíndrico desarrollado por GERB Vibration Control. Como consecuencia de su geometría axisimétrica, este amortiguador permite la disipación de energía en los seis grados de libertad. Un esquema del mismo puede apreciarse en la Figura II.11.

Por otro lado, los amortiguadores de cámara cerrada resultan más eficientes, ya que logran disipar mayor cantidad de energía a igual volumen del dispositivo. A su vez, también son menos sensibles a los cambios de temperatura y al contenido de frecuencia de la excitación sísmica. Pero tienen la desventaja de que se debe prestar atención a la vida útil de los elementos de sellado. Dentro de esta categoría también existen dispositivos en los que se reemplaza el fluido viscoso por un elastómero basado en siliconas (ver Figura II.12). Este elastómero posee una alta rigidez inicial y, una vez que se supera su umbral de carga, es capaz de fluir dentro de la cámara.

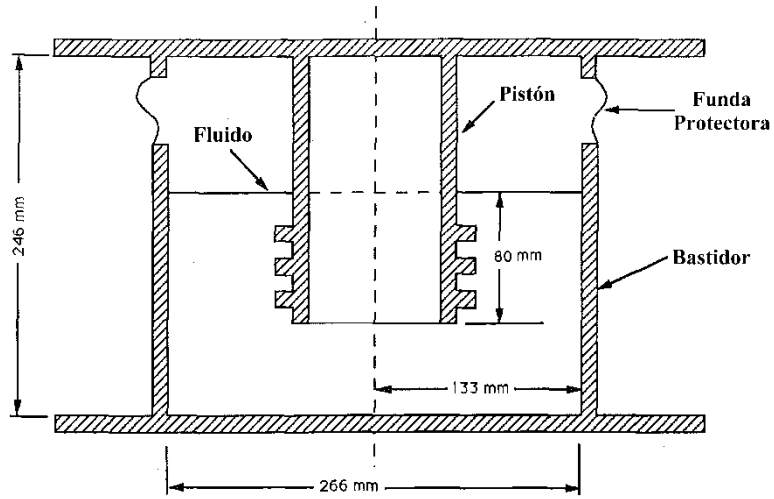


Figura II.11 – Amortiguador de cámara abierta tipo GERB (Makris y Constantinou, 1991).

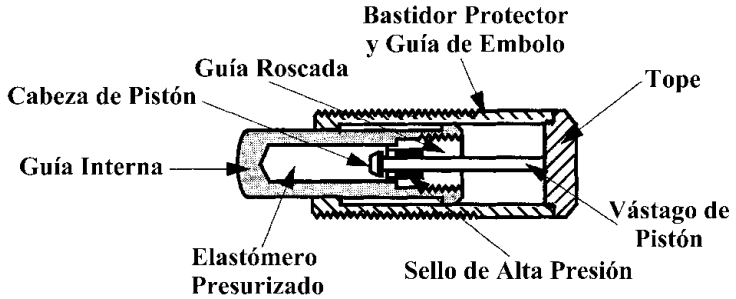


Figura II.12 – Amortiguador de resorte elastomérico tipo Jarret (Peckan, Mander y Chen, 1995).

II.6.b Dispositivos pasivos de masa

Al igual que los dispositivos tipo riostra descriptos en el apartado anterior, los dispositivos pasivos de masa tienen como finalidad reducir la energía disipada por la estructura principal, transfiriendo parte de la energía de vibración a la masa móvil del dispositivo. Dentro de este grupo se distinguen los amortiguadores de masa sintonizados (AMS), y los amortiguadores de líquido sintonizados (ALS).

II.6.b.(i) Amortiguadores de masa sintonizados

En el caso de los AMS, los mismos consisten básicamente en un sistema formado por una masa, un resorte y un amortiguador, ver Figura II.13. La energía proveniente de la acción dinámica externa se transfiere al AMS porque el mismo posee una masa que tiene un desplazamiento relativo con respecto a la estructura principal. Esta transferencia resulta máxima cuando los movimientos relativos entre la estructura y el AMS tienen igual frecuencia con un desfasaje temporal de 90°.

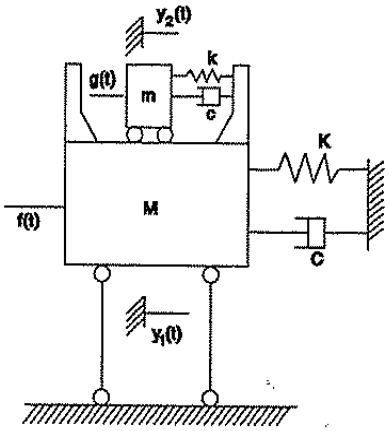


Figura II.13 – AMS montado sobre una Estructura de un Grado de Libertad (Soong y Dargush, 1997).

En un comienzo estos amortiguadores fueron utilizados para la absorción de vibraciones dinámicas en máquinas. En ese sentido, los estudios originales se remontan al año 1909 y fueron realizados por Frahm (1909). El estudio inicial se realizó sobre sistemas sin amortiguamiento bajo cargas armónicas y con un AMS compuesto solamente por una masa y un resorte. Este dispositivo mostró ser efectivo cuando la frecuencia de excitación es muy cercana a la frecuencia natural de la estructura, resultando más desfavorable para el resto de los casos.

Para mejorar las respuestas de estos dispositivos ante acciones con mayor contenido de frecuencias, como pueden ser la del viento o la de los sismos, Ormondroyd y Den Hartog (1928) propusieron incorporar un amortiguador viscoso al AMS.

Un AMS usualmente es caracterizado por tres parámetros: por un lado, la relación ν entre la masa m propia del amortiguador y la masa M del sistema principal, por otro, por la relación α entre la frecuencia angular del AMS (ω_{AMS}) y la frecuencia angular del sistema a controlar (ω_s) y, finalmente, por el valor de la relación de amortiguamiento ζ utilizada en el amortiguador viscoso del AMS.

Los valores de ν utilizados en la práctica normalmente varían entre 0.01 y 0.10. La relación de frecuencias suele ser próxima a 1, de manera que la frecuencia del AMS se encuentre sintonizada con la estructura principal. Asimismo, el valor de amortiguamiento suele estar asociado a la relación de masas adoptada para el AMS.

A lo largo de los años, numerosos investigadores intentaron establecer valores óptimos de amortiguamiento y de relación de frecuencias para AMS con diferentes valores de ν en estructuras sometidas a distintos tipos de carga, incluyendo la acción sísmica y carga armónica. Warburton (1982) sintetizó estos estudios en tablas. En particular, para el caso de aceleraciones actuando en la base de estructuras se sugieren las siguientes expresiones para los valores óptimos de α y ζ:

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1+\nu} \tag{II.1}$$

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3\cdot\nu}{8\cdot(1+\nu)}} \tag{II.2}$$

Paralelamente, los amortiguadores de masa sintonizada de fricción (AMSF) (Inaudi y Kelly, 1995) fueron captando atención en la literatura más reciente (Kim y Lee, 2019). En los mismos, se reemplaza el amortiguador viscoso de los AMS tradicionales por un amortiguador de fricción. Substituir un amortiguador viscoso por uno de fricción presenta ciertas ventajas: en primer lugar, se evitan los problemas de pérdidas de fluidos que son propios de los amortiguadores que usan aceites viscosos y, además, los amortiguadores de fricción resultan menos sensibles a las condiciones ambientales y de trabajo. En la Figura II.14 se observa un esquema de un AMSF caracterizado por un amortiguador friccional con coeficiente de fricción μ.

Ricciardelli y Vickery (1999) fueron los primeros en proponer un criterio de diseño para AMSF en estructuras de 1 grado de libertad sometidas a cargas armónicas. Lee, Berger y Kim (2005) realizaron un estudio sobre la factibilidad de un amortiguador de fricción sintonizable, llegando a la conclusión de que un correcto dimensionado de la masa del AMSF y el cumplimiento de criterios adecuados para el amortiguador permiten combinar los beneficios de un amortiguador de fricción con los de un AMS tradicional. Posteriormente, Gewei y Basu (2010) analizaron las características dinámicas de un sistema de 1 grado de libertad reforzado con un AMSF, usando soluciones para casos armónicos y linealización estadística. Los resultados de esta investigación comprobaron que, de ser diseñado adecuadamente, un AMSF posee los beneficios de un amortiguador de fricción como de un AMS tradicional.

Diversos autores han logrado comprobar que, bajo ciertas condiciones, los AMSF son capaces de mejorar el rendimiento de los amortiguadores de masa sintonizados tradicionales. Como ejemplo de ello pueden citarse los trabajos de Etedali, Akbari y Seifi (2019) y Jiang et al (2019).

Los estudios mencionados demuestran que los AMSF tienen potencial para convertirse en dispositivos de disipación pasivos efectivos para el control de vibraciones en estructuras. Sin embargo, las investigaciones más importantes sobre el tema provienen de análisis teóricos y numéricos, faltando aún una aplicación práctica más difundida de los mismos. Esto, en parte, es debido a que raras veces se pudo configurar un AMSF para que alcance un desempeño óptimo de control.

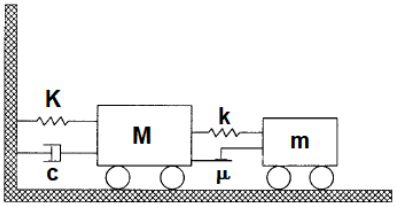


Figura II.14 – Sistema de 1 grado de libertad con un amortiguador de masa sintonizado de fricción (Ricciardelli y Vickery, 1999).

La principal desventaja de un AMS radica en su sensibilidad a la frecuencia de sintonizado con respecto a la estructura principal. Si el mismo es diseñado de forma incorrecta, se pueden amplificar las vibraciones del sistema, en lugar de reducirlas. Para revertir esta situación, diversos autores, entre los que se pueden nombrar a Xu e Igusa (1992), y Joshi y Jangid (1997), propusieron el uso de amortiguadores de masa sintonizados múltiples (AMSM).

De forma similar a los AMS tradicionales, los AMSF presentan la misma limitación en cuanto al ancho de frecuencia estrecho en el que son efectivos. Sin embargo, este ancho de frecuencia puede ser ampliado mediante el uso de múltiples amortiguadores de masa sintonizados de fricción (MAMSF), ver Figura II.15. Estos sistemas fueron estudiados en profundidad por Pisal (2015), quien dedujo las ecuaciones de movimiento que dominan el problema de una estructura de múltiples niveles reforzada con MAMSF en la terraza y, además, estudió la influencia en la respuesta de parámetros como el número de AMSF necesarios, la relación de masas, la relación de frecuencias y el espaciamiento de las mismas, así como también la fuerza de deslizamiento en cada AMSF. Pisal fue capaz de probar que a igual relación de masas ν, los MAMSF son más eficaces en controlar la respuesta de la estructura que un único AMSF.

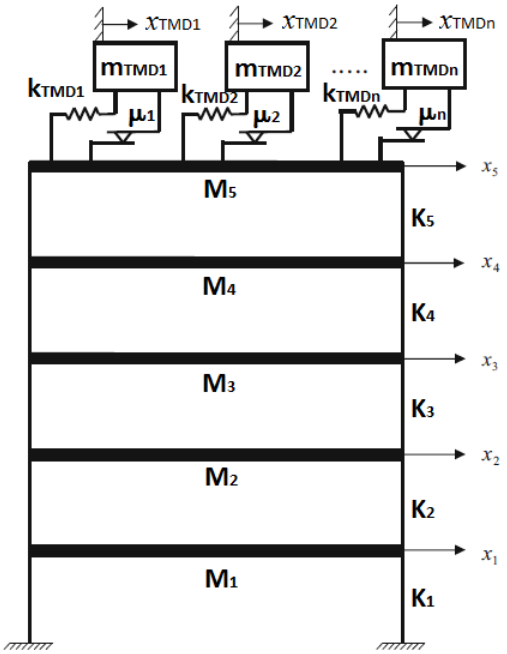


Figura II.15 – Estructura de edificio de 5 niveles reforzada con múltiples amortiguadores de masa sintonizados de fricción en la terraza (Pisal, 2015).

II.6.b.(ii) Amortiguadores de líquido sintonizados

En este tipo de dispositivos de masa se mantiene el mismo principio de transferencia de energía del AMS. La diferencia radica en que para los amortiguadores de líquido sintonizados (ALS), tanto la masa y la rigidez, como los mecanismos restitutivos y de disipación son aportados por un líquido contenido en un recipiente que, a su vez, se encuentra vinculado a la estructura principal.

La aplicación de este tipo de amortiguador a estructuras civiles comenzó en la década de 1980. Desde entonces, se emplearon tanto dispositivos que disipan energía por oleaje (Modi, Welt y Seto, 1995) como otros que lo hacen por el flujo de una columna de líquido entre dos tanques (Xu, Samali y Kwok, 1992). El amortiguador de columna de líquido consiste en un tubo parcialmente lleno, donde la frecuencia del sistema depende de la longitud total del sistema y el amortiguamiento depende del flujo a través de orificios y de la fricción con las paredes. Un esquema del mismo se observa en la Figura II.16.

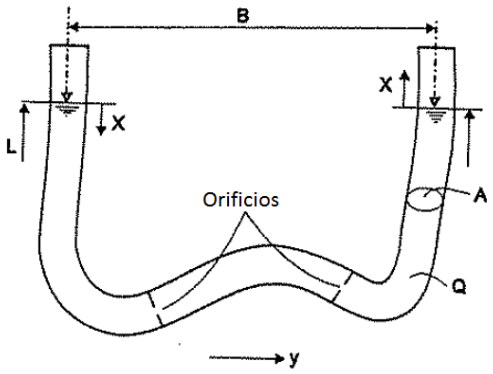


Figura II.16 – Amortiguador de líquido sintonizado de columnas (Xu, Samali y Kwok, 1992)

A diferencia de los AMS, estos amortiguadores presentan un comportamiento altamente no lineal debido al movimiento del fluido. Por ello, la respuesta depende de la amplitud de las oscilaciones. Sin embargo, se han realizado algunos intentos de linealizar el problema para simplificarlo y poder optimizar los parámetros haciendo analogías con los AMS.

II.6.c Paneles pasivos de disipación de energía

Como se demostró en lo anteriormente expuesto, existe un constante desarrollo de nuevos dispositivos. De la misma manera, también se trabaja en la optimización de dispositivos que ya se encuentran patentados. Los desarrollos más recientes en el campo de dispositivos pasivos de disipación de energía tienden a añadir una tercera categoría que se diferencia de los de tipo riostra y de los de masa: los paneles pasivos de disipación de energía. En este apartado se presenta una breve síntesis de los mismos.

II.6.c.(i) Paneles de amortiguamiento viscoso VWD (Miyazaki et al, 1986)

En primer lugar, deben mencionarse los paneles de amortiguamiento viscoso (*viscous wall dampers*, VWD) propuestos por Miyazaki et al (1986). Podría decirse que estos dispositivos representan una extensión de los amortiguadores de fluido viscoso descriptos previamente. Los VWD básicamente consisten en tres placas dispuestas de forma paralela, la placa central se encuentra unida a la viga superior de un pórtico, mientras que las dos placas externas se anclan a la viga inferior. En el espacio entre placas se coloca un fluido de alta viscosidad. Cuando ocurre un sismo, la placa central tiene un desplazamiento relativo con respecto a las placas externas y, en el espacio entre las mismas, se genera una fuerza de amortiguamiento que tiende a reducir la respuesta de la estructura.

Miyazaki realizó una serie de ensayos cíclicos para investigar la respuesta aislada del VWD y obtuvo una fórmula para su diseño. El comportamiento dinámico de edificios con paneles de amortiguamiento viscoso fue validado mediante ensayos en mesa vibratoria usando un prototipo de 5 pisos. Posteriormente, Miyazaki diseñó junto con Mitsusaka el edificio SUT (Japón) que fue el primero en utilizar los VWD. Esta construcción exhibió un buen comportamiento durante el terremoto de Hanshin, por lo que estos paneles ganaron atención de la comunidad científica. Este dispositivo sigue siendo perfeccionado en la actualidad, tal como se describe en los trabajos de Zhou et al (2018) y Sun, Wu y Mo (2018). En la Figura II.17 se observa un corte transversal del panel donde se pueden observar las placas y el fluido.

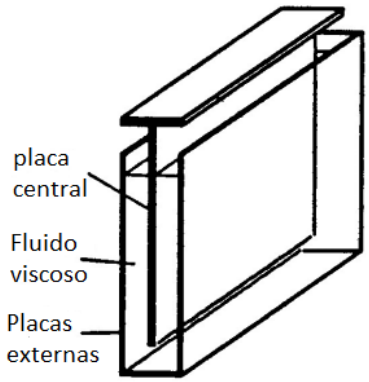


Figura II.17 – Esquema de panel de amortiguamiento viscoso VWD (Miyazaki et al, 1986).

II.6.c.(ii) Paneles pasivos de mampostería semi-enclavada (Totoev y Lin, 2012)

Los paneles pasivos de mampostería semi-enclavados son descriptos por Totoev y Lin (2012). Este tipo de panel disipa energía a través del deslizamiento relativo entre mampuestos en el plano de la pared. Los desplazamientos de las unidades fuera del plano se encuentran impedidos ya que los mampuestos tienen una forma especial que hace que se encuentren entrelazados uno con otro. Las unidades son semi-enclavadas y unidas en seco (sin mortero), para poder desarrollar la fricción necesaria. Según ensayos realizados por los autores, el comportamiento de estos paneles depende en gran medida del contacto existente entre el panel y la viga superior del pórtico de hormigón armado. En la Figura II.18 se exhibe uno de los tipos de mampuestos con unión mecánica que pueden conformar estos paneles.

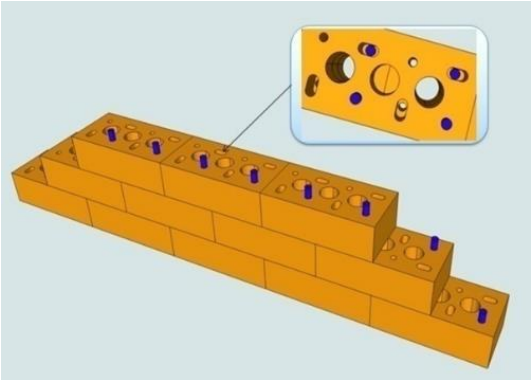


Figura II.18 - Mampostería semi-enclavada con unión mecánica (Totoev, 2015).

II.6.c.(iii) Panel de fricción con hormigón aligerado (Nabid, Hajirasouliha y Petkovski, 2017)

El dispositivo propuesto por estos autores está formado por un panel de hormigón vinculado al pórtico mediante conexiones en cada uno de sus lados. El mecanismo de disipación por fricción se coloca en la unión entre la viga superior del pórtico y el panel de hormigón alivianado. El mismo consiste en dos placas externas de acero unidas a la parte superior del panel con remaches superpuestas con una placa central ranurada que se encuentra anclada a la viga del pórtico. Para la superficie de fricción, que se encuentra entre las placas externas y la central, se utilizan placas de latón. Esto se debe a que se obtiene mayor disipación por fricción con la interfaz acero – latón que con la interfaz acero – acero. Las restantes conexiones entre panel y pórtico son diseñadas para evitar el movimiento lateral y vertical del panel con respecto a la viga inferior. El soporte vertical es provisto mediante conexiones ranuradas horizontalmente entre panel y columnas, mientras que la restricción horizontal se logra mediante conexiones remachadas entre la parte inferior del panel y la viga inferior del pórtico. En este último caso, las conexiones presentan ranuras verticales para garantizar el movimiento en el mecanismo de fricción. El dispositivo anclado a un pórtico de hormigón, junto con el detalle del mecanismo de fricción, se presentan en Figura II.19.

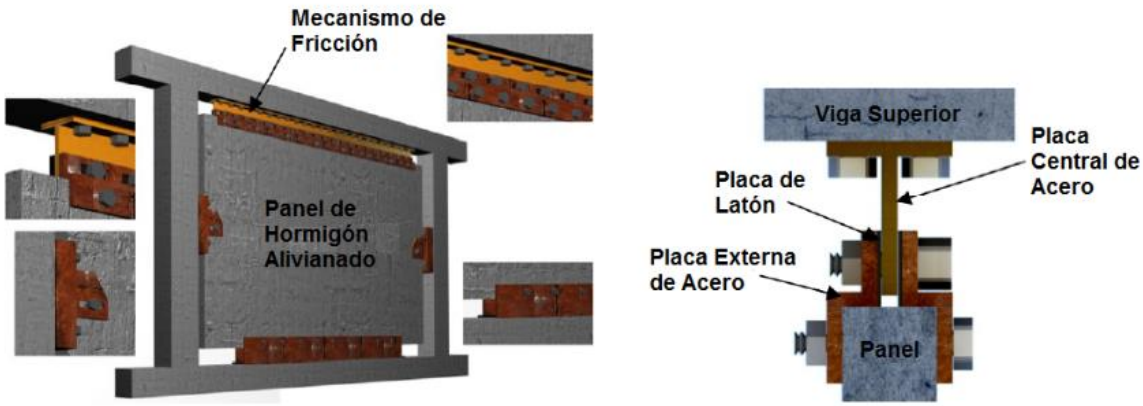


Figura II.19 – Panel de fricción con hormigón aligerado junto con detalle de mecanismo de fricción (Nabid, Hajirasouliha y Petkovski, 2017).

II.7 PANELES SUPLEMENTARIOS NO PASIVOS

Existen otros tipos de paneles que son usados para la rehabilitación sísmica de estructuras, los mismos tienen como propósito general incrementar la rigidez del conjunto, logrando de esta manera disminuir desplazamientos. Estos paneles pueden asociarse también a un incremento en la resistencia. En algunos casos también pueden proveer a la estructura de un componente de disipación por deformaciones inelásticas. Sin embargo, esto no alcanza para poder clasificarlos como elementos de control pasivo, ya que por sus características intrínsecas son más bien elementos que suplementan rigidez a la estructura principal. En esta sección se presentan algunos paneles con estas características.

II.7.a Paneles de placas de acero y perfiles de placas plegadas en frío (Mohebbi et al, 2016)

Mohebbi et al (2016) propusieron paneles formados por placas de acero y perfiles de chapa plegada en frío. Este tipo de panel es relativamente reciente y no hay muchos estudios sobre el mismo. Los autores estudiaron la influencia de revestimientos de yeso y/o fibrocemento con distintas configuraciones sobre una o ambas caras del panel, ver Figura II.20. Se evaluaron parámetros tales como la resistencia última, rigidez, ductilidad y energía disipada para cada una de las configuraciones de paneles y revestimientos ensayadas. Se concluyó que agregar revestimientos al panel tiene un efecto beneficioso tanto en la resistencia última al corte como en la capacidad de disipar energía de forma histerética.

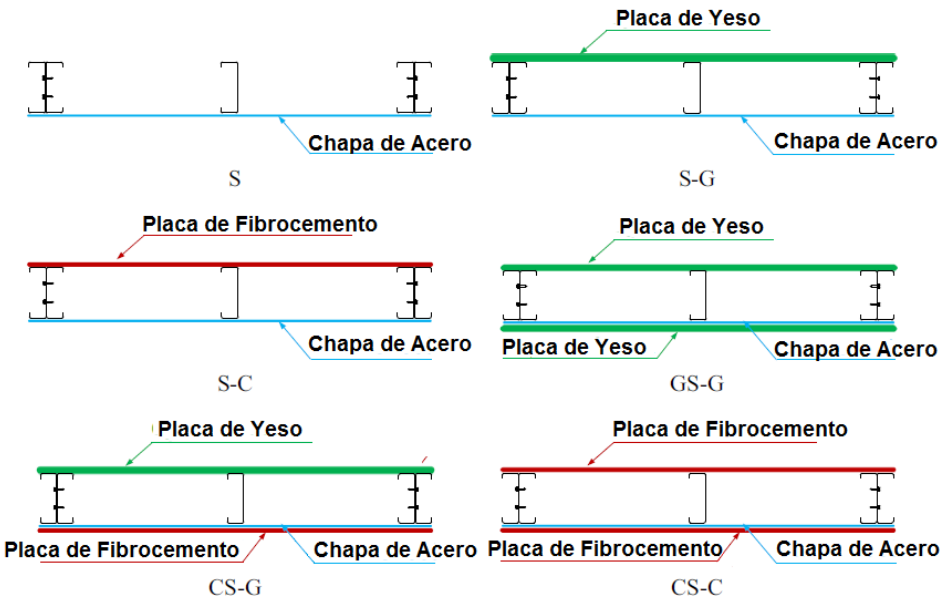


Figura II.20 – Secciones transversales de distintas configuraciones de panel propuestas por Mohebbi et al (2016).

II.7.b Paneles de acero corrugado (Bahrebar et al, 2016)

En la publicación de Bahrebar et al (2016) se analiza el comportamiento estructural de diversos modelos numéricos de paneles de acero corrugado. Algunos de los modelos numéricos fueron validados con datos obtenidos de ensayos de laboratorio. Este tipo de paneles es utilizado como relleno de pórticos metálicos para incrementar su rigidez ante solicitaciones sísmicas, en especial resulta útil para la rehabilitación de estructuras existentes. Se estudiaron varias configuraciones en lo que se refiere al ángulo de doblado de las placas de acero corrugadas trapezoidales, y también se evaluó el comportamiento de paneles con aberturas. En la Figura II.21 se observa una imagen con la discretización de un modelo computacional de este tipo de panel.

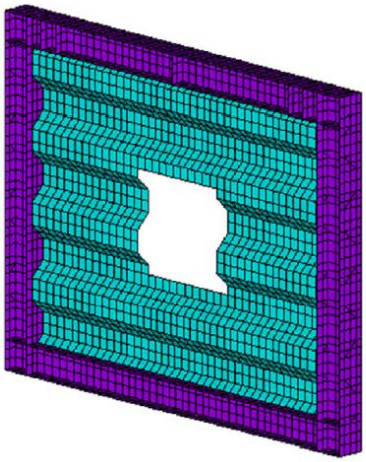


Figura II.21 – Modelo computacional de elementos finitos de un pórtico metálico reforzado con un panel de acero corrugado con abertura central (Bahrebar et al, 2016).

II.7.c Panel de hormigón armado tipo sándwich (Palermo y Trombetti, 2016)

Otro tipo de panel es descripto por Palermo y Trombetti (2016). Este sistema, al que se denomina tipo sándwich, está compuesto por dos capas finas de hormigón (*shotcrete*) separadas por una capa aislante de poliestireno. Entre el aislante y las capas de hormigón se colocan mallas de acero con barras de diámetro pequeño. En la Figura II.22 se esquematiza la sección transversal de este tipo de dispositivo. Una de las ventajas de este tipo de panel es que puede servir tanto como elemento divisorio no estructural, como elemento estructural resistente a la acción sísmica. Esta investigación incluye los resultados de ensayos pseudo-estáticos a carga cíclica llevados a cabo sobre distintos especímenes con y sin aberturas. En base a estas pruebas de laboratorio se elaboró un modelo numérico no lineal capaz de reproducir el comportamiento histerético y de describir la evolución del daño de estos paneles.

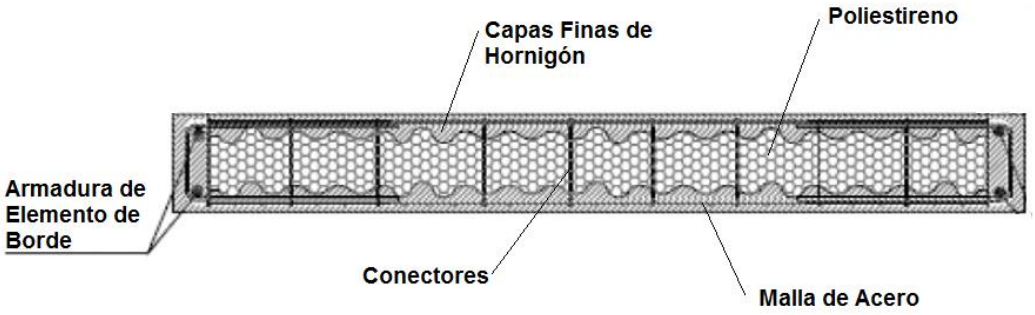


Figura II.22 – Sección transversal de un panel de hormigón armado tipo sándwich (Palermo y Trombetti, 2016).

II.7.d Paneles compuestos de acero y hormigón (Zhang, Qin y Chen, 2015)

Zhang, Qin y Chen (2015) trabajaron con paneles compuestos de acero y hormigón. Los mismos están formados por un número de perfiles de chapa plegada en frío unidos con soldaduras de penetración completa que actúan como encofrado y caras exteriores del panel. El interior del panel es rellenado con hormigón para que el mismo actúe conjuntamente con el acero. Dos imágenes de secciones transversales características se adjuntan en la Figura II.23. Este tipo de configuración permite resistir tanto acciones sísmicas como cargas gravitatorias. Estos autores investigaron la capacidad de estos paneles a través de una serie de ensayos a carga cíclica realizados sobre diversos especímenes. El comportamiento sísmico de estos paneles fue caracterizado mediante los modos de fallas, las curvas histeréticas, resistencia última, rigidez, deformación última, ductilidad y capacidad de disipación de energía.

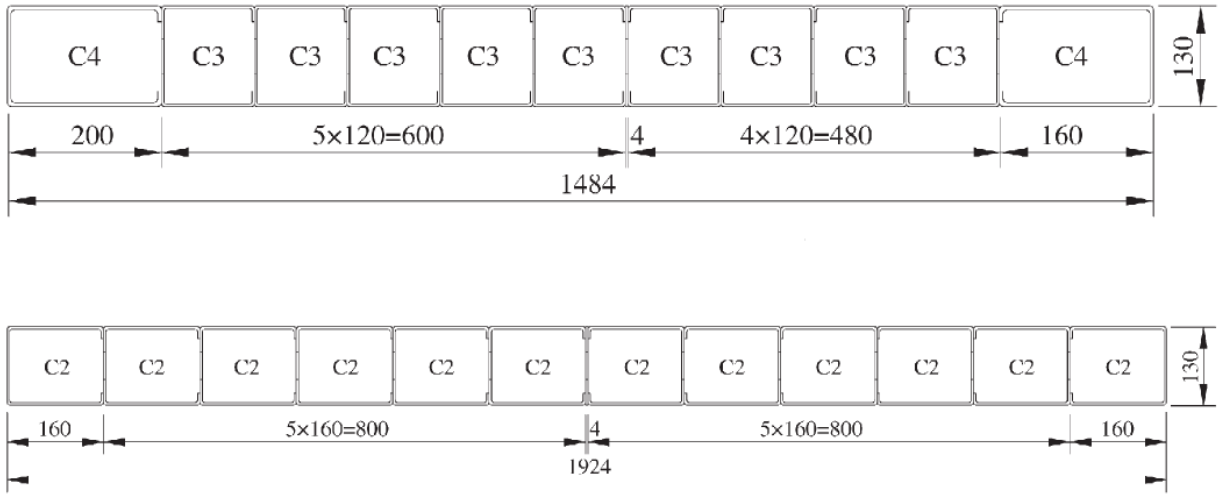


Figura II.23 – Dos secciones transversales características para paneles compuestos de acero y hormigón (Zhang, Qin y Chen, 2015).

II.8 COMENTARIOS FINALES

Del estudio realizado sobre la bibliografía puede inferirse que, como consecuencia de sus características, los dispositivos pasivos resultan los más convenientes para ser aplicados en el control de vibraciones de estructuras en la República Argentina debido a su nula demanda de energía externa, como también a su bajo costo de mantenimiento y puesta en funcionamiento. Existen numerosos tipos de dispositivos dentro de este grupo, todos con sus respectivas ventajas y desventajas.

En este marco, esta tesis propone un novedoso dispositivo tipo panel basado en el deslizamiento de bloques sobre superficies planas. Para comprender mejor el funcionamiento del mismo, es necesario analizar en profundidad la cinemática y dinámica del problema. Este estudio se expone en profundidad en el capítulo siguiente.

CAPÍTULO III
CINEMÁTICA DE BLOQUE DESLIZANDO SOBRE UNA SUPERFICIE PLANA CON FRICCIÓN

III.1 INTRODUCCIÓN

Como el dispositivo de control pasivo desarrollado en esta tesis se basa en el deslizamiento de bloques rígidos sobre superficies planas con fricción, en el presente capítulo se enuncian y deducen las ecuaciones de movimiento que gobiernan este problema. En los casos que se analizan aquí, se asume que la excitación viene dada por un desplazamiento en función del tiempo sobre la superficie donde apoyan los bloques.

Se comienza el estudio por el caso más simple: base con desplazamiento que varía de forma armónica en el tiempo. Para este caso se obtiene analíticamente la respuesta del bloque. Posteriormente, también se plantea el balance energético del problema, detallando y obteniendo las expresiones para los distintos tipos de energía intervinientes.

Adicionalmente, aquí se estudian en profundidad las distintas fases que puede tener el movimiento del bloque: "pegado" a la base (o *stick*) o deslizamiento (*slip*). Se analiza para el caso de movimiento armónico de la base como varía la disipación de energía por fricción de acuerdo al tipo de respuesta, y además se obtiene el factor de rozamiento óptimo que maximiza la disipación de energía para este caso particular.

Finalmente, se plantea una solución numérica para el caso de un bloque apoyando en una superficie que se mueve siguiendo un registro sísmico. Esta solución numérica se obtiene haciendo una aplicación del método de Newmark.

III.2 GENERALIDADES DE FRICCIÓN

El trabajo realizado por las fuerzas de fricción constituye una de las fuentes de disipación de energía más estudiadas y difundidas. Estas fuerzas aparecen entre dos superficies en contacto que pueden experimentar movimiento relativo. A lo largo del tiempo se han identificado distintos tipos de fricción, a saber:

- Fricción seca: se opone al movimiento relativo entre dos superficies sólidas en contacto. Asimismo, puede subdividirse entre fricción estática, cuando no hay movimiento entre las superficies, y fricción cinemática, cuando las superficies experimentan movimiento relativo.

- Fricción de fluidos: describe la fricción entre capas de fluidos viscosos que se desplazan una con respecto a la otra.

- Fricción lubricada: se refiere al caso en el que un lubricante fluídico separa dos superficies sólidas.

- Fricción de piel: es un componente del arrastre, la fuerza que se opone al movimiento de un fluido alrededor de la superficie de un cuerpo.

- Fricción interna: es la fuerza que impide el movimiento entre los elementos que componen un material sólido sometido a deformación.

El estudio en profundidad del movimiento relativo entre superficies en contacto se encuentra enmarcado dentro de la ciencia conocida como Tribología.

La fricción es una fuerza no conservativa. Esto es así ya que cuando dos superficies en contacto experimentan movimiento relativo entre sí, la energía cinética se transforma en calor en la interfaz de contacto.

III.2.a Fricción seca

Como se describió previamente, la fricción seca es la que resiste el movimiento relativo entre dos cuerpos sólidos en contacto. Un ejemplo clásico de fricción seca se ilustra en la Figura III.1(a), donde se observa un bloque rígido de peso $\mathcal{W}$ que descansa sobre una superficie horizontal rugosa y es empujado en la dirección horizontal por una fuerza P.

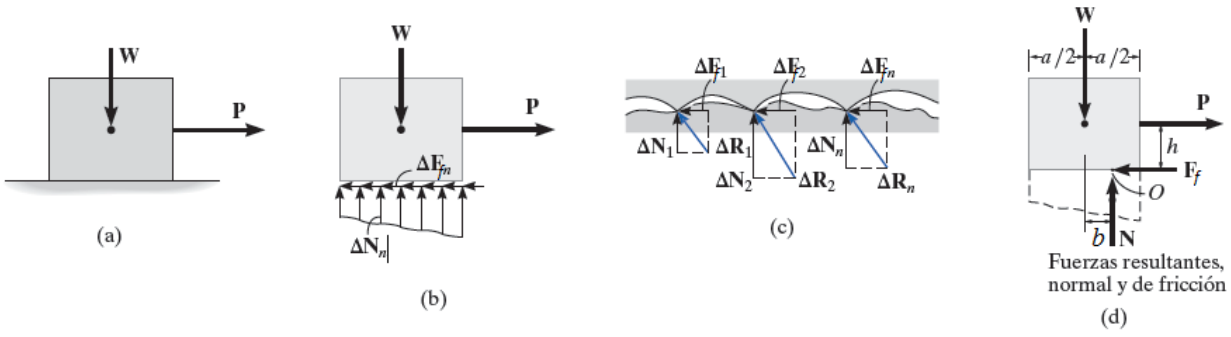


Figura III.1 – Teoría de la fricción seca de Coulomb (Hibbeler, 2010).

En el diagrama de cuerpo libre de la Figura III.1(b) se observa que el piso ejerce una distribución dispar de fuerza normal ($\Delta\mathcal{N}_n$) y de fuerza de fricción ($\Delta\mathrm{F}_{fn}$), a lo largo de la superficie de contacto. Para que el bloque no experimente movimiento, las fuerzas normales deben actuar hacia arriba para contrarrestar el peso del bloque, así como las fuerzas de fricción deben actuar hacia la izquierda para impedir que la acción de la fuerza P mueva el bloque hacia la derecha.

En la Figura III.1(c) se muestra una imagen ampliada de la interfaz de contacto donde se evidencian todas las irregularidades y asperezas. En cada uno de los puntos de contacto reales se generan fuerzas reactivas, denotadas como ΔR_n. Cada una de estas fuerzas reactivas contribuye con una componente horizontal de fricción ΔF_{fn} y con una componente normal $\Delta \mathcal{N}_n$.

Las fuerzas resultantes de las cargas distribuidas en la interfaz se denotan como F_f y $\mathcal{N}$, respectivamente. Las mismas se pueden apreciar en el diagrama de cuerpo libre de la Figura III.1(d). Para el caso en que el comportamiento del bloque es asimilado a un cuerpo rígido, se observa que $\mathcal{N}$ actúa a una distancia b hacia la derecha de la línea de acción de $\mathcal{W}$ (que pasa por el centro de gravedad del bloque), de manera de equilibrar el momento de vuelco ejercido por la fuerza P actuando a una altura h con respecto a las superficies de contacto.

Puede darse el caso que la fuerza de fricción F_f no sea lo suficientemente grande como para equilibrar a P y, consecuentemente, el bloque tenderá a deslizar en lugar de volcar. Es decir, que al incrementarse gradualmente P, F_f aumentará hasta alcanzar un valor máximo conocido como fuerza límite de fricción estática F_{fs}, ver Figura III.2. Al alcanzar este valor, el bloque se encuentra en un estado de equilibrio inestable porque cualquier incremento adicional en la fuerza P ocasionará que el bloque comience a moverse.

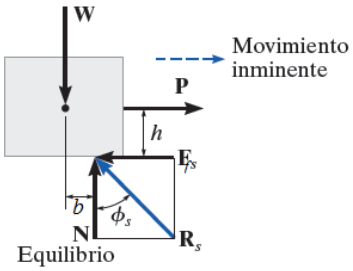


Figura III.2 – Equilibrio inestable del bloque en el instante de movimiento inminente (Hibbeler, 2010).

De la Figura III.2 puede observarse que en el instante en que el bloque está a punto de deslizar, la fuerza resultante R_s tiene como componentes a la fuerza normal $\mathcal{N}$ y a la fuerza límite de fricción estática F_{fs}. El ángulo ϕ_s que se forma entre $\mathcal{N}$ y R_s es conocido como el ángulo de fricción estática.

Si la magnitud de la fuerza P que actúa sobre el bloque se incrementa de forma que supera el valor de F_{fs}, se puede verificar que la fuerza de fricción en la interfaz de contacto cae a un valor menor que el límite estático, llamado fuerza de fricción cinética F_{fk}. En ese momento el bloque comienza a deslizar, ya que el mismo se "montará" en la parte superior de las asperezas en los puntos de contacto, como se evidencia en la Figura III.3(b).

En la Figura III.3(a) se tiene que para el bloque en movimiento la fuerza resultante en la superficie R_k forma un ángulo ϕ_k con la fuerza normal $\mathcal{N}$, el cual es conocido como ángulo de fricción cinético.

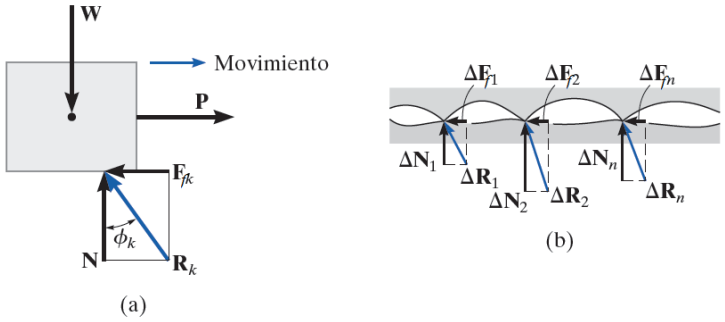


Figura III.3 – Fricción cinética (Hibbeler, 2010).
(a) Diagrama de cuerpo libre del bloque en movimiento.
(b) Bloque montado en la parte superior de irregularidades en la interfaz de contacto.

El modelo aproximado más difundido para determinar la fuerza en el caso de fricción seca es el de Coulomb. Dicho modelo, válido tanto para el caso de fricción estática como para fricción cinemática, establece que la fuerza de fricción es directamente proporcional a la magnitud de la fuerza normal resultante, cumpliéndose:

$$F_f = \mu \cdot \mathcal{N} \tag{III.1}$$

Donde:

F_f: es la fuerza de fricción paralela a las superficies de contacto.

μ: es el coeficiente de fricción o de rozamiento, que depende de los materiales en contacto.

$\mathcal{N}$: es la fuerza normal que cada cuerpo en contacto ejerce sobre el otro.

La fuerza de fricción de Coulomb puede tomar valores entre 0 y el límite dado por $\mu \cdot \mathcal{N}$. El sentido de la misma sobre un cuerpo es opuesto al sentido del movimiento que el mismo experimentaría si no hubiera fricción. Por lo tanto, en el caso de fricción estática, se tiene que la fuerza de fricción es exactamente igual al valor necesario para impedir que se produzca el movimiento relativo entre las superficies.

El coeficiente de fricción depende de si el bloque se encuentra en movimiento o no, distinguiéndose de esta manera el coeficiente de fricción estático (μ_s) y el coeficiente de fricción dinámico (μ_k).

Para el caso de equilibrio inestable ilustrado en la Figura III.2 se tiene que:

$$\tan \phi_s = \frac{F_{fs}}{\mathcal{N}} = \frac{\mu_s \cdot \mathcal{N}}{\mathcal{N}}$$

$$\mu_s = \tan \phi_s \tag{III.2}$$

De forma análoga, para el caso del bloque en movimiento de la Figura III.3(a), resulta que:

$$\tan \phi_k = \frac{F_{fk}}{\mathcal{N}} = \frac{\mu_k \cdot \mathcal{N}}{\mathcal{N}}$$

$$\mu_k = \tan \phi_k \tag{III.3}$$

Se puede deducir que $\phi_s \geq \phi_k$, por lo que se tiene también que $\mu_s \geq \mu_k$.

El gráfico de la Figura III.4 sirve para resumir los efectos discutidos con anterioridad. En el mismo se muestra la variación de la fuerza de fricción F_f en función de la carga aplicada P. De acuerdo al estado en que se encuentre el bloque pueden distinguirse tres segmentos de la curva bien diferenciados:

- En el primer segmento, representado por una recta a 45°, no existe movimiento relativo entre las superficies y la fuerza de fricción iguala a la carga horizontal aplicada.

- Cuando la fuerza de fricción alcanza el valor límite $F_{fs} = \mu_s \cdot \mathcal{N}$, el bloque se encuentra en un estado de movimiento inminente.

- En el momento en que se produce el deslizamiento del bloque, la fuerza de fricción cae hasta un valor $F_{fk} = \mu_k \cdot \mathcal{N}$ que se mantiene aproximadamente constante independientemente de P.

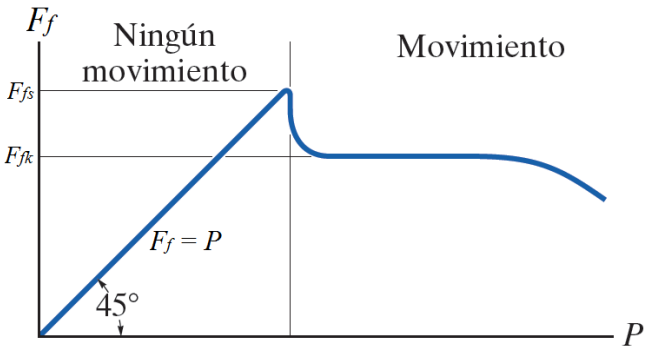


Figura III.4 – Fuerza de fricción F_f vs. Fuerza aplicada P (Hibbeler, 2010).

III.3 PLANTEO DE ECUACIONES DE MOVIMIENTO

En esta sección se deducen las ecuaciones que gobiernan el movimiento de un bloque con una determinada masa que desliza sobre una superficie plana con un determinado coeficiente de rozamiento. Estas ecuaciones servirán posteriormente para poder estimar la energía disipada por la fuerza de fricción durante el deslizamiento del bloque. En todo este apartado se supone que la solicitación viene dada por una determinada función del tiempo que describe el movimiento de la superficie sobre la que apoya el bloque.

III.3.a Bloque deslizando ante movimiento armónico de la base

Se quiere conocer la respuesta de un bloque con masa m que apoya sobre una superficie plana horizontal. La superficie de apoyo es sometida a un desplazamiento armónico de amplitud u_{g0} y frecuencia f_0. El coeficiente de roce μ en la interfaz de contacto es constante. El bloque parte del reposo. En la Figura III.5 puede observarse el eje de referencia, que permanece fijo, la posición original del bloque (línea llena) y la posición del bloque en un instante de tiempo t_i (línea de trazo). En la misma se define a $x(t)$ como el desplazamiento relativo del bloque con respecto a la base, mientras que $u(t)$ es el desplazamiento absoluto del mismo con respecto a la referencia.

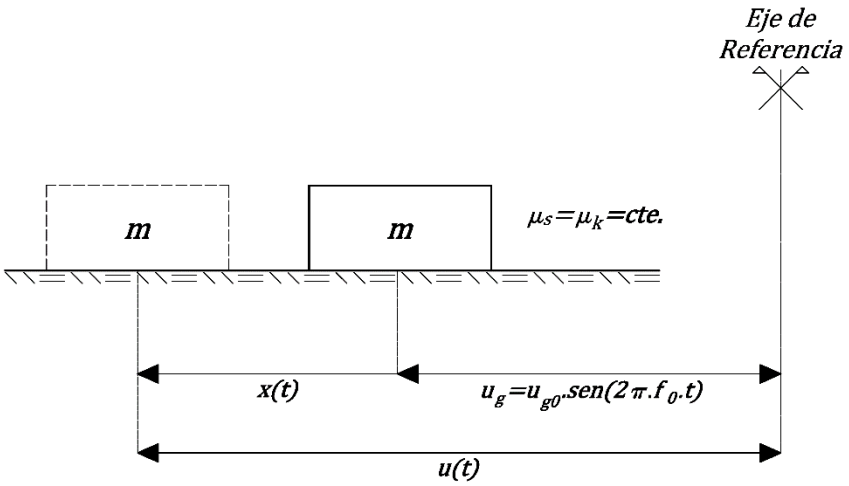


Figura III.5 – Bloque deslizando ante movimiento armónico de la base.

Para obtener la solución analítica de este problema se asume que el bloque puede ser representado como una partícula. En la Figura III.6 se incluye un diagrama de cuerpo libre del bloque junto con las fuerzas actuantes sobre el mismo.

El desplazamiento en la base es armónico y viene dado por la ecuación:

$$u_g(t) = u_{g0} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \tag{III.4}$$

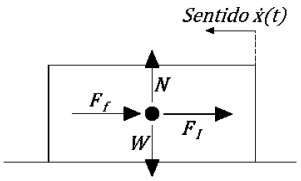


Figura III.6 – Diagrama con fuerzas actuantes en el problema.

Asimismo, la velocidad y la aceleración de la base vendrán dadas por la primera y segunda derivada con respecto al tiempo de la expresión anterior. Esto es:

$$\dot{u}_g(t) = u_{g0} \cdot 2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \tag{III.5}$$

$$\ddot{u}_g(t) = -u_{g0} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \tag{III.6}$$

El peso del bloque depende de su masa y es:

$$\mathcal{W} = m \cdot g \tag{III.7}$$

No existe movimiento en la dirección vertical, por ello se puede deducir que:

$$\mathcal{N} = \mathcal{W} \tag{III.8}$$

De aquí en más se hace la suposición de que la magnitud del desplazamiento aplicado en la base es lo suficientemente grande como para vencer la resistencia al movimiento opuesta por la fricción estática.

Este problema plantea la particularidad de que el sentido de la fuerza de fricción F_f entre los cuerpos depende de la velocidad relativa $\dot{x}(t)$ del bloque respecto de la base. Teniendo presente esta última aclaración y asumiendo que los factores de rozamiento estático y dinámico son idénticos y constantes ($\mu_s = \mu_k = \mu$), se tiene que:

$$F_f = \begin{cases} -\mu \cdot \mathcal{N} & si\ \dot{x}(t) > 0 \\ 0 & si\ \dot{x}(t) = 0 \\ \mu \cdot \mathcal{N} & si\ \dot{x}(t) < 0 \end{cases} \tag{III.9}$$

La fuerza F_I de la Figura III.6 es la fuerza de inercia que actúa en el bloque como consecuencia de su movimiento. Dicha acción depende de la masa del mismo y de la aceleración total, es decir:

$$F_I = m \cdot \ddot{u}(t) \tag{III.10}$$

Planteando la ecuación de equilibrio dinámico en la dirección horizontal, se tendrán tres casos diferentes, a saber:

- Caso 1: Las fuerzas de inercia tienen el mismo signo que la fuerza de roce ($\dot{x}(t) > 0$), por lo que:

$$F_I + F_f = 0 \tag{III.11}$$

$$m \cdot \ddot{u} + \mu \cdot \mathcal{N} = 0$$

$$m \cdot \left(\ddot{x} + \ddot{u}_g\right) + \mu \cdot \mathcal{N} = 0$$

$$m \cdot \ddot{x} + m \cdot \ddot{u}_g + \mu \cdot \mathcal{N} = 0$$

$$\ddot{x} = -\ddot{u}_g - \frac{\mu \cdot \mathcal{N}}{m} \tag{III.12}$$

- Caso 2: El término correspondiente a las fuerzas de roce se anula ya que $\dot{x}(t) = 0$:

$$F_I = 0 \tag{III.13}$$

$$m \cdot \ddot{u} = 0$$

$$m \cdot \left(\ddot{x} + \ddot{u}_g\right) = 0$$

$$m \cdot \ddot{x} + m \cdot \ddot{u}_g = 0$$

$$\ddot{x} = -\ddot{u}_g \tag{III.14}$$

- Caso 3: Las fuerzas de inercia tienen distinto signo que la fuerza de roce ($\dot{x}(t) < 0$), luego:

$$F_I - F_f = 0 \tag{III.15}$$

$$m \cdot \ddot{u} - \mu \cdot \mathcal{N} = 0$$

$$m \cdot \left(\ddot{x} + \ddot{u}_g\right) - \mu \cdot \mathcal{N} = 0$$

$$m \cdot \ddot{x} + m \cdot \ddot{u}_g - \mu \cdot \mathcal{N} = 0$$

$$\ddot{x} = -\ddot{u}_g + \frac{\mu \cdot \mathcal{N}}{m} \tag{III.16}$$

Todos estos casos pueden ser abarcados por la siguiente ecuación diferencial:

$$m \cdot \ddot{x} + sgn(\dot{x}) \cdot \mu \cdot \mathcal{N} = -m \cdot \ddot{u}_g \tag{III.17}$$

Esta ecuación diferencial es de segundo orden y no lineal, ya que depende de la función signo de la velocidad. Las soluciones generales para cada uno de los casos recién planteados se obtienen considerando individualmente las ecuaciones (III.12), (III.14) y (III.16). A continuación se enuncian las soluciones generales para cada caso.

- Caso 1:

$$x(t) = \alpha_1 + \beta_1 \cdot t - \frac{\mu \cdot \mathcal{N}}{2 \cdot m} \cdot t^2 - u_{g0} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \quad \text{(III.18)}$$

- Caso 2:

$$x(t) = \alpha_2 + \beta_2 \cdot t - u_{g0} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \quad \text{(III.19)}$$

- Caso 3:

$$x(t) = \alpha_3 + \beta_3 \cdot t + \frac{\mu \cdot \mathcal{N}}{2 \cdot m} \cdot t^2 - u_{g0} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \quad \text{(III.20)}$$

En (III.18), (III.19) y (III.20) las constantes α_i y β_i con $i = 1,2,3$ dependen de las condiciones iniciales. No existe una única solución que pueda describir el movimiento durante todo el intervalo de tiempo. Se debe partir del reposo, es decir $x(t = 0s) = 0m$ y $\dot{x}(t = 0s) = 0m/s$. Luego, resulta válida una de las ecuaciones para el caso 1 o 3 hasta que la velocidad $\dot{x}(t)$ vuelva a ser igual a cero. En ese caso se debe calcular el tiempo para el que esto suceda y determinar condiciones iniciales para otro caso, y así sucesivamente.

III.3.b Balance energético

En esta tesis el balance energético se realiza considerando las magnitudes absolutas tal como propusieron Uang y Bertero (1990).

De acuerdo con el diagrama de cuerpo libre de la Figura III.6, la ecuación de movimiento del bloque viene dada por el equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal, esto es:

$$F_I + F_f = 0 \quad \text{(III.21)}$$

Introduciendo la expresión (III.10) correspondiente a la fuerza de inercia se tiene que:

$$m \cdot \ddot{u} + F_f = 0$$

Con $\ddot{u}$: Aceleración absoluta del bloque.

Si esta ecuación se integra con respecto al desplazamiento relativo x del bloque se tiene que:

$$\int m \cdot \ddot{u} \cdot dx + \int F_f \cdot dx = 0 \quad \text{(III.22)}$$

Desarrollando el primer término de la izquierda se tiene que:

$$\int m \cdot \ddot{u} \cdot dx = \int m \cdot \ddot{u} \cdot \left(du - du_g\right) = \int m \cdot \ddot{u} \cdot du - \int m \cdot \ddot{u} \cdot du_g \quad \text{(III.23)}$$

El primer término del miembro derecho de la ecuación (III.23) se puede simplificar de la siguiente manera:

$$\int m \cdot \ddot{u} \cdot du = \int m \cdot \frac{d\dot{u}}{dt} \cdot du = \int m \cdot \frac{du}{dt} \cdot d\dot{u} = \int m \cdot \dot{u} \cdot d\dot{u}$$

$$\int m \cdot \ddot{u} \cdot du = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}^2 \tag{III.24}$$

Por lo tanto, introduciendo (III.24) en la ecuación (III.23) se tiene que:

$$\int m \cdot \ddot{u} \cdot dx = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}^2 - \int m \cdot \ddot{u} \cdot du_g \tag{III.25}$$

Retornando a la expresión (III.22) se obtiene:

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}^2 - \int m \cdot \ddot{u} \cdot du_g + \int F_f \cdot dx = 0$$

Reordenando:

$$\underbrace{\frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}^2}_{E_{K\,abs}} + \underbrace{\int F_f \cdot dx}_{E_{d\,f}} = \underbrace{\int m \cdot \ddot{u} \cdot du_g}_{E_{I\,abs}} \tag{III.26}$$

Esta última ecuación representa el balance de energía del sistema, donde:

$E_{K\,abs}$: es la energía cinética absoluta del bloque y se calcula con la velocidad absoluta del mismo en cada instante.

$$E_{K\,abs} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}^2 \tag{III.27}$$

$E_{d\,f}$: es la energía disipada por fricción.

$$E_{d\,f} = \int F_f \cdot dx \tag{III.28}$$

$E_{I\,abs}$: es la energía externa absoluta provista al bloque por el movimiento del canal.

$$E_{I\,abs} = \int m \cdot \ddot{u} \cdot du_g \tag{III.29}$$

III.3.b.(i) Energía cinética absoluta

La energía cinética absoluta del bloque puede calcularse de forma directa con la ecuación (III.27) conociendo la variación de la velocidad absoluta del bloque con el tiempo.

III.3.b.(ii) Energía disipada por fricción

La energía disipada por fricción se puede evaluar teniendo en cuenta que:

$$\dot{x} = \frac{dx}{dt} \Longrightarrow dx = \dot{x} \cdot dt$$

Reemplazando esto último en la expresión (III.28) se tiene que:

$$E_{d\,f} = \int F_f \cdot dx = \int F_f \cdot \dot{x} \cdot dt \tag{III.30}$$

Luego, el diferencial de energía disipada por fricción resulta:

$$dE_{d\,f} = F_f \cdot \dot{x} \cdot dt \tag{III.31}$$

III.3.b.(iii) Energía externa absoluta provista al bloque

Se conoce que:

$$\dot{u}_g = \frac{du_g}{dt} \Longrightarrow du_g = \dot{u}_g \cdot dt$$

Sustituyendo du_g en la expresión (III.29) de $E_{I\,abs}$ se tendrá que:

$$E_{I\,abs} = \int m \cdot \ddot{u} \cdot du_g = \int m \cdot \ddot{u} \cdot \dot{u}_g \cdot dt \tag{III.32}$$

Por lo tanto, se puede definir un diferencial de energía externa provista como:

$$dE_{I\,abs} = m \cdot \ddot{u} \cdot \dot{u}_g \cdot dt \tag{III.33}$$

III.4 ESTADOS DEL MOVIMIENTO DEL BLOQUE

III.4.a Análisis para un movimiento armónico en la base

Se puede verificar que existen dos estados diferentes en el movimiento de un bloque apoyado sobre una superficie con fricción que es sometida a un desplazamiento en función del tiempo. Dichos estados fueron descriptos por López, Busturia y Nijmeijer (2004). Por un lado, se tiene el movimiento con el bloque unido a la superficie (llamado *stick* por su traducción al inglés) y, por otro, el bloque deslizando sobre la superficie (conocido como *slip*).

En el primer caso la velocidad relativa entre el bloque y la base es nula. Esto implica que tanto la velocidad como aceleración absoluta del bloque son descriptas por la misma función con la que varía el movimiento en la base. Por lo tanto, para el caso de un desplazamiento armónico en la base, tanto $\dot{u}(t)$ como $\ddot{u}(t)$ se reducen a las ecuaciones (III.5) y (III.6):

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_g(t) = u_{g0} \cdot 2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \tag{III.34}$$

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_g(t) = -u_{g0} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t) \tag{III.35}$$

Nótese que estas dos últimas expresiones resultan válidas para un intervalo de tiempo definido por $t_0 \leq t \leq t_1$. Esto quiere decir que el bloque se encuentra unido entre los instantes de tiempo comprendidos entre t_0 y t_1. Suponiendo que en el instante t_1 la aceleración del bloque alcanza el valor límite dado por la fuerza de fricción, resulta de la ecuación (III.21):

$$F_I = \mp F_f$$

$$m \cdot \ddot{u}(t_1) = \mp F_f$$

$$-m \cdot u_{g0} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t_1) = \mp F_f$$

$$\sin(2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot t_1) = \pm \frac{F_f}{m \cdot u_{g0} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2} = f_f \tag{III.36}$$

En la última expresión se define un parámetro normalizado de fuerza de fricción que se denota como f_f. El signo positivo o negativo en (III.36) corresponde a una aceleración de base negativa o positiva, respectivamente. Además, de (III.36) se puede inferir que el instante t_1 existe solamente si $|f_f| < 1$. Esto da un límite superior a la fuerza de fricción por encima del cual no ocurre deslizamiento. Es decir, que para $|f_f| \geq 1$ el bloque se mueve de forma permanente con los mismos desplazamientos, velocidades y aceleraciones que la base.

Si se asume un coeficiente de fricción estático igual al dinámico y constante en el tiempo, se tendrá que la magnitud de la fuerza de roce será:

$$F_f = \mu \cdot \mathcal{N}$$

Por ecuaciones (III.7) y (III.8) se tiene que:

$$F_f = \mu \cdot \mathcal{N} = \mu \cdot \mathcal{W}$$

$$F_f = \mu \cdot m \cdot g \tag{III.37}$$

Reemplazando esto último en la expresión (III.36), se llega a:

$$f_f = \pm \frac{\mu \cdot g}{u_{g0} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2} \tag{III.38}$$

De esta última ecuación se deduce que las variables de las cuales depende que el bloque deslice son tres: el coeficiente de roce μ, la amplitud del desplazamiento en la base u_{g0} y la frecuencia de la excitación de la base f_0. Adviértase que el comienzo del deslizamiento resulta independiente de la masa m del bloque.

En el estado de deslizamiento, que se prolonga entre los instantes t_1 y t_2, tanto la velocidad como la aceleración absoluta del bloque son:

$$\dot{u}(t) = (2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot u_{g0} \cdot \left\{ \mp (2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot f_f \cdot (t - t_1) + \cos[(2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot t_1] \right\} \tag{III.39}$$

$$\ddot{u}(t) = \mp f_f \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2 \cdot u_{g0} \tag{III.40}$$

El signo negativo o positivo de (III.39) y (III.40) se corresponde con un signo negativo o positivo de la aceleración en la base. Estas expresiones continúan siendo válidas hasta el momento t_2 en que la velocidad absoluta del boque es idéntica a la de la base, esto es $\dot{u}(t_2) = \dot{u}_g(t_2)$. Planteando esta última igualdad y teniendo presente las ecuaciones (III.5) y (III.39) se arriba a:

$$(2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot f_f \cdot (t_2 - t_1) = \pm \{ \cos[(2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot t_1] - \cos[(2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot t_2] \} \tag{III.41}$$

En (III.41) el signo positivo o negativo se corresponde con una aceleración de base negativa o positiva, respectivamente. Esta expresión puede usarse para calcular numéricamente el valor de t_2 en función de t_1, el parámetro de la fuerza de fricción normalizada f_f y la frecuencia de la excitación en la base f_0.

Si t_1 y t_2 son los instantes límites de la fase de deslizamiento para el medio ciclo negativo de aceleración en la base, y t_3 y t_4 son los límites correspondientes para el medio ciclo de aceleración positiva en la base, como se muestra en la Figura III.7, se puede demostrar de las ecuaciones (III.34), (III.35), (III.39) y (III.40) que:

$$t_3 = t_1 + \frac{1}{(2 \cdot f_0)} \tag{III.42}$$

$$t_4 = t_2 + \frac{1}{(2 \cdot f_0)}$$

Como t_2 es menor que t_3, también se verifica que $t_4 < t_1 + 1/f_0$, lo que significa que en el instante t_4 el bloque y la base se moverán juntos nuevamente hasta que el ciclo se complete en $t_5 = t_1 + 1/f_0$. En consecuencia, el movimiento del bloque que incluye tanto las fases de unión como de deslizamiento resulta periódico con un período igual a $1/f_0$.

Para valores pequeños de f_f el bloque deslizará de forma continua sobre la base. La situación límite cuando el bloque entra al régimen de deslizamiento permanente se da para una fuerza de fricción tal que en el instante t_2 la aceleración de la base es igual al valor limitante de f_f. Por lo tanto,

$$\sin[(2 \cdot \pi \cdot f_0) \cdot t_2] = -f_f \tag{III.43}$$

En este caso particular se sigue de las ecuaciones (III.42) y (III.43) que:

$$t_2 = t_3 = t_1 + \frac{1}{2 \cdot f_0} \tag{III.44}$$

$$t_4 = t_1 + \frac{1}{f_0}$$

En esta situación el movimiento del bloque continúa siendo periódico. Teniendo en cuenta las expresiones (III.44) y (III.38), es posible deducir una expresión para el parámetro normalizado de fuerza de fricción límite por debajo del cual el deslizamiento del bloque es continuo en el tiempo. La misma se obtiene de la ecuación (III.41) y resulta:

$$f_{f\ limite} = \sqrt{\frac{1}{1+\frac{\pi^2}{4}}} \approx 0.5370 \tag{III.45}$$

Se puede verificar que el valor de $f_{f\ limite}$ es constante y, además, que la fuerza de fricción que sirve de umbral para el inicio del deslizamiento permanente está relacionada linealmente con la masa del bloque y la amplitud de la aceleración en la base, como se distingue de la ecuación (III.36). De acuerdo a lo expuesto previamente, para valores de f_f inferiores que 0.5370 el bloque deslizará de forma continua.

La Figura III.7 muestra dos respuestas típicas de un bloque para el caso de excitación de base armónica. Por un lado, en la Figura III.7(a) se ilustra el caso en que $f_{f\ limite} < |f_f| < 1$ que corresponde a un movimiento que alterna fases de *stick* con *slip*. De la misma puede observarse que al comenzar el movimiento, la respuesta del bloque coincide de forma exacta con el registro de excitación de base. Luego, cuando la aceleración absoluta del bloque alcanza el valor límite, fijado en aproximadamente 2m/s^2 para este ejemplo en particular, el bloque comienza a deslizar. Nótese que la respuesta del bloque durante este período se caracteriza por una aceleración constante y una variación lineal de la velocidad. El deslizamiento continúa hasta que la velocidad absoluta del bloque iguala a la de la base, en ese instante vuelve a comenzar la fase de *stick*. Es importante subrayar que, a pesar de todos los cambios de fase, el movimiento es periódico.

Por otro lado, en la Figura III.7(b) se muestra la respuesta cuando $|f_f| < f_{f\ limite}$. Al igual que en el caso interior, una vez que se alcanza el valor límite de aceleración, el bloque comienza a deslizar con aceleración constante y velocidad lineal. Este estado se prolonga indefinidamente, ya que el bloque no vuelve a pegarse a la base. En el instante en que la velocidad del bloque iguala a la de la base, se produce un cambio brusco de signo (sentido) en la aceleración absoluta del bloque, aunque su magnitud permanece igual al valor límite de deslizamiento. Esto se produce porque este caso tiene la particularidad de que el instante de tiempo t_2 coincide con t_3.

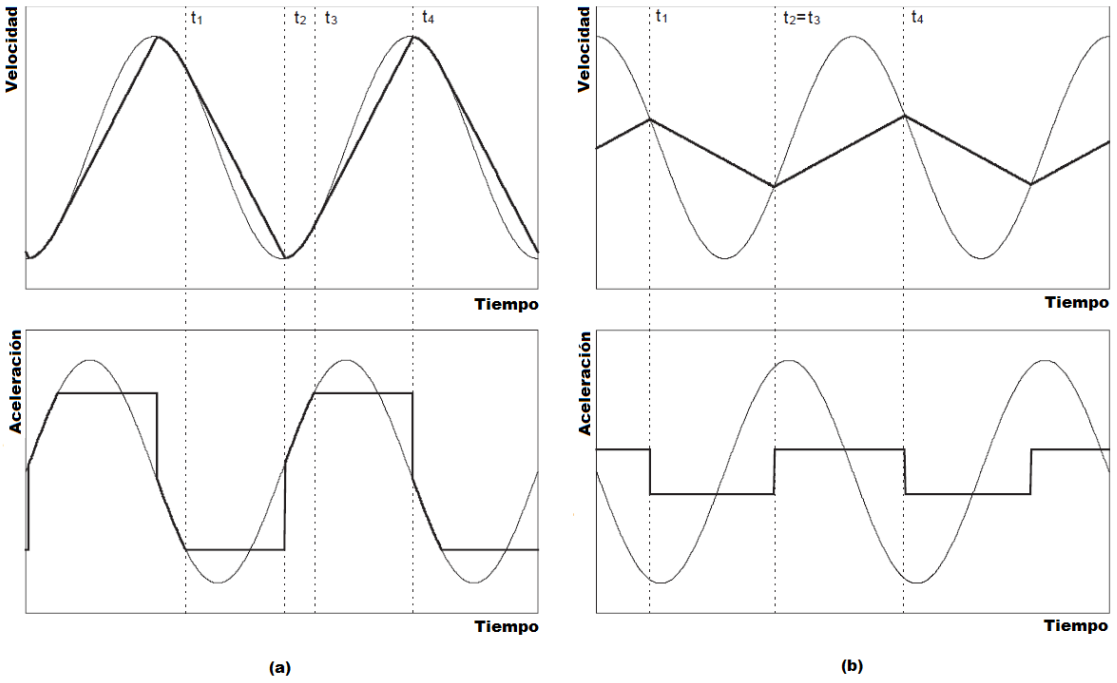


Figura III.7 – Velocidad y aceleración de bloque (línea gruesa) y base (línea fina). (a) $f_f = 0.70$ y (b) $f_f = 0.20$. López, Busturia y Nijmeijer (2004).

III.4.b Disipación de energía por fricción para movimiento armónico de la base

En el apartado previo se analizaron los diferentes estados de movimiento que puede tener un bloque de masa m apoyado en una superficie con coeficiente de fricción μ que es sometida a un movimiento armónico. En esta sección se analizará la energía disipada por fricción en la interfaz para este tipo de movimiento.

La energía disipada por ciclo puede ser calculada como se indica en la expresión (III.28), esto es la integral del producto entre la fuerza de fricción y la velocidad relativa $\dot{x}(t)$ entre el bloque y la base. Para el caso de un movimiento armónico en la base se demostró en III.4.a que esta velocidad relativa resulta distinta de 0 sólo en los intervalos $[t_1, t_2]$ y $[t_3, t_4]$. Teniendo presente las relaciones de periodicidad entre los instantes t_1, t_3 y t_2, t_4 (ecuaciones (III.42)), la energía disipada para un ciclo arbitrario en el estado estacionario del movimiento del bloque se puede escribir como:

$$E_{d\,f} = 2 \cdot \int_{t_1}^{t_2} -F_f \cdot \left(\dot{u}_g(t) - \dot{u}(t)\right) \cdot dt \qquad \text{(III.46)}$$

Si en esta última expresión se reemplaza $\dot{u}(t)$ de la ecuación (III.39), se puede deducir la siguiente fórmula para la energía disipada por ciclo normalizada:

$$e_{d\,f} = 2 \cdot \omega_0 \cdot f_f \cdot (t_2 - t_1) \cdot \left[\frac{(\sin(\omega_0 \cdot t_1) - \sin(\omega_0 \cdot t_2))}{\omega_0 \cdot (t_2 - t_1)} + \cos(\omega_0 \cdot t_1) - \frac{\omega_0 \cdot f_f}{2} \cdot (t_2 - t_1)\right] \qquad \text{(III.47)}$$

Para simplificar esta última expresión se tuvo en cuenta que $\omega_0 = 2 \cdot \pi \cdot f_0$ es la frecuencia circular del movimiento que excita a la base. Adicionalmente, se normalizó la energía de manera que:

$$e_{d\,f} = \frac{E_{d\,f}}{m \cdot \omega_0^2 \cdot u_{g0}^2} \qquad \text{(III.48)}$$

La ecuación (III.47) es válida tanto para movimiento que alterna estados de unión y deslizamiento como para deslizamiento permanente del bloque. Esto es, para valores de la fuerza de fricción normalizada f_f comprendidos entre 0 y 1.

En el caso de movimiento con estados de unión y deslizamiento se pueden utilizar las expresiones (III.36), (III.41) y (III.47) para calcular la energía disipada por ciclo para valores conocidos de la fuerza de fricción normalizada y de la frecuencia del movimiento de la base.

López, Busturia y Nijmeijer (2004) demostraron que para movimiento del bloque con deslizamiento permanente es posible obtener la energía disipada por ciclo en función del instante t_1 y de la fuerza de fricción normalizada f_f, llegando a las siguientes expresiones:

$$e_{d\,f} = \frac{4}{\pi} \cdot \sin(2 \cdot \omega_0 \cdot t_1) \tag{III.49}$$

$$e_{d\,f} = 4 \cdot f_f \cdot \sqrt{1 - \frac{\pi^2 \cdot f_f^2}{4}} \tag{III.50}$$

En la Figura III.8 se muestra la relación entre la energía disipada normalizada y la fuerza de fricción normalizada para valores entre $0 \leq f_f \leq 1$. La curva fue obtenida utilizando las expresiones (III.47) y (III.50). La parte de la curva correspondiente al deslizamiento permanente se obtiene de manera directa con la ecuación (III.50). En cambio, el segmento de la curva correspondiente al movimiento con estados de unión y deslizamiento (*stick-slip*) fue determinado numéricamente por López, Busturia y Nijmeijer (2004) usando las ecuaciones (III.36), (III.41) y (III.47).

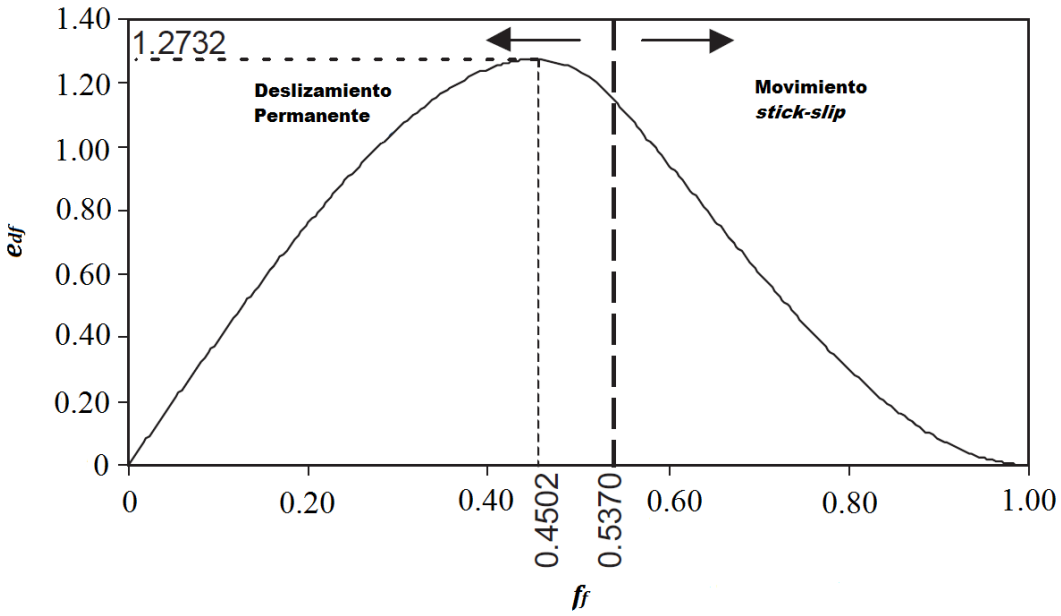


Figura III.8 – Energía disipada normalizada vs. Fuerza de fricción normalizada para $0 \leq f_f \leq 1$.
López, Busturia y Nijmeijer (2004).

En el gráfico de la Figura III.8, la línea de trazo gruesa corresponde al límite que separa el movimiento del bloque con los dos estados (*stick – slip*) del deslizamiento permanente ($f_{f\,limite} = 0.5370$). A la izquierda de la misma se tiene que el bloque desliza de manera continua en el tiempo, mientras que a la derecha de esa línea el movimiento presenta momentos donde el bloque está unido a la base y momentos donde desliza de forma independiente. Se advierte que no se disipa energía cuando la fuerza de fricción es nula ($f_f = 0$). Tampoco se disipa energía cuando la fuerza de fricción es lo suficientemente alta como para mantener al bloque unido a la base, en este caso la fuerza de roce iguala a la amplitud de la aceleración de la base multiplicada por la masa del bloque ($f_f = 1$).

De la Figura III.8 se hace notar que la máxima disipación de energía ocurre cuando el bloque se encuentra en un estado de deslizamiento permanente. De la ecuación (III.49) se puede inferir que la

disipación es máxima cuando se cumple la condición que $\omega_0 \cdot t_1 = \pi/4$, relacionando este parámetro con la fuerza de fricción normalizada se deduce que:

$$f_{f\,max} = \frac{\sqrt{2}}{\pi} \approx 0.4502 \tag{III.51}$$

De esta última expresión resulta que la fuerza de fricción normalizada óptima es constante y, como era de esperarse por lo señalado para la Figura III.8, menor que $f_{f\,limite}$ (0.5370) que constituye el umbral que separa el deslizamiento permanente del movimiento *stick – slip*.

Conociendo el valor indicado en la expresión (III.51) es posible determinar el coeficiente de fricción óptimo que produce la máxima disipación de energía. Esto se realiza vinculando esta última ecuación con la expresión (III.38), de lo que resulta:

$$\mu_{opt} = \frac{f_{f\,max} \cdot u_{g0} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_0)^2}{g} \tag{III.52}$$

Asimismo, la máxima energía disipada ocurrirá cuando en la expresión (III.49) se cumpla que $sen(2 \cdot \omega_0 \cdot t_1) = 1$, luego:

$$e_{d\,f\,max} = \frac{4}{\pi} \approx 1.2732 \tag{III.53}$$

De las ecuaciones (III.48) y (III.53) se demuestra que el valor máximo de la energía disipada es independiente de la fuerza de fricción y sólo depende de la masa del bloque, de la amplitud del desplazamiento en la base y de la frecuencia de excitación.

III.5 APLICACIÓN NUMÉRICA A REGISTROS SÍSMICOS

En los apartados previos se pudo observar que la caracterización del movimiento de un bloque apoyado sobre una superficie con fricción que se mueve con movimiento armónico no resulta sencilla. De esto se sigue que la situación se hace aún más compleja cuando se analiza el movimiento de un bloque cuya base se mueve de acuerdo a un registro aleatorio en el tiempo como en el caso de un evento sísmico.

Esto último se debe a que, en un registro sísmico, a diferencia del caso armónico en el que una única frecuencia caracteriza al movimiento, se tienen varias frecuencias dominantes, de acuerdo al espectro de la excitación. Esto hace que la ecuación (III.36) que define el parámetro f_f no resulte aplicable de forma inmediata ya que tanto u_{g0} como f_0 son variables.

Por esta razón, para el análisis de la respuesta de bloques sometidos a movimientos en su base de acuerdo a registros sísmicos se optó por utilizar modelos numéricos. En la sección que continúa se describe una solución numérica del problema.

III.5.a Solución numérica para bloque deslizando ante un movimiento arbitrario en la base

En apartados previos se describieron las dificultades que se tienen para utilizar la solución analítica ante un movimiento armónico en la base. Estas dificultades se hacen aún más prominentes cuando se trata de un movimiento arbitrario en la base, que sería el caso de un registro sísmico. Como consecuencia, se propuso realizar una integración numérica en el tiempo de la ecuación, de manera de poder determinar la respuesta del boque en el tiempo.

El esquema de integración en el tiempo está basado en el método de Newmark con coeficientes $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$. Es decir, se supone que la aceleración permanece constante en el paso de integración.

La ecuación diferencial a resolver numéricamente es la siguiente:

$$m \cdot \ddot{x} + m \cdot \ddot{u}_g + sgn(\dot{x}) \cdot \mu \cdot \mathcal{N} = 0 \tag{III.54}$$

Como hipótesis, se asume que para un determinado instante de tiempo t_i, múltiplo entero del paso de integración Δt, se conocen los valores de la respuesta. Los mismos serán denotados como:

$$\begin{aligned} x(t = t_i) &= x_i \\ \dot{x}(t = t_i) &= \dot{x}_i \\ \ddot{x}(t = t_i) &= \ddot{x}_i \end{aligned} \tag{III.55}$$

En base a los mismos, se desean conocer los valores de la respuesta en instante de tiempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$. Es decir que x_{i+1}, $\dot{x}_{i+1}$ y $\ddot{x}_{i+1}$ son las incógnitas del problema.

Las expresiones del método de Newmark establecen que:

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2} \cdot (x_{i+1} - x_i) - \frac{4}{\Delta t} \cdot \dot{x}_i - \ddot{x}_i \tag{III.56}$$

$$\dot{x}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t} \cdot (x_{i+1} - x_i) - \dot{x}_i \tag{III.57}$$

Particularizando la ecuación diferencial (III.54) para el instante t_{i+1} se tiene que:

$$m \cdot \ddot{x}_{i+1} + m \cdot \ddot{u}_{g\,i+1} + sgn(\dot{x}_{i+1}) \cdot \mu \cdot \mathcal{N} = 0 \tag{III.58}$$

Si en lugar de tomar la función signo de $\dot{x}_{i+1}$, se toma la de $\dot{x}_i$ se obtiene:

$$m \cdot \ddot{x}_{i+1} + m \cdot \ddot{u}_{g\,i+1} + sgn(\dot{x}_i) \cdot \mu \cdot \mathcal{N} = 0 \qquad \text{(III.59)}$$

Este último paso puede realizarse ya que se supone que el intervalo de integración Δt es lo suficientemente pequeño como para que los errores que se generan al retrasar un intervalo de tiempo el signo de la velocidad relativa resultan despreciables.

Introduciendo la expresión (III.56) en esta última ecuación:

$$m \cdot \left[\frac{4}{\Delta t^2} \cdot (x_{i+1} - x_i) - \frac{4}{\Delta t} \cdot \dot{x}_i - \ddot{x}_i\right] + m \cdot \ddot{u}_{g\,i+1} + sgn(\dot{x}_i) \cdot \mu \cdot \mathcal{N} = 0 \qquad \text{(III.60)}$$

Esta última ecuación tiene una única incógnita, x_{i+1}, que se puede expresar en función de la respuesta conocida del instante anterior. Trabajando algebraicamente y despejando dicha incógnita se obtiene:

$$x_{i+1} = x_i + (\Delta t \cdot \dot{x}_i) + \left(\frac{\Delta t^2}{4}\right) \cdot \ddot{x}_i - \left(\frac{\Delta t^2}{4}\right) \cdot \ddot{u}_{g\,i+1} - sgn(\dot{x}_i) \cdot \frac{\Delta t^2}{4 \cdot m} \cdot \mu \cdot \mathcal{N} \qquad \text{(III.61)}$$

Una vez determinado x_{i+1} se pueden calcular $\ddot{x}_{i+1}$ y $\dot{x}_{i+1}$ mediante las expresiones del método de Newmark, ecuaciones (III.56)(III.53) y (III.57). Luego, se puede proceder al siguiente intervalo de tiempo.

En el anexo A de esta tesis se provee un algoritmo para calcular la respuesta de un bloque que desliza sobre una superficie rugosa que es sometida a un movimiento arbitrario.

III.5.a.(i) Expresiones discretas en balance energético

Energía cinética absoluta

Como se dijo previamente, la energía cinética absoluta puede evaluarse para cada instante de tiempo en función de la velocidad absoluta del bloque, ecuación (III.27). En la solución discreta para el instante t_{i+1} será:

$$E_{K\,abs\,i+1} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}_{i+1}^2 \qquad \text{(III.62)}$$

Energía disipada por fricción

La expresión (III.31) correspondiente al diferencial de energía disipada por fricción puede integrarse numéricamente en el tiempo para obtener la energía total disipada por fricción en un instante t_{i+1}.

$$E_{d\,f\,i+1} = E_{d\,f\,i} + \Delta E_{d\,f\,i+1}$$

$$E_{d\,f\,i+1} = E_{d\,f\,i} + F_{f\,i+1} \cdot \dot{x}_{i+1} \cdot \Delta t$$

$$E_{d\,f\,i+1} = E_{d\,f\,i} + F_{f\,i+1} \cdot \left(\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_{g\,i+1}\right) \cdot \Delta t \qquad \text{(III.63)}$$

Por la ecuación de movimiento del bloque se tiene que: $F_{f\,i+1} = -m \cdot \ddot{u}_{i+1}$. Donde $\ddot{u}_{i+1}$ es la aceleración absoluta del bloque medida en el instante t_{i+1}.

Energía externa absoluta provista al bloque

Si se desea integrar numéricamente la ecuación (III.33) del diferencial de energía externa para obtener el valor correspondiente al instante t_{i+1}, resultará:

$$E_{I\,abs\,i+1} = E_{I\,abs\,i} + \Delta E_{I\,abs\,i+1}$$

$$E_{I\,abs\,i+1} = E_{I\,abs\,i} + m \cdot \ddot{u}_{i+1} \cdot \dot{u}_{g\,i+1} \cdot \Delta t \qquad \text{(III.64)}$$

CAPÍTULO IV

ENSAYOS DE CANAL SIMPLE

IV.1 INTRODUCCIÓN

Con el propósito de caracterizar la respuesta dinámica de bloques apoyados sobre una superficie plana con fricción y estudiar la disipación de energía que se puede alcanzar mediante el deslizamiento de los mismos, se realizaron diversos ensayos en mesa vibratoria. Los mismos tuvieron lugar en el Laboratorio de Dinámica Experimental del Instituto de Mecánica Estructural y Riesgo Sísmico (IMERIS – Universidad Nacional de Cuyo) los días 26 y 27 de Julio de 2017.

En este capítulo se describen tanto la configuración, instrumentación y el protocolo de los ensayos. Además, se caracterizan los registros armónicos y sísmicos empleados para el movimiento de la mesa. También se presentan los distintos tipos de interfaz utilizadas entre las caras de bloque y perfil metálico para poder lograr coeficientes de rozamiento adecuados para el objetivo de disipar energía. En cada caso, se da una estimación de los coeficientes de rozamiento alcanzados para cada una de estas superficies de deslizamiento.

Finalmente, se evalúan y describen las respuestas en términos de aceleración de los bloques comparándolas con las mediciones realizadas en el perfil metálico

IV.2 CONFIGURACIÓN DE LOS ENSAYOS

La mesa vibratoria consiste en una plataforma de movimiento MOOG 6DOF2000E montada sobre la losa reactiva del laboratorio. Dicha plataforma cuenta con seis actuadores hidráulicos en distintas direcciones, por lo que es posible reproducir el movimiento del terreno según 6 grados de libertad. La capacidad máxima en peso es de 10 kN. Los límites de aceleración, velocidad y desplazamiento son de 5.89 m/s^2 (0.60.g), 0.50 m/s y 0.25 m, respectivamente.

En la Figura IV.1 se observa la configuración general del ensayo junto con la ubicación de los transductores. Básicamente, consistía en un perfil U de aluminio. Este perfil hacía las veces de canal. Sobre el mismo se colocó un bloque de plomo, que en su cara inferior tiene adherida una placa de politetrafluoroetileno (PTFE, teflón), de 1.5mm de espesor.

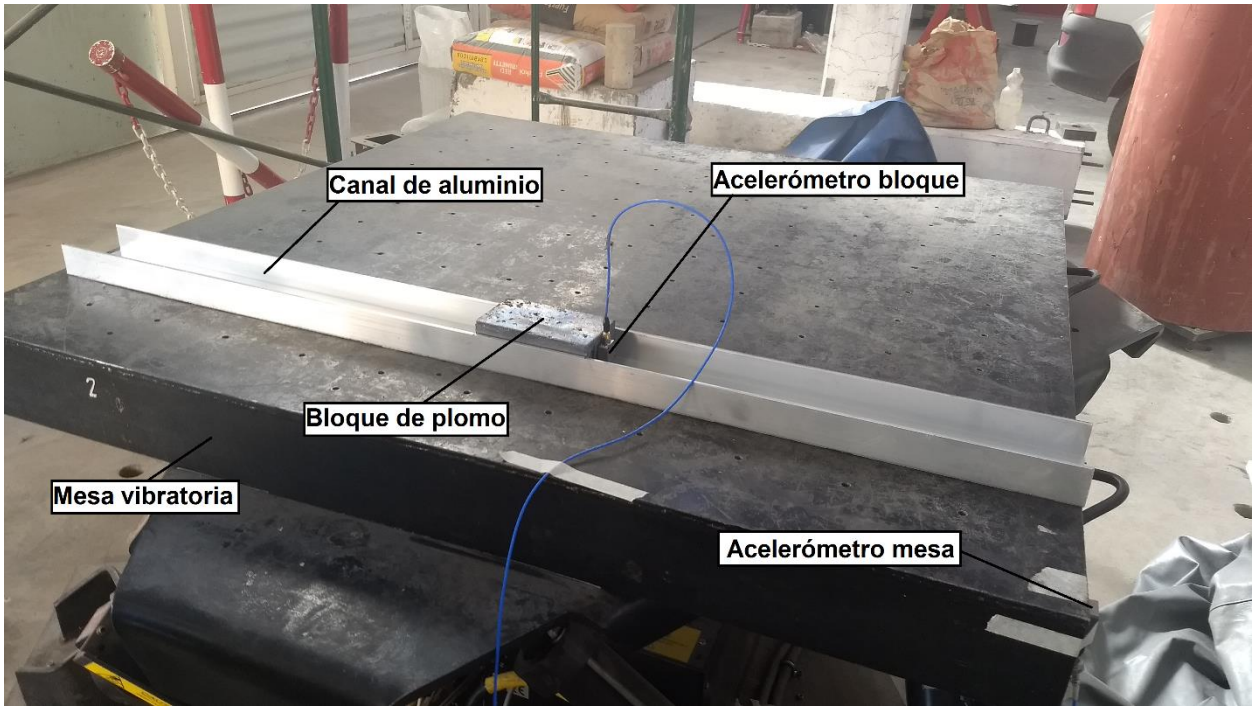


Figura IV.1 – Esquema general con la configuración de los ensayos de canal simple.

El perfil U de aluminio fue montado mediante dos bulones que se colocaron en coincidencia con los orificios extremos de la mesa vibratoria. De esta manera, se aseguró que el movimiento del perfil tenga aceleraciones idénticas a las de la mesa.

El aluminio utilizado consistió en una aleación tipo AA6063 con un temple T6. Las dimensiones del perfil fueron de 90mm de longitud del alma, 40mm de longitud de alas y 5mm de espesor constante en alma y alas, ver Figura IV.2.

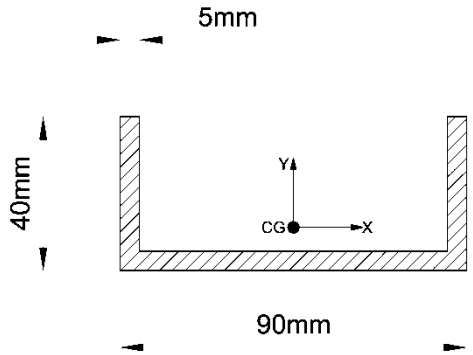


Figura IV.2 – Sección Transversal de perfil de aluminio U1870 (90x40x5mm) usado como canal.

En total se usaron cuatro bloques de plomo distintos para la totalidad de los ensayos. Las dimensiones de los mismos fueron determinadas de manera que su masa estuviera comprendida entre los 5,00 y 5,50 kilogramos. Cada bloque fue pesado e identificado de acuerdo a este valor. Las principales características de los bloques se sintetizan en la Tabla IV.1.

Tabla IV.1 – Características de bloques de plomo utilizados en los ensayos.

Bloque N°	**Tipo**	**Masa** $\boldsymbol{m}$ $[\boldsymbol{kg}]$
1	EP	5,25
2	DN	5,25
3	EP	5,25
4	EP	5,10

Se pueden distinguir dos tipos de bloques diferentes. Por un lado, los bloques tipo EP fueron pensados de manera que encajen casi de manera perfecta en el canal, sus dimensiones son 78mm de ancho, 133mm de largo y 46mm de altura. En contraste, los bloques tipo DN presentan menor ancho y, por lo tanto, son susceptibles a pegar repetidamente con las paredes laterales del canal en caso de que haya movimientos según la dirección normal a la analizada, esto se analiza con mayor detenimiento en el apartado IV.6.a. Las dimensiones en este caso son de 58mm de ancho, 151mm de largo y 56mm de altura. Ver Figura IV.3.

Cabe mencionar que las dimensiones previamente acotadas incluyen las placas de teflón de 1.5mm de espesor que fueron adheridas a las caras inferiores de los bloques. Dichas placas fueron pegadas a la superficie de plomo mediante un adhesivo epoxídico. En la Figura IV.4 se puede apreciar el aspecto de la parte inferior de los bloques.

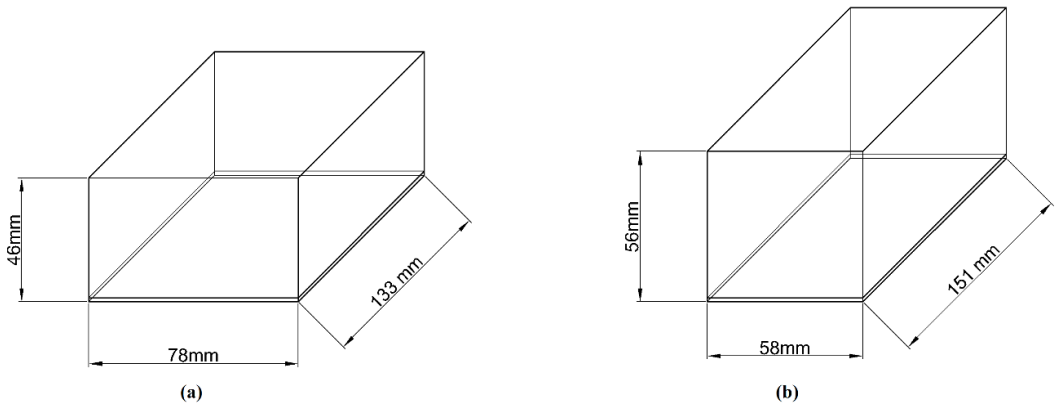


Figura IV.3 – Dimensiones de bloques de plomo. (a) Tipo EP; (b) Tipo DN.

Figura IV.4 – Lámina de PTFE adherida a cara inferior del bloque.

IV.3 INSTRUMENTACIÓN

En este tipo de ensayos se realizaron mediciones con dos acelerómetros: uno para registrar las aceleraciones absolutas del bloque (canal de medición 0) y otro para medir las aceleraciones de la mesa vibratoria (canal de medición 1). En ambos casos, fueron ubicados de manera de registrar las aceleraciones según la dirección longitudinal del movimiento. Los acelerómetros utilizados fueron del tipo capacitivo con una sensibilidad de 700 mV/g y un rango de medición entre 0 y 3g.

Terminado cada ensayo, se midió el desplazamiento residual del mismo con respecto a la posición original en la que se encontraba al comenzar. Esto se realizó una vez que el movimiento cesaba y el bloque se detenía.

La placa de adquisición de datos utilizada para estos ensayos es de marca COMPUTERBOARDS con puerto PCMCIA. La misma cuenta con 8 canales diferenciales, contador y temporizador de 16 bit y 100 KHz. Además, también incluye el programa específico VEE para control de instrumentos.

El intervalo de muestreo adoptado fue de 500 puntos por segundo. Esto equivale a un paso de tiempo de 0,002 segundos. Este intervalo de muestreo permite detectar frecuencias de hasta 250 Hz de acuerdo al Teorema de Nyquist.

IV.4 PROTOCOLO Y REGISTROS DE ENSAYOS

En primer lugar, se seleccionaron distintos registros para el movimiento de la mesa. Estos registros se ingresan al sistema utilizando el *software* de control. Posteriormente, son transformados de señal digital a analógica por la placa de adquisición de datos y son enviados, luego de ser acondicionados apropiadamente, a las servo válvulas de los actuadores de la mesa vibratoria que se encargan de reproducir el movimiento deseado.

Entre los registros seleccionados se consideraron tanto sismos reales como variaciones armónicas con distinta amplitud y frecuencia.

En el primer grupo se seleccionó tanto al acelerograma de Kobe (escalado por un factor de 0.65 de manera que la PGA del registro se encuentre dentro de los límites de la mesa vibratoria) como al de Mendoza (sin escalar en este caso). El primero de estos registros corresponde a un sismo en el que una estructura puede alcanzar su estado límite último, mientras que el segundo corresponde a un evento en el que una estructura puede llegar a su estado límite de servicio.

En el grupo de los registros armónicos se consideraron dos amplitudes de desplazamiento (u_{g0}) distintas: 30 y 5mm. También se evaluaron diferentes frecuencias: 1 y 2 Hz para la primera amplitud, y 3 Hz para la segunda. Estos últimos valores fueron elegidos ya que resultan representativos de las frecuencias fundamentales de edificios tanto altos como bajos. Además, se realizaron ensayos con duración de 3 y 10 segundos para cada caso.

Se hace notar que la mayor parte de los ensayos fueron realizados con movimiento uniaxial (en la dirección longitudinal del canal). Sin embargo, uno de los objetivos de la serie de ensayos fue determinar cómo responden los distintos tipos de bloque (EP o DN) ante movimientos que no necesariamente actúan en la dirección longitudinal del canal. Por esta razón también se realizaron ensayos con movimientos de la mesa según dos y tres direcciones ortogonales.

IV.5 SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO

En principio, la energía disipada por fricción depende tanto de la fuerza de roce que se desarrolla en la superficie como de la velocidad relativa entre el bloque y el canal. En el caso de un sismo tanto las amplitudes como frecuencias del movimiento en la base son variables, por lo que no se puede lograr un deslizamiento permanente del bloque. Una alternativa consiste en reducir el coeficiente de roce, de manera que el bloque pueda deslizar durante el mayor tiempo posible. Como contrapartida, esta reducción trae aparejado el efecto negativo de reducir la fuerza de fricción y, por consiguiente, la energía disipada.

Con el objetivo de conseguir la mayor disipación de energía posible por fricción, se evaluaron diferentes tipos de interfaz de deslizamiento con diversos coeficientes de roce. La selección de los materiales para conformarlas se llevó a cabo considerando la disponibilidad y accesibilidad de los mismos en el mercado. En todos los casos se mantuvo fija con PTFE la superficie de contacto en la cara inferior del bloque.

Los materiales y los tratamientos realizados sobre los distintos tipos de interfaz ensayadas se especifican en la Tabla IV.2.

En el caso de la interfaz I, el bloque con la placa de teflón pegada en su cara inferior desliza sobre la superficie de aluminio del perfil. Dicha superficie fue limpiada y luego se le aplicó un lubricante comercial con aceites penetrantes.

El aceite siliconado utilizado para la interfaz III y V se encuentra conformado por las sustancias dimetil siloxano y trimetilsiloxi-terminado, posee una viscosidad cinemática de 350 cSt a 25°C.

Por otro lado, el lubricante comercial utilizado en los tipos de interfaz IV y V es una mezcla de derivados del petróleo con la característica especial de que tiene agregado de PTFE.

Tabla IV.2 – Tipos de interfaz entre canal y bloque.

Interfaz	Cara Canal	Cara Bloque	Tratamiento Superficial
I	Aluminio Limpio	PTFE	Lubricante Comercial con Aceites Penetrantes
II	PTFE	PTFE	Ninguno
III	PTFE	PTFE	Aceite Siliconado
IV	PTFE	PTFE	Lubricante Comercial con Aceites Penetrantes y Agregado de PTFE
V	PTFE	PTFE	Lubricante Comercial con Aceites Penetrantes y Agregado de PTFE + Aceite Siliconado

IV.6 RESULTADOS

En este apartado se discuten los principales resultados obtenidos de los ensayos. Se hace especial énfasis en los registros de aceleraciones en los bloques como en los coeficientes de roces correspondientes a cada interfaz de deslizamiento.

IV.6.a Ensayos en más de una dirección

En la Figura IV.5 se puede observar la posición final del Bloque 2 (tipo DN) al finalizar uno de estos ensayos. En este caso las componentes de aceleración de la mesa fueron según tres direcciones ortogonales, incluyendo la vertical. Se hace notar como en su posición final el bloque se encuentra en contacto con la pared lateral del canal. Esto implica que el bloque experimentó deslizamiento de magnitud en la dirección perpendicular al eje longitudinal del canal. Asimismo, debe recalcarse que durante el transcurso del movimiento el bloque tocó en repetidas ocasiones ambas paredes laterales. Este comportamiento de los bloques DN no resulta adecuado para un disipador por fricción. Por el contrario, los bloques tipo EP si bien también rozaron las paredes en ocasiones, no presentaron impactos tan marcados y siempre se mantuvieron orientados de manera de poder deslizar según la dirección longitudinal del canal.

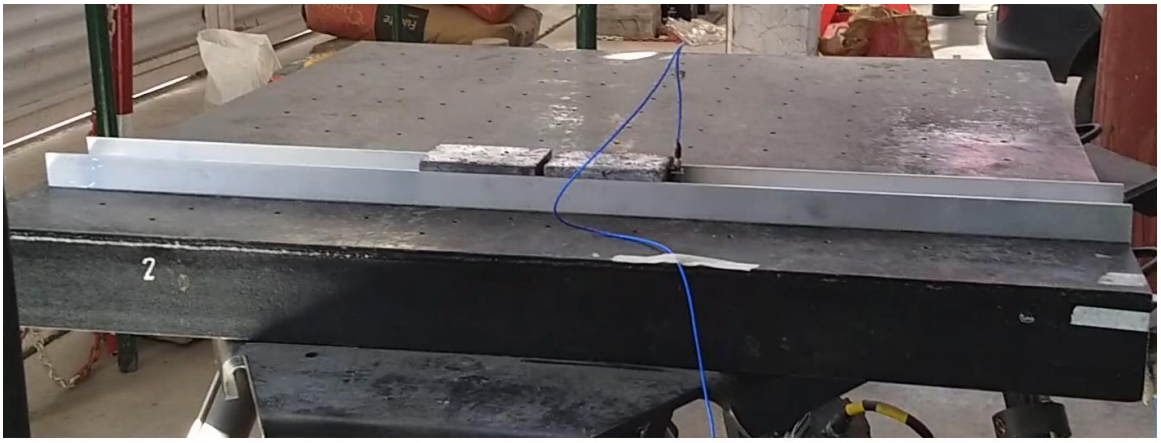
Figura IV.5 – Posición final de bloque tipo DN luego de ensayo con aceleraciones según 3 direcciones ortogonales.

IV.6.b Ensayos con dos bloques

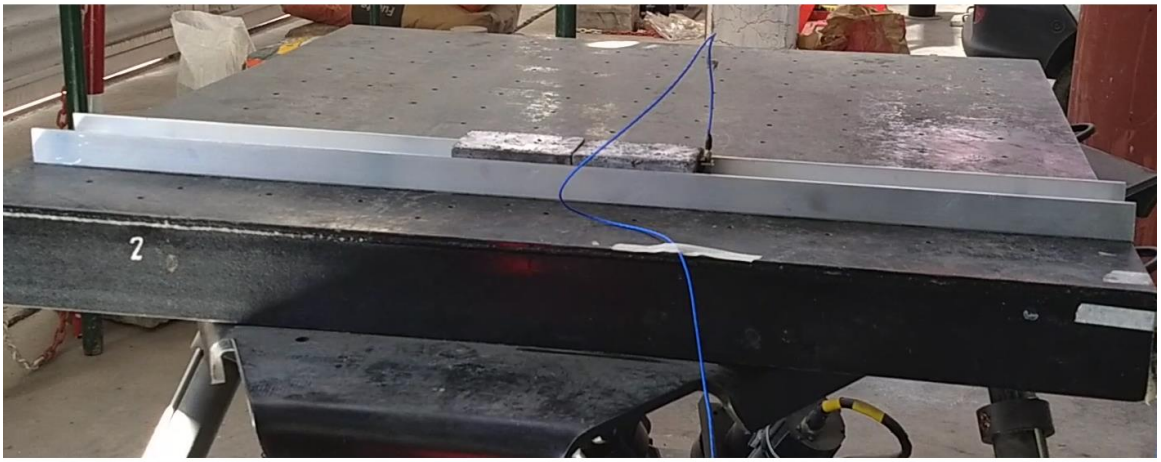
Se realizaron especialmente tres ensayos en los que se evaluó el efecto de colocar dos bloques separados una cierta distancia sobre el canal. El objetivo fue estudiar si al producirse el deslizamiento los bloques colisionaban entre sí.

La Figura IV.6 sirve para ilustrar el concepto general de los ensayos. En este caso se parte con dos bloques que se encuentran separados una cierta distancia. Posteriormente, la mesa vibratoria se mueve de acuerdo al registro correspondiente al ensayo y los bloques deslizan libremente, con la posibilidad de colisionar entre sí. De la experiencia, se pudo observar que los desplazamientos experimentados por los bloques fueron bastante similares, por lo que las probabilidades de que se produzcan colisiones importantes entre ambos son reducidas. Una vez concluido el ensayo, se midió la separación final entre los bloques.

Se pudo concluir que, si la distancia que separaba a los bloques era superior a aproximadamente 200mm, las probabilidades de que los bloques colisionarán entre sí eran reducidas. Es evidente también que para que esto se cumpla, la interfaz de contacto entre los dos cuerpos debe ser lo más homogénea posible.



(a)



(b)

Figura IV.6 – Ensayo con bloques 1 y 3 (tipo EP).
(a) separación original entre los bloques; (b) separación residual.

IV.6.c Ensayos unidireccionales

IV.6.c.(i) Interfaz I

La interfaz I consiste en una superficie de aluminio que fue limpiada y tratada con lubricante de aceites penetrantes en contacto con la cara inferior del bloque cuyo material es teflón. Con esta interfaz se logró una de coeficiente de roce bajo, y se pudo lograr deslizamiento permanente para varios de los registros con desplazamientos armónicos de la mesa.

En la Figura IV.7 se presentan las aceleraciones registradas en la mesa vibratoria y en el bloque. En la misma puede observarse claramente la diferencia entre ambos registros. En este caso se tuvo deslizamiento continuo del bloque, que terminó desplazado 75mm con respecto a su posición original. Se advierte que las aceleraciones del bloque presentan un umbral, tanto positivo como negativo, que no pueden sobrepasar. Este umbral representa la aceleración del bloque cuando el mismo se encuentra deslizando. De acuerdo a lo expuesto en las ecuaciones del Capítulo III, el valor de este umbral es de $\pm\mu \cdot g$. Adicionalmente, en el gráfico también se puede distinguir que en el intervalo de tiempo comprendido entre los 0 y 1.5 segundos, las aceleraciones del bloque coinciden con las de la mesa, por lo que en este intervalo no hay deslizamiento y el bloque permanece unido al canal.

Cabe recalcar que el coeficiente de rozamiento se encontró comprendido entre los valores de 0.22 y 0.18. Esto provoca que las probabilidades de que el bloque deslice sean elevadas, por lo que el mecanismo de disipación por fricción resulta efectivo.

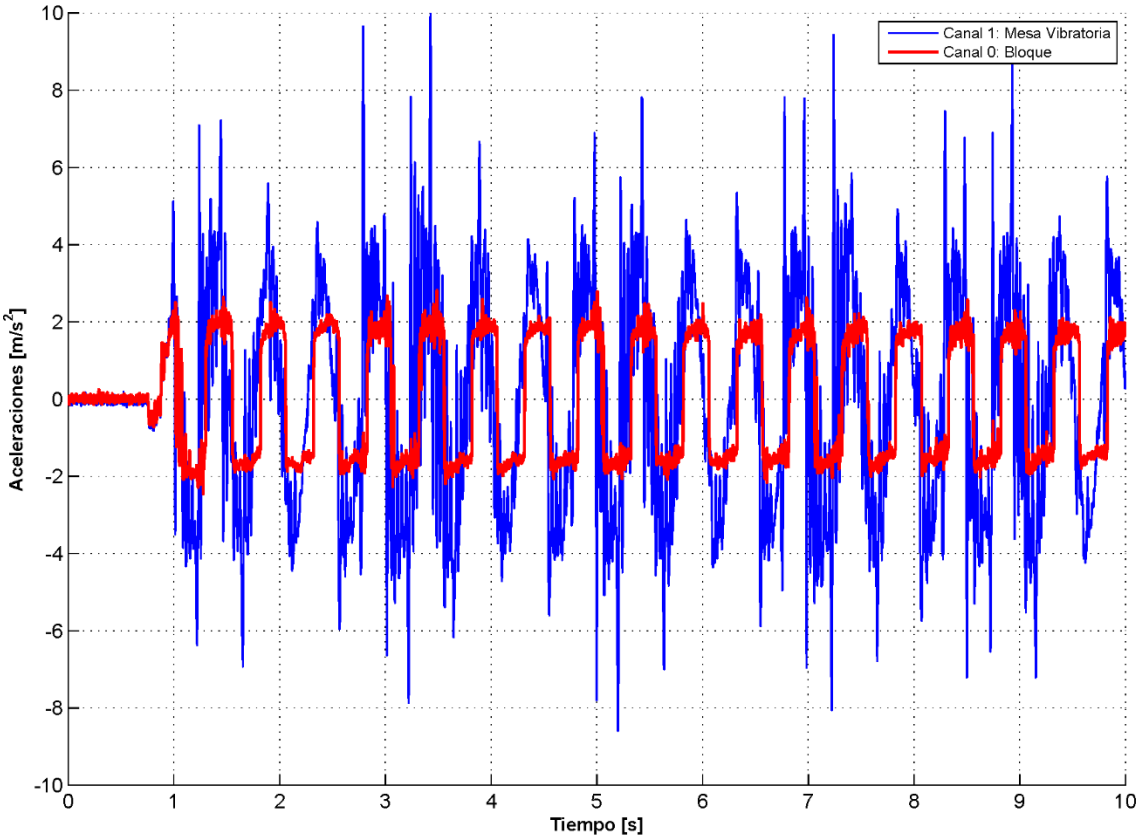


Figura IV.7 – Aceleraciones ensayo con registro armónico, $u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$, interfaz I.

IV.6.c.(ii) Interfaz II

La interfaz II está formada por dos superficies de PTFE en contacto entre sí. Para obtenerla, se fijó una placa de teflón, con iguales características a las adheridas a los bloques, a la base del canal de aluminio (Figura IV.8). Con la misma, se evidenció una nueva reducción del coeficiente de roce. Esto trajo aparejado deslizamiento permanente del bloque en el caso de algunos de los registros armónicos de la mesa.

Figura IV.8 – Placa de PTFE adherida a la base del canal de aluminio en interfaz II.

En los ensayos con desplazamientos armónicos de la base se pudo diferenciar claramente la respuesta del bloque de la de la mesa, ver Figura IV.9. De acuerdo a lo esperado, las aceleraciones del bloque exhiben una forma de pulsos que oscila entre los valores límites de aproximadamente ±1.18 m/s^2 (±0.12.g), con un plafón ligeramente inferior al obtenido para la interfaz I (Figura IV.7).

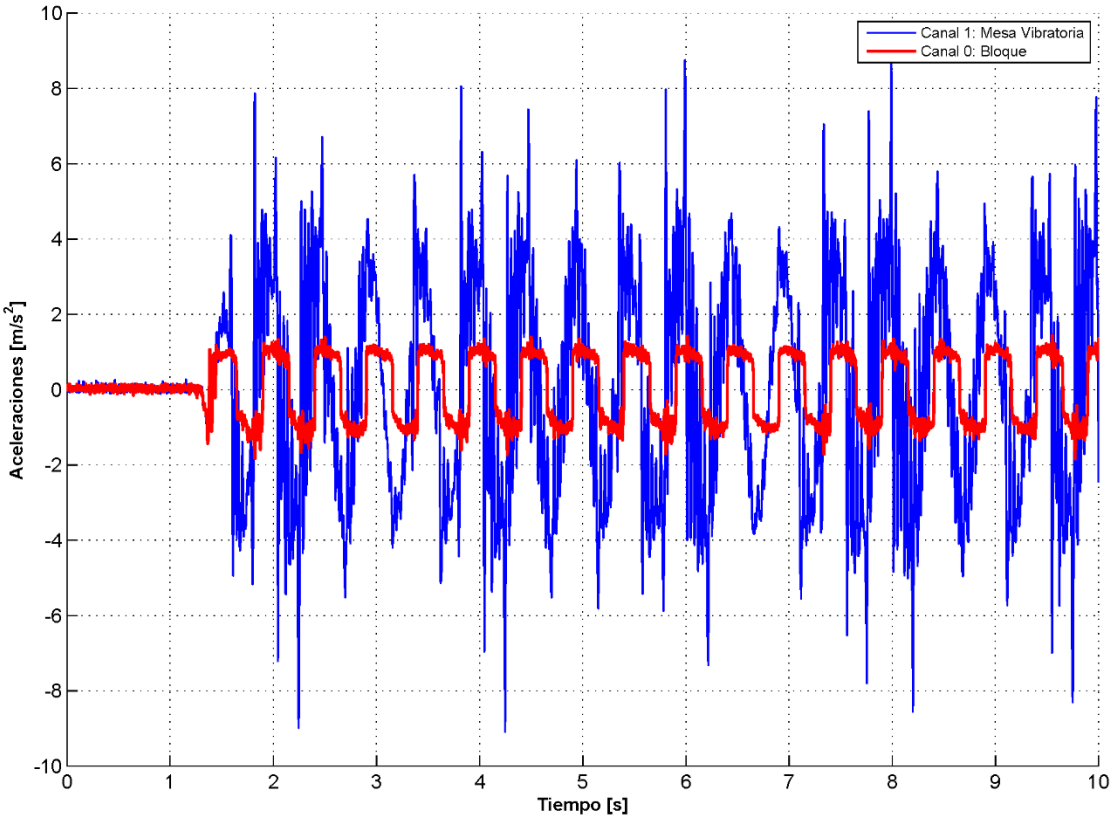


Figura IV.9 – Aceleraciones ensayo con registro armónico, $u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$, interfaz II.

En la Figura IV.10 se presenta la respuesta del sistema sometido al acelerograma de Kobe. Se observó que el deslizamiento del bloque fue discontinuo concentrándose en los intervalos de tiempo comprendidos entre los 7 y los 10 segundos y entre los 11 y 14 segundos. Estos intervalos se corresponden con los valores más elevados del acelerograma. El desplazamiento final del bloque fue de 95mm, el más elevado que se registró entre todos los ensayos de canal simple.

Los factores de rozamiento estimados para esta interfaz variaron entre 0.12 y 0.09, resultando sensiblemente menores que los correspondientes a la superficie de deslizamiento descripta en el apartado anterior.

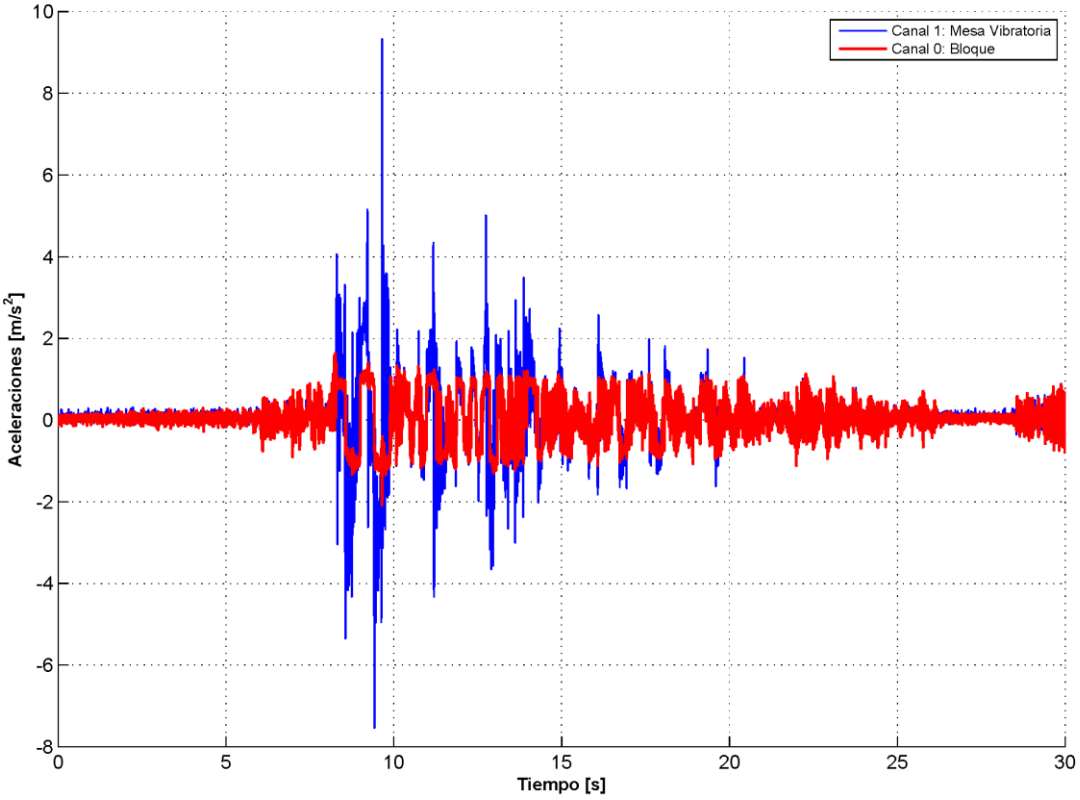


Figura IV.10 – Aceleraciones ensayo con registro de acelerograma de Kobe, interfaz II.

IV.6.c.(iii) Interfaz IV

La interfaz IV es básicamente idéntica a la II, la única diferencia radica en que en este caso se trataron ambas superficies de contacto con un lubricante comercial que contiene tanto aceites penetrantes como partículas de PTFE.

Las mediciones obtenidas para el caso de movimiento en la base con variación senoidal ($u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$) se muestran en la Figura IV.11. En la misma se advierten grandes diferencias entre los registros de aceleraciones de la mesa y del bloque. Para esta interfaz también se mantiene la variación en forma de pulsos de la aceleración del bloque pero además es posible apreciar que el valor

de la aceleración del plafón se reduce durante los primeros cinco ciclos, estabilizándose en ±0.78 m/s^2 (±0.08.g) para los ciclos subsiguientes.

La respuesta del bloque medida ante el registro de Kobe se muestra en la Figura IV.12. Al igual que en el caso del desplazamiento armónico de la mesa, se resalta que la aceleración del bloque cuando desliza va decreciendo a medida que transcurren los ciclos. De esta manera, se observa que el primer deslizamiento se produce con una aceleración aproximada de 1.18 m/s^2 (0.12.g), pero luego se pueden observar plafones con aceleraciones que varían entre 0.98 m/s^2 (0.10.g) y 0.69 m/s^2 (0.07.g). Es evidente que en este caso el deslizamiento del bloque no fue continuo. Sin embargo, se pueden distinguir numerosos intervalos en los que el mismo desliza.

Con la interfaz IV se logró una superficie con coeficientes de fricción bajos que permiten que el bloque deslice no sólo ante registros como los de Kobe, sino también con registros como los de Mendoza, que presentan aceleraciones asociadas a sismos de mayor probabilidad de ocurrencia. Como contrapartida, se observa que el coeficiente de rozamiento resulta variable, en especial en los primeros ciclos del movimiento. Los factores de rozamiento variaron entre 0.12 y 0.07.

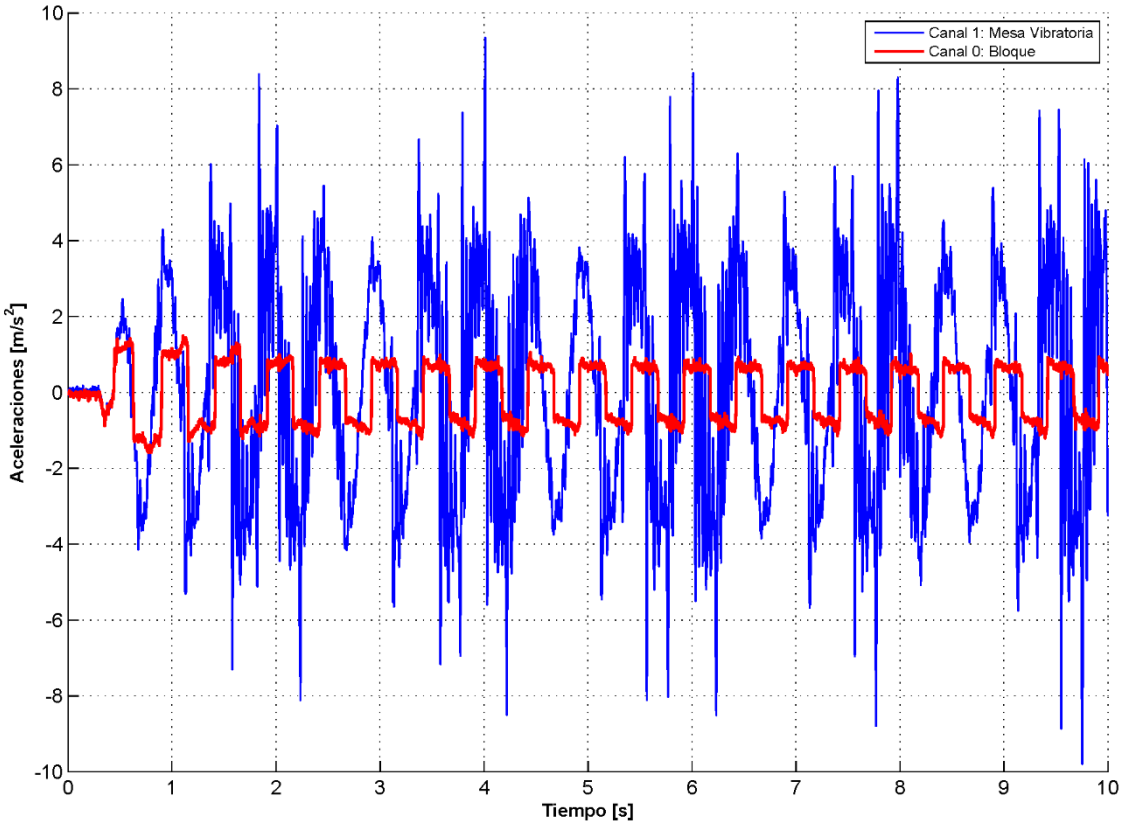


Figura IV.11 – Aceleraciones ensayo con registro armónico, $u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$, interfaz IV.

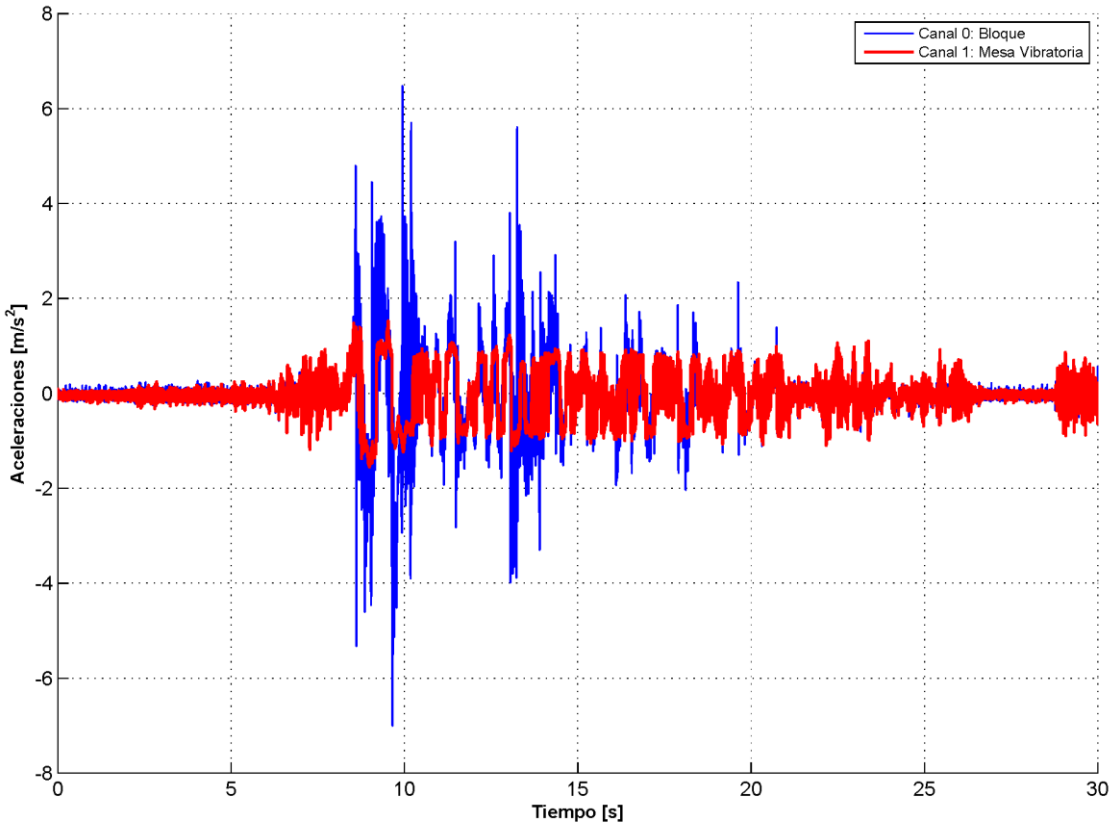


Figura IV.12 – Aceleraciones ensayo con registro de acelerograma de Kobe, interfaz IV.

IV.6.c.(iv) Interfaz III e Interfaz V

Los tipos de interfaz III y V fueron tratados con aceite siliconado. En el caso de la interfaz III, PTFE – PTFE con aceite siliconado, los resultados no fueron satisfactorios. Esto se manifiesta debido a que las aceleraciones del bloque no llegan a tener variación de pulsos en coincidencia con los intervalos donde el bloque desliza.

Si bien en todos los ensayos de este tipo hubo deslizamiento, el mismo no fue tan notorio como en el caso de las superficies de deslizamiento mencionadas previamente. Esto puede deberse a que el aceite siliconado formó una película en la interfaz entre las dos superficies con una determinada resistencia al deslizamiento del bloque. Dicha resistencia puede venir dada por la viscosidad del lubricante.

La interfaz V consiste en dos caras de PTFE en contacto entre sí tratadas con lubricante que contiene agregado de PTFE y, además, aceite siliconado. Para este tipo de interfaz los resultados tampoco fueron los esperados. En ese sentido, se evidencia como prevalece el efecto viscoso del aceite siliconado sobre el resto. Este fenómeno se aprecia con claridad en la Figura IV.13.

De la Figura IV.13 se recalca la semejanza que existe entre los valores de la aceleración de la mesa vibratoria y las aceleraciones del bloque. Además, se evidencia un filtrado de las altas frecuencias que se observan en la señal correspondiente a la mesa.

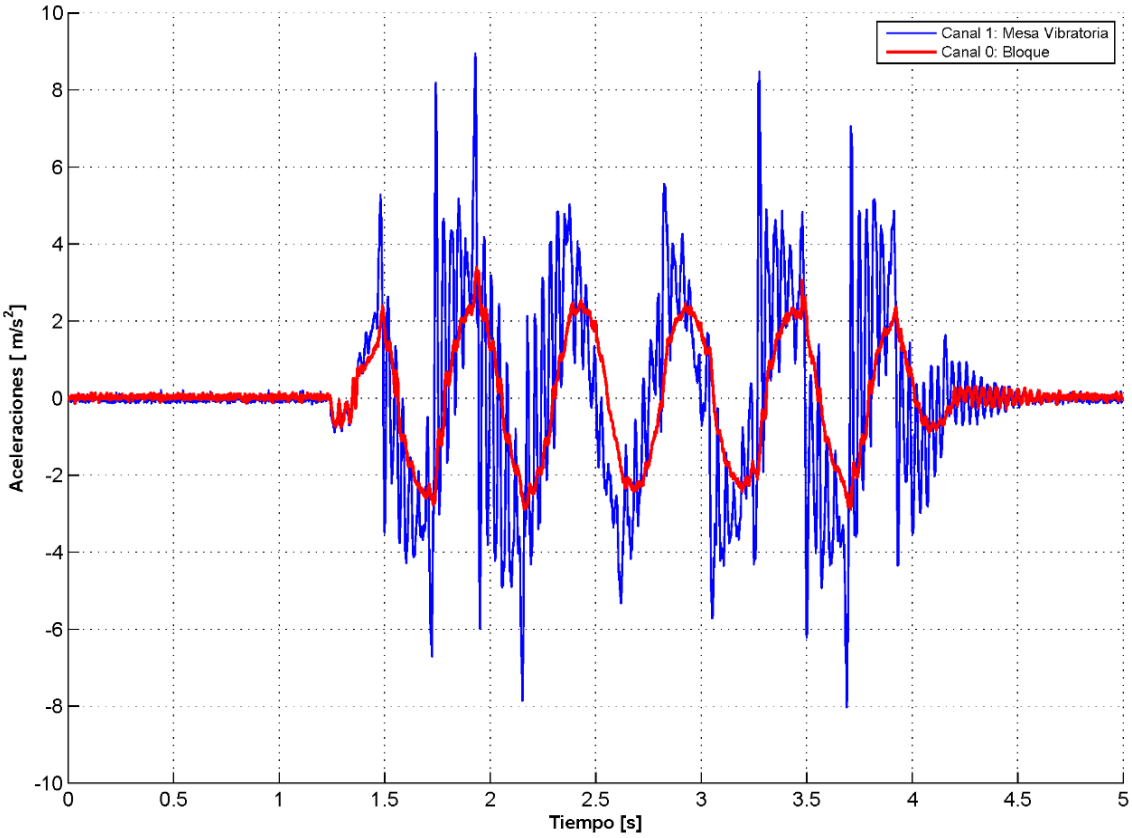


Figura IV.13 – Aceleraciones ensayo con registro armónico, $u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$, interfaz V.

CAPÍTULO V

MODELOS COMPUTACIONALES DE BLOQUE DESLIZANDO SOBRE UN CANAL SIMPLE

V.1 INTRODUCCIÓN

La calibración de los modelos numéricos se realizó utilizando los resultados obtenidos de los ensayos de canal simple. Se evaluaron con detenimiento los parámetros necesarios de manera que los ensayos puedan ser reproducidos de forma aproximada mediante simulaciones. Una vez comprobada la efectividad de dichas simulaciones, las mismas pueden ser extendidas para casos que no pudieron ser analizados experimentalmente.

El programa de elementos finitos utilizado en la modelación fue ANSYS Mechanical. La elección del mismo se debe a su capacidad para analizar problemas de contacto entre cuerpos.

En este capítulo se exponen algunos de los fundamentos básicos para la modelación numérica de un problema de fricción. En este marco, se describen los elementos de junta traslacional utilizados en el análisis.

En segundo lugar, se presentan los modelos computacionales utilizados para simular los resultados obtenidos en los ensayos descriptos en el Capítulo IV. Estos modelos son validados mediante comparación con resultados de los ensayos realizados para los tipos de interfaz II y IV. Se comparan la respuesta global en términos de aceleración y la energía disipada por fricción obtenidas numéricamente con los resultados experimentales.

Finalmente, se expone un estudio numérico – experimental que se hizo con el fin de determinar coeficientes de rozamiento que maximicen la disipación de energía. Para este análisis se utilizaron los modelos computacionales previamente ajustados y se tomó el coeficiente de roce como una variable paramétrica que puede variar.

V.2 MODELOS COMPUTACIONALES DE ENSAYOS DE CANAL SIMPLE

Se desarrollaron modelos del canal simple con los bloques en el programa comercial ANSYS Mechanical. Los parámetros de dichos modelos fueron verificados con los resultados de los ensayos realizados con los tipos de interfaz II y IV. Estos modelos serán de utilidad para el diseño de paneles que optimicen la disipación de energía por fricción.

V.2.a Características de los modelos

Los modelos están formados por dos cuerpos sólidos distintos: la base del canal y un bloque de plomo con encaje perfecto (EP) en el canal, ver Figura V.5. La base se encuentra conformada por una chapa aluminio de 80mm de ancho y 5mm de espesor. El bloque posee las dimensiones especificadas en la Figura IV.3(a). La masa del mismo es de 5.10kg. No se consideró la presencia de las paredes laterales del canal, ya que en los ensayos se evidenció que no influían en la respuesta del bloque. La Figura V.1 muestra una perspectiva del modelo.

Los pesos unitarios de los materiales se especifican en la Tabla V.1.

Con respecto a las condiciones de borde, el movimiento de la mesa vibratoria fue introducido como un desplazamiento remoto en una arista de la base del canal. Asimismo, se consideró el peso propio de los elementos en la dirección del eje global Y.

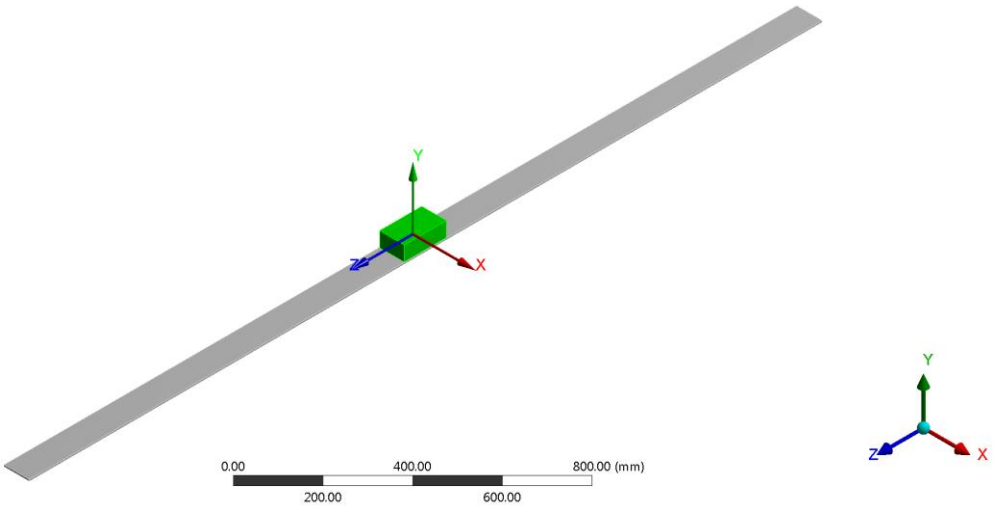


Figura V.1 – Perspectiva de modelo de ANSYS elaborado para reproducir ensayos con interfaz II y IV.

Tabla V.1 – Peso unitario de los materiales en los modelos computacionales.

Propiedad	Chapa de Base Aleación de Aluminio	Bloque Plomo
Peso Unitario γ [kN/m^3]	27	107

Los dos cuerpos fueron considerados rígidos, por ello no se definió mallado alguno. El problema fue resuelto utilizando el módulo de dinámica de cuerpo rígido de ANSYS. La vinculación entre los mismos se realizó mediante elementos tipo junta. De esta manera, se definieron dos elementos de junta traslacional: uno que conecta el terreno con la base del canal, y otro que conecta dicha base con el bloque. El primer elemento estuvo restringido de desplazamientos y giros en todas las direcciones con excepción de la traslación según el eje global Z, donde se imparten los desplazamientos de la mesa. En el segundo elemento junta se impidieron un total de cinco grados de libertad relativos entre bloque y

canal, pero se liberó el desplazamiento según el eje global Z, con la particularidad de que según esta dirección se especificó un coeficiente de fricción constante e igual a 0.10.

Los elementos juntas (*"joints"*, en inglés) se usan para conectar tanto cuerpos rígidos como flexibles en análisis multi-cuerpo. Están definidos por dos nodos, cada uno con seis grados de libertad. Es decir, que se tiene un total de doce grados de libertad. El movimiento relativo entre los dos nodos está caracterizado por seis grados de libertad relativos. Dependiendo de la aplicación, se puede configurar distintos tipos de elementos junta imponiendo restricciones cinemáticas apropiadas en uno o varios de estos seis grados de libertad relativos. Estas restricciones cinemáticas se aplican usando el método de los multiplicadores de Lagrange.

Según las restricciones fijadas en estos grados de libertad relativos, se tendrán distintos tipos de elementos juntas. El caso particular que más interés presenta para los fines de esta tesis es el de la junta traslacional. En este tipo de junta 5 grados de libertad relativos se encuentran restringidos, sólo quedando uno libre, el traslacional respecto al eje local X de dicha junta. En la se muestra un ejemplo de este tipo de componente, entre los dos cuerpos en cuestión puede existir desplazamiento relativo en la dirección del eje local X (en rojo) de la junta, es decir que el cuerpo exterior puede deslizar respecto al sólido interior.

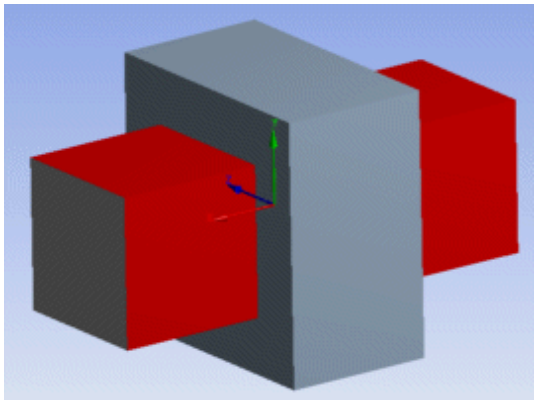


Figura V.2 – Ejemplo de Junta traslacional entre dos cuerpos. (Manual de usuario ANSYS, 2010)

Además de vinculaciones entre dos cuerpos, los elementos juntas también pueden ser usados para vincular un cuerpo con el terreno. En este caso los seis grados de libertad propios del terreno se encuentran restringidos, y los seis grados de libertad correspondientes al cuerpo resultan iguales a los grados de libertad relativos.

A ciertos tipos de elementos tipo juntas se les puede asignar un comportamiento friccional según los grados de libertad que no se encuentren restringidos. Este comportamiento se asigna designando un coeficiente de fricción apropiado. Las juntas traslacionales se encuentran entre los elementos que pueden incluir fricción.

La gran ventaja de la utilización de elementos tipo junta con respecto a elementos de contacto tradicionales radica en menores tiempos computacionales sin tener que sacrificar mucha precisión en los resultados.

El método de integración utilizado fue el de Runge Kutta de orden 5 con una tolerancia de 1.10^{-8}. El paso de integración fue fijado constante e igual al intervalo de muestreo, esto es 0.002 segundos.

Los desplazamientos ingresados como *input* a los modelos computacionales se obtienen integrando dos veces los registros del acelerómetro ubicado en la mesa vibratoria. Esta operación se llevó a cabo especificando una corrección de base polinómica del tipo cúbica e imponiendo que los desplazamientos tanto al inicio como al final del registro sean nulos.

V.2.b Resultados

V.2.b.(i) Respuesta de los bloques

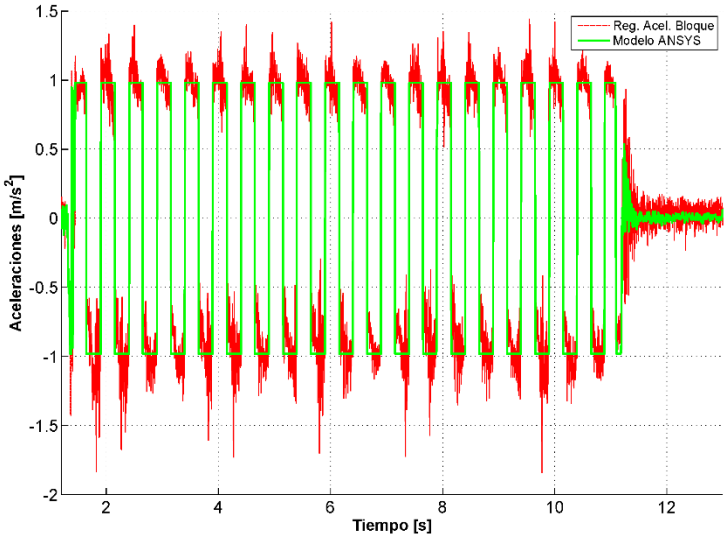
Los modelos computacionales fueron capaces de reproducir las mediciones experimentales con una excelente aproximación. Para el análisis que se realiza en este apartado se toman tres registros típicos de los ya introducidos con anterioridad: el correspondiente a un desplazamiento armónico con $u_{g0} = 30mm$, $f_0 = 2Hz$ y duración de 10 segundos, el sismo de Mendoza y, finalmente, el sismo de Kobe.

En la Figura V.3 se observa una comparación entre las aceleraciones absolutas del bloque medidas experimentalmente en los ensayos con interfaz II y las calculadas con los modelos computacionales para los distintos registros: armónico (a), Mendoza (b) y Kobe (c). Como puede apreciarse, el ajuste es muy bueno para casi la totalidad de la duración de los registros.

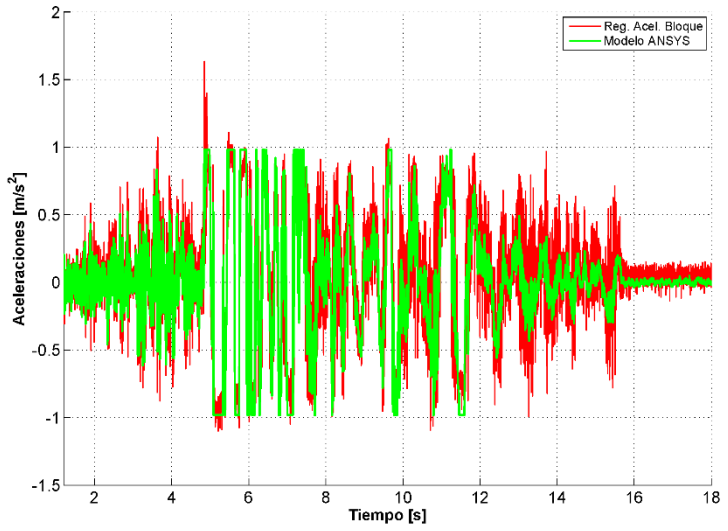
Los ajustes realizados para la interfaz IV se muestran en la Figura V.4. De la misma, se puede concluir que los resultados de los modelos son apropiados.

De los gráficos se puede deducir que el coeficiente de roce adoptado como constante con un valor de 0.10 resulta apropiado tanto para la interfaz II como para la IV. En los primeros ciclos con deslizamiento el valor real de aceleración correspondiente al plafón suele ser un poco mayor que el predicho por el modelo, que es constante en todos los ciclos. Esto fenómeno se atribuye al rozamiento estático que tiene un factor de roce un tanto más grande que el dinámico. A medida que avanza el ensayo, el bloque logra vencer esta fricción estática y desliza en los ciclos subsiguientes con el factor dinámico.

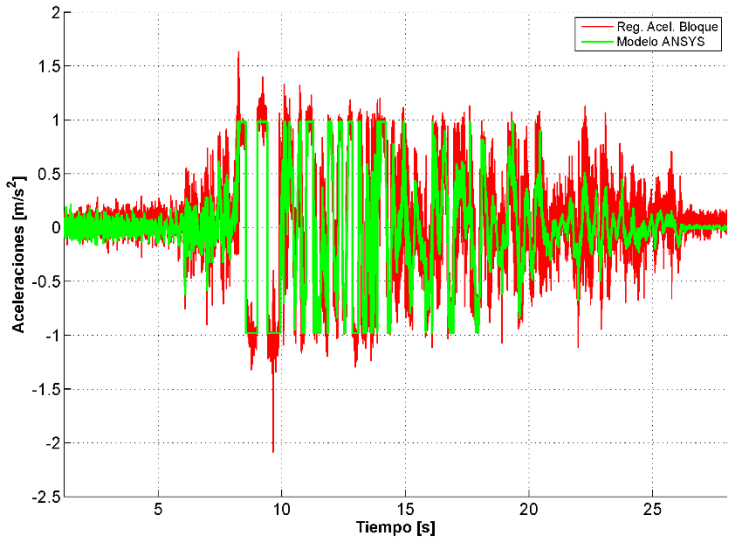
En la Tabla V.2 se muestra una comparación entre los desplazamientos residuales medidos en los ensayos y los que se determinaron con los modelos numéricos. Se advierte que en ambos casos los mismos se encuentran dentro del mismo orden de magnitud, aunque para los ensayos realizados con la interfaz IV los valores numéricos estuvieron más cercanos a los experimentales. Aun así, se puede sostener que las aproximaciones numéricas fueron razonables.



(a)

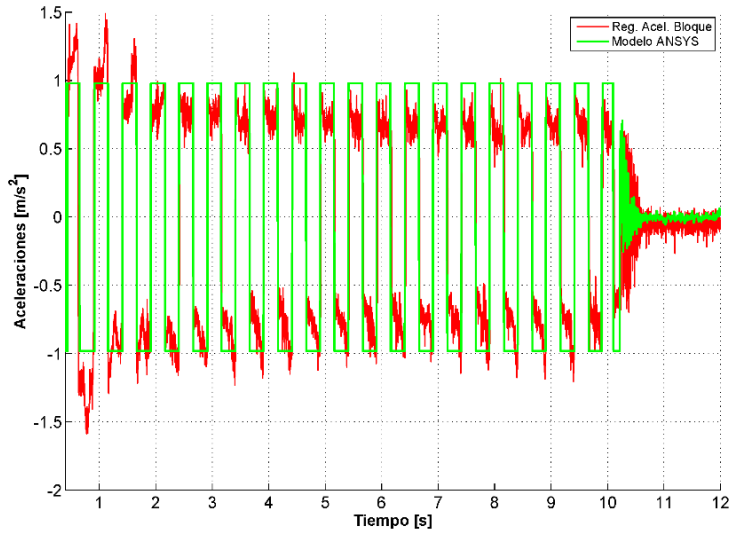


(b)

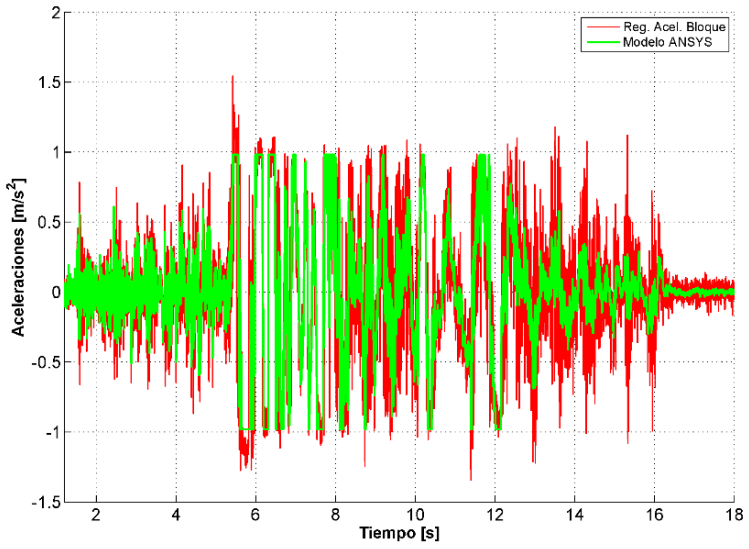


(c)

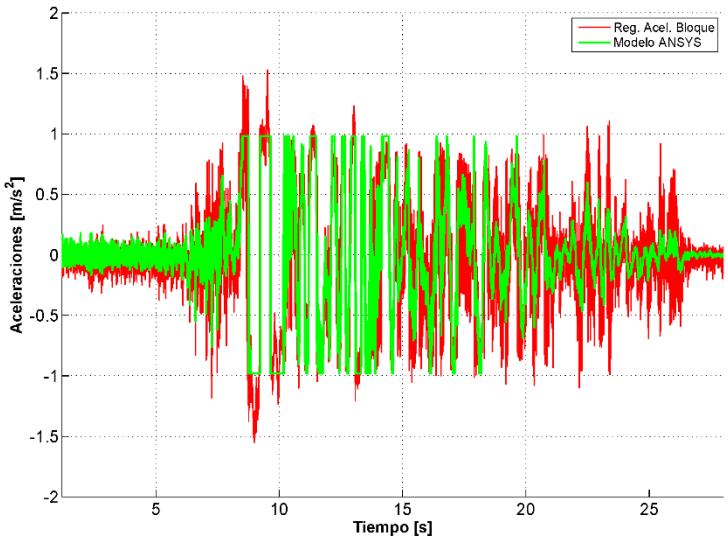
Figura V.3 – Comparación aceleraciones experimentales de bloque vs. Modelo ANSYS, interfaz II (a) armónico; (b) Mendoza y (c) Kobe.



(a)



(b)



(c)

Figura V.4 – Comparación aceleraciones experimentales de bloque vs. Modelo ANSYS, interfaz IV (a) armónico; (b) Mendoza y (c) Kobe.

Tabla V.2 – Comparación desplazamientos residuales experimentales vs. Modelos numéricos.

Interfaz	Registro	Desplazamientos Residuales [mm]	
		Ensayo	Modelo numérico
II	Armónico $u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$	12	23
	Mendoza	18	14
	Kobe	95	124
IV	Armónico $u_{g0} = 30mm$ y $f_0 = 2Hz$	24	24
	Mendoza	8	11
	Kobe	86	97

V.2.b.(ii) Balance energético y energía disipada por modelos y ensayos

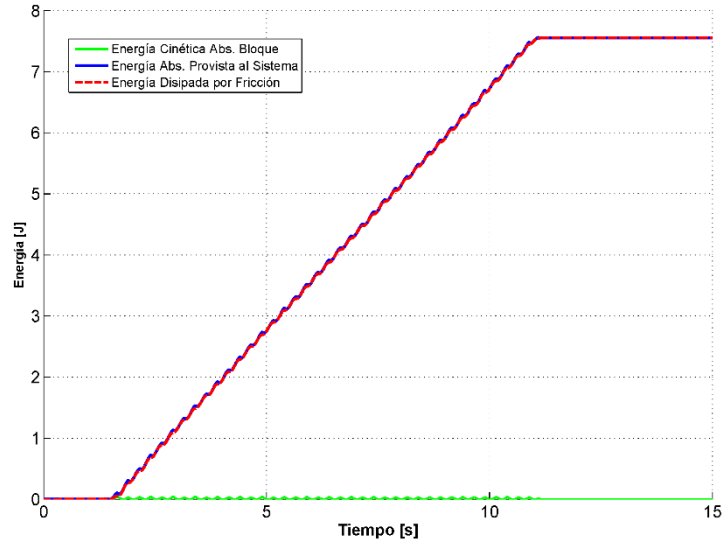
Cálculo de energía con mediciones de los ensayos

Utilizando los conceptos introducidos en la sección III.3.b, se elaboró un programa en MATLAB para determinar las cantidades correspondientes a los distintos tipos energía de acuerdo a los registros de aceleraciones obtenidos de los ensayos. Donde fue necesario, se integraron las mediciones con las opciones que se mencionaron previamente en el Capítulo III.

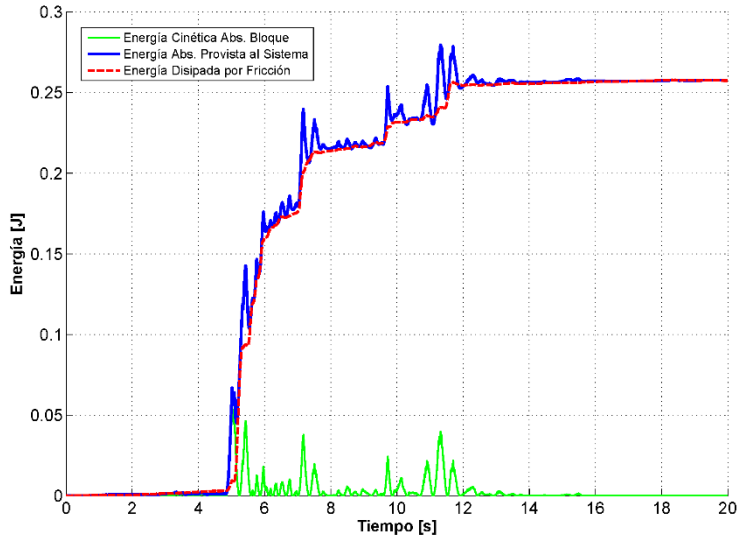
En los gráficos que se adjuntan con esta sección se consideraron los valores acumulados de energía exterior provista al sistema y energía disipada por fricción. En cambio, para la energía cinética se graficó su valor instantáneo.

En la Figura V.5 (a), (b) y (c) se observan los valores correspondientes a los ensayos realizados con la interfaz II. La efectividad de la disipación por fricción fue superior en el caso del ensayo con desplazamiento armónico en la base que para los registros sísmicos restantes. Esto resulta lógico ya que para este caso el bloque deslizó de manera continua.

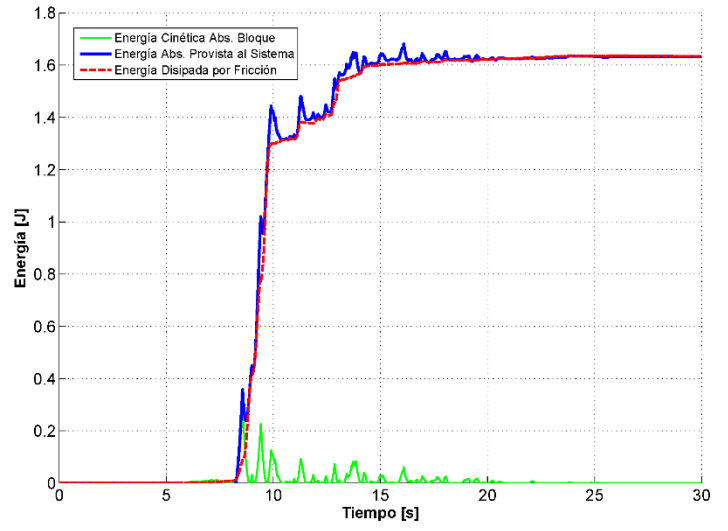
La observación realizada para los ensayos con la interfaz II mantiene su validez para el caso de la interfaz IV. Los valores correspondientes a los distintos tipos de energía se pueden apreciar en la Figura V.6 (a), (b) y (c) para los ensayos con registro armónico, de Mendoza y de Kobe, respectivamente. Nótese además que los valores de las energías resultaron bastante similares para los dos tipos de interfaz analizados.



(a)

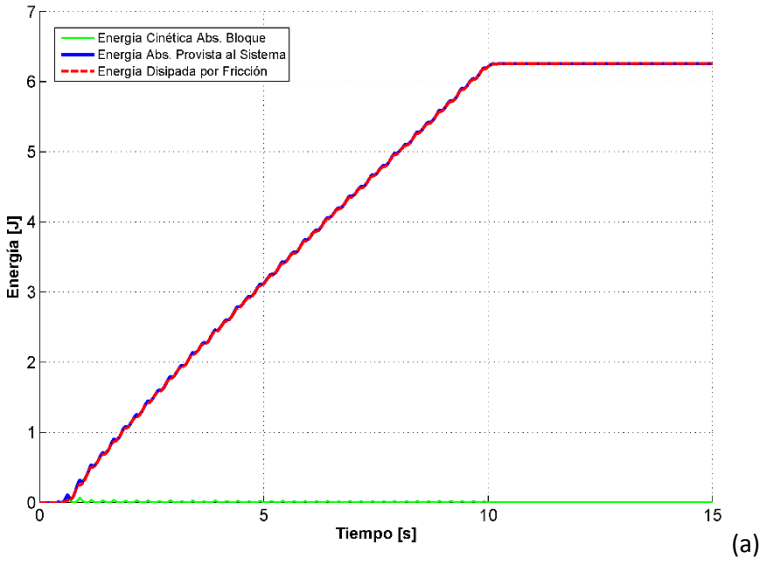


(b)

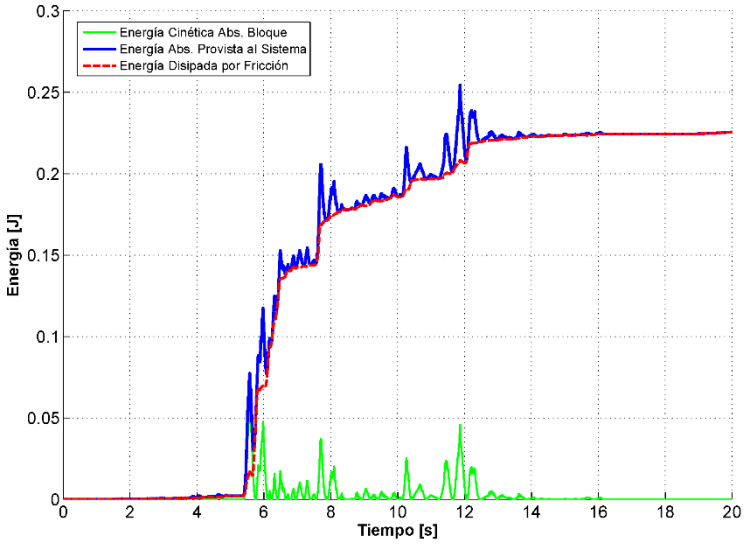


(c)

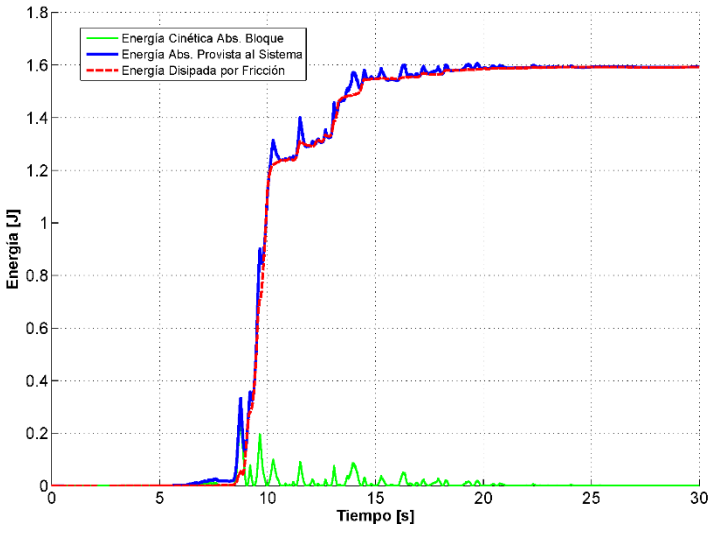
Figura V.5 – Distribución de distintos tipos de energía, interfaz II
(a) armónico; (b) Mendoza y (c) Kobe.



(a)



(b)



(c)

Figura V.6 – Distribución de distintos tipos de energía, interfaz IV
(a) armónico; (b) Mendoza y (c) Kobe.

Cálculo de energía con resultados de modelos computacionales

En paralelo a la determinación de los valores de energía mediante las mediciones realizadas en los ensayos, se procedió a calcular la energía disipada por fricción mediante los resultados obtenidos con los modelos numéricos.

Con este objetivo se hizo necesario determinar la relación existente entre las fuerzas de fricción y el desplazamiento relativo del bloque con respecto a la mesa vibratoria (x), ya que la energía disipada por fricción puede ser calculada como el área encerrada por esta curva.

En la Figura V.7 se muestran las relaciones establecidas entre desplazamiento relativo, fuerza de fricción y tiempo para el modelo computacional elaborado en base a un ensayo realizado con el registro de Kobe, interfaz IV. Como es de esperarse en un problema de fricción, las curvas que relacionan la fuerza de roce con los desplazamientos relativos muestran ciclos histeréticos cerrados de forma rectangular. De los gráficos de desplazamientos relativos en función del tiempo queda muy claro en qué momentos el bloque desliza y cuando no (la curva tiende a permanecer en un valor constante).

A manera de síntesis, en la Tabla V.3 se adjuntan los principales resultados obtenidos para toda la serie de ensayos correspondientes a los tipos de interfaz II y IV. Utilizando los datos de los ensayos se calculó la energía disipada por fricción utilizando la ecuación (III.63). La energía disipada por fricción en los modelos computacionales se calcula como el área encerrada por las curvas fuerza de fricción – desplazamiento relativo. En dicha tabla, todos los registros armónicos tienen una amplitud $u_{g0} = 30mm$. El registro Armónico 1 tiene una frecuencia $f_0 = 2.00Hz$ y una duración de 5 segundos, el registro Armónico 2 tiene la misma frecuencia pero con una duración de 15 segundos. Para el registro Armónico 3 se tiene una frecuencia $f_0 = 1.00Hz$ y duración de 5 segundos, mientras que para el Armónico 4 $f_0 = 1.00Hz$ y la duración es de 15 segundos.

Tabla V.3 – Comparación entre energía disipada por fricción en ensayos vs. modelos computacionales

Interfaz	**Registro**	E_{df} [J]		
		Ensayo	**Modelo Numérico**	**Variación [%]**
II	Armónico 1	1.961	1.923	-1.94
	Armónico 2	7.557	7.499	-0.77
	Mendoza	0.273	0.295	+8.06
	Mendoza	0.258	0.284	+10.08
	Kobe	1.601	1.754	+9.56
	Kobe	1.634	1.800	+10.16
IV	Armónico 3	0.060	0.078	+30.00
	Armónico 4	0.286	0.408	+42.66
	Armónico 1	1.997	1.932	-3.25
	Armónico 1	1.924	1.918	-0.31
	Armónico 2	6.259	7.412	+18.42
	Mendoza	0.237	0.295	+24.47
	Mendoza	0.225	0.284	+26.22
	Kobe	1.593	1.724	+8.22
	Kobe	1.527	1.698	+11.20

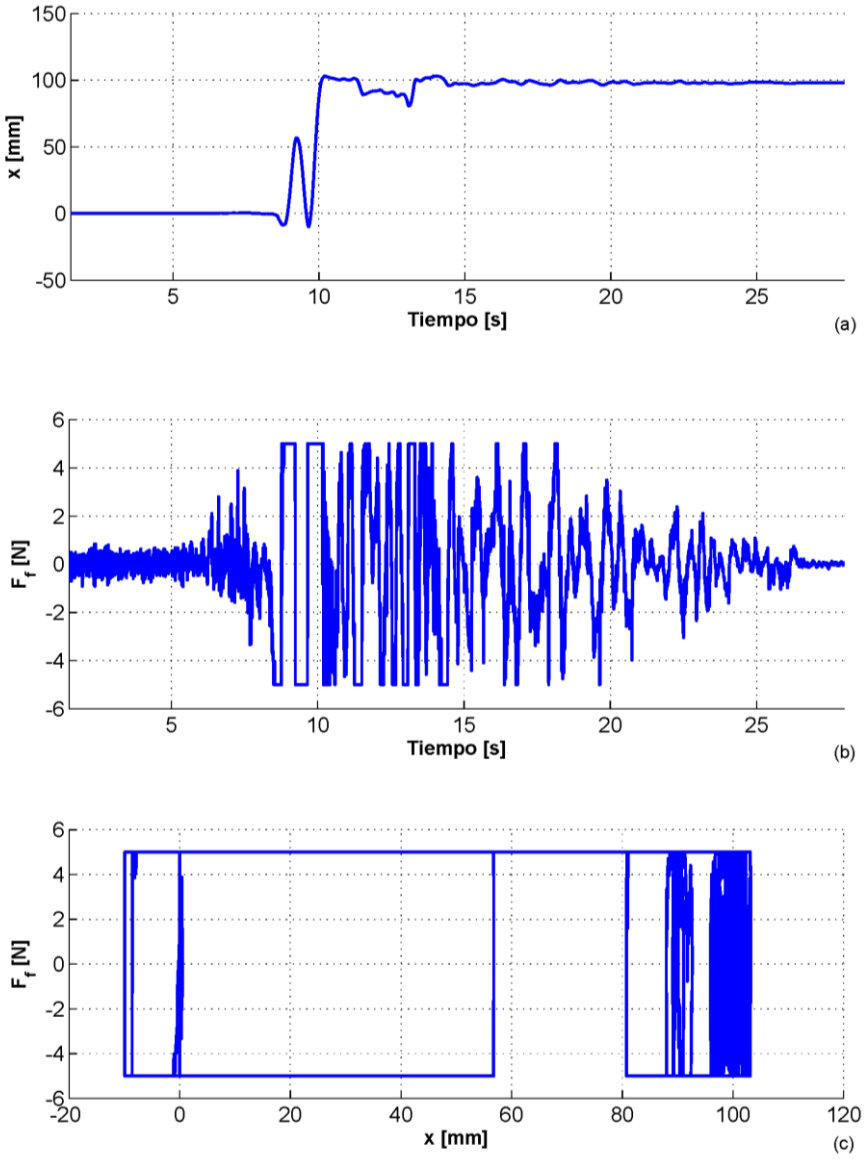


Figura V.7 – (a) Desplazamiento relativo vs. tiempo; (b) Fuerza de fricción vs. tiempo y (c) Fuerza de fricción vs. desplazamiento relativo, interfaz IV, registro Kobe.

Como se observa en la Tabla V.3, los valores de disipación por fricción determinados con los modelos numéricos son similares a los obtenidos a partir de los resultados experimentales. En términos generales puede decirse que los modelos numéricos tendieron a sobreestimar la energía disipada por fricción en un valor promedio de 12.85%. En particular, los resultados correspondientes a los registros armónicos con frecuencia de excitación $f_0 = 1.00Hz$ (Armónicos 3 y 4) resultaron más dificultosos de reproducir numéricamente. En el caso de los registros sísmicos, el de Kobe presenta mejores aproximaciones que el de Mendoza. Esto puede adjudicarse a que en el primero caso el bloque presenta ciclos de deslizamiento bastante pronunciados en su respuesta, mientras que en el segundo se observa preponderancia del movimiento *stick – slip* por la menor amplitud de las aceleraciones. La diferencia en estos resultados se hace más notoria para el caso de la interfaz IV.

V.3 ESTUDIO NUMÉRICO PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN ÓPTIMO

En este apartado se discuten los principales resultados de un estudio numérico realizado con el propósito de determinar la energía disipada por fricción de un bloque deslizando sobre un canal simple con diferentes coeficientes de rozamiento. Para este estudio se consideraron movimientos de base en el canal dados por diferentes registros sísmicos. El objetivo de este análisis fue determinar los coeficientes de rozamiento óptimos para los que la disipación de energía es máxima.

V.3.a Características del modelo computacional

El modelo numérico usado para este estudio estuvo basado en los que se describieron en profundidad en la sección V.2.

Este análisis fue realizado haciendo variar el coeficiente de rozamiento en el modelo computacional. En este sentido, se adoptaron diferentes valores para dicho coeficiente, a saber: 0.050, 0.075, 0.100, 0.125, 0.150, 0.175 y 0.200. Nótese como los valores elegidos para realizar este estudio se aproximan a los medidos en los ensayos para los tipos de interfaz I, II y IV.

El paso de integración adoptado fue en todos los casos de 0.001 segundos. Esto se justifica en el apartado V.3.c.(i).

V.3.b Registros

Para realizar este estudio se seleccionaron ocho registros sísmicos diferentes. Todos estos registros son de corta duración, donde la mayor parte de la energía se suministra durante un breve intervalo de tiempo. La duración efectiva correspondiente a cada evento fue calculada según el criterio de Trifunac y Brady (1975) que establece que la misma es igual al intervalo de tiempo transcurrido entre el 5% y el 95% de la intensidad de Arias (1970) de la totalidad del registro. Este último parámetro, definido por Arias, representa la energía entregada a un sistema como consecuencia de la acción sísmica y puede calcularse como:

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int_0^{t_0} \ddot{u}_g(t)^2 \cdot dt \qquad \text{(V.1)}$$

Donde:

t_0: Duración total del evento.

Las principales características de los registros utilizados en este estudio se sintetizan en la Tabla V.4. En la misma, M_W es la magnitud de momento del evento, t_0 representa la duración total del registro, t_e es la duración significativa del registro, Δt_m es el intervalo de muestreo y PGA es la aceleración pico del terreno.

Tabla V.4 – Características de registros seleccionados

Evento	M_W	Estación	Comp. (*)	$t_0\ [s]$	$t_e\ [s]$	$\Delta t_m\ [s]$	$I_A\ [m/s]$	$PGA\ [m/s^2]$
Cape Mendocino (1992)[1]	7.01	Petrolia	090	35.96	16.06	0.02	3.82	6.49
Chi Chi (1999)[1]	7.62	CHY080	N	89.990	22.020	0.005	6.95	8.44
Coyote Lake (1979)[1]	5.74	Gilroy Array #6	230	27.090	3.210	0.005	0.77	4.14
Coyote Lake (1979)[1]	5.74	Gilroy Array #6	320	27.100	3.525	0.005	0.68	3.13
Kobe (1995)[1]	6.90	KJMA	090	149.98	9.52	0.02	5.44	6.18
Mendoza (1985)	6.30	-	-	31.347	8.304	0.003	1.24	4.68
Northridge (1994)[1]	6.67	Newhall Fire Station	090	39.96	5.86	0.02	4.36	5.72
Parkfield (2004)[1]	6.00	Cholame 2WA	360	21.065	6.130	0.005	1.11	3.66

[1] PEER Strong Ground Motion Database
(*) Componente del registro

V.3.c Análisis de resultados

Con el objetivo de determinar el coeficiente de fricción óptimo para el cual el dispositivo disipa la mayor cantidad de energía posible, se estudió la respuesta del modelo a los movimientos caracterizados por los diferentes registros introducidos en el apartado anterior con su duración efectiva. Se consideraron distintos valores del coeficiente de rozamiento y se analizó principalmente la disipación de energía producida por la fricción entre el bloque y la superficie del canal.

V.3.c.(i) Efecto de paso de integración

La respuesta numérica del bloque resulta sensible al paso de tiempo de integración Δt. El efecto del mismo queda ilustrado en los gráficos de la Figura V.8 a la Figura V.10 para el sismo de Coyote Lake (Comp. 230) y en la Figura V.11 a la Figura V.13 para el registro de Northridge. En estas figuras las curvas verdes representan la aceleración del canal, mientras que las rojas, la respuesta del bloque. Para analizar la respuesta con mayores detalles sólo se graficó el intervalo de tiempo correspondiente a la duración efectiva de los registros. Se observa que, para los coeficientes de roce más bajos, el paso de tiempo tiene poca influencia en la respuesta del bloque, lográndose una buena aproximación de la respuesta del bloque con un paso de tiempo igual al intervalo de muestreo del acelerograma. Contrariamente, para los factores de fricción intermedios y elevados, se tiene que la respuesta del bloque mejora notablemente al disminuir el paso de tiempo. Por ello, se decidió trabajar en todos los casos con $\Delta t = 0{,}001s$ para evitar problemas numéricos. Aun así, se debe recalcar que este efecto depende en gran medida del registro considerado.

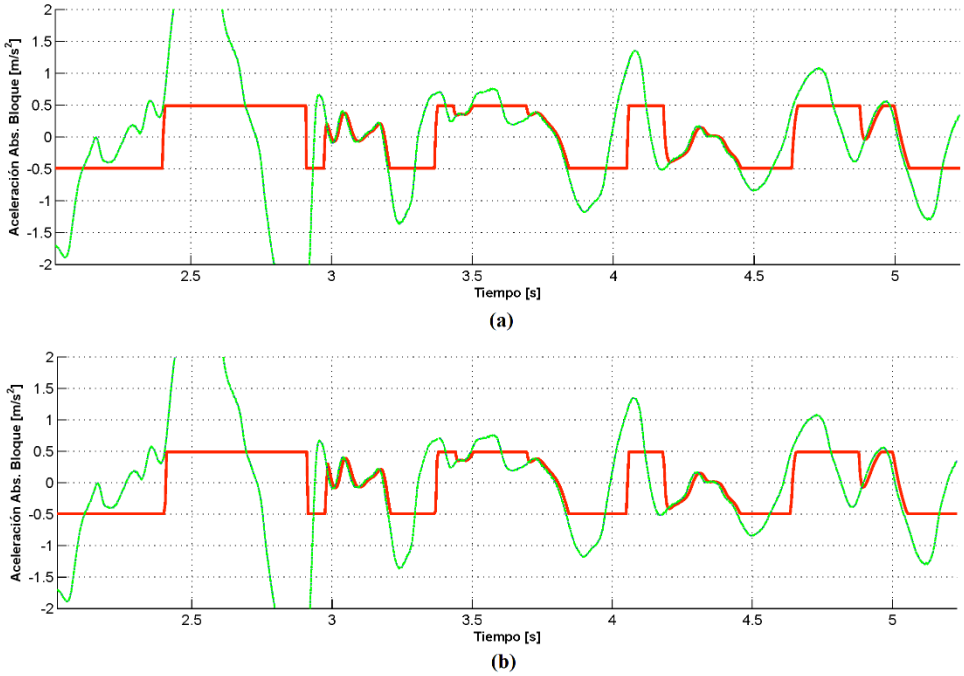


Figura V.8 – Aceleración absoluta de bloque vs. Tiempo para $\mu = 0.050$. Registro Coyote Lake 230. (a) $\Delta t = 0.001s$; (b) $\Delta t = 0.005s$.

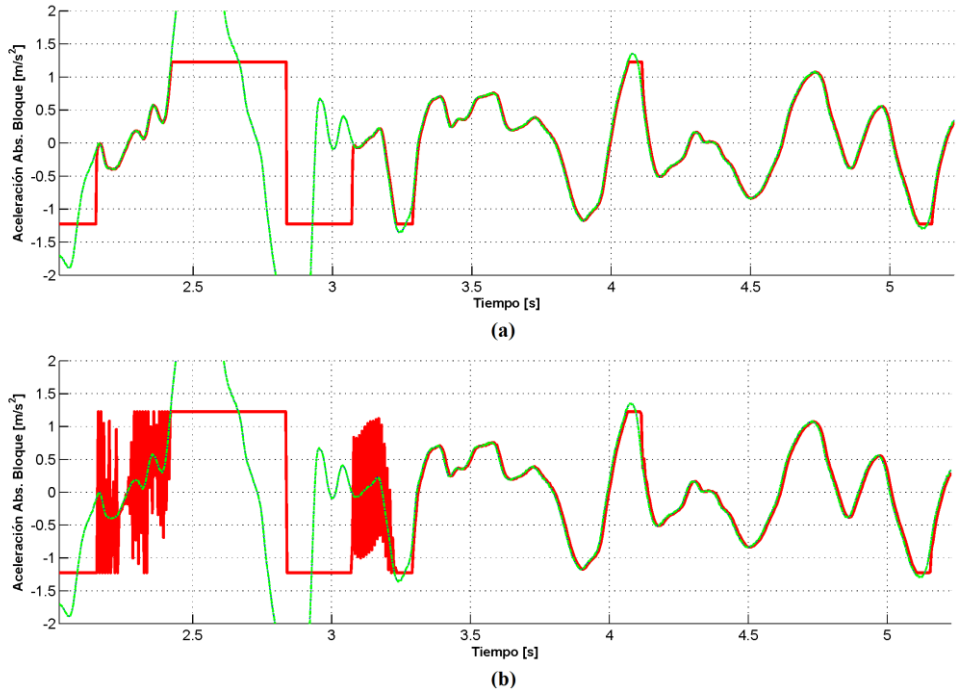


Figura V.9 – Aceleración absoluta de bloque vs. Tiempo para $\mu = 0.125$. Registro Coyote Lake 230. (a) $\Delta t = 0.001s$; (b) $\Delta t = 0.005s$.

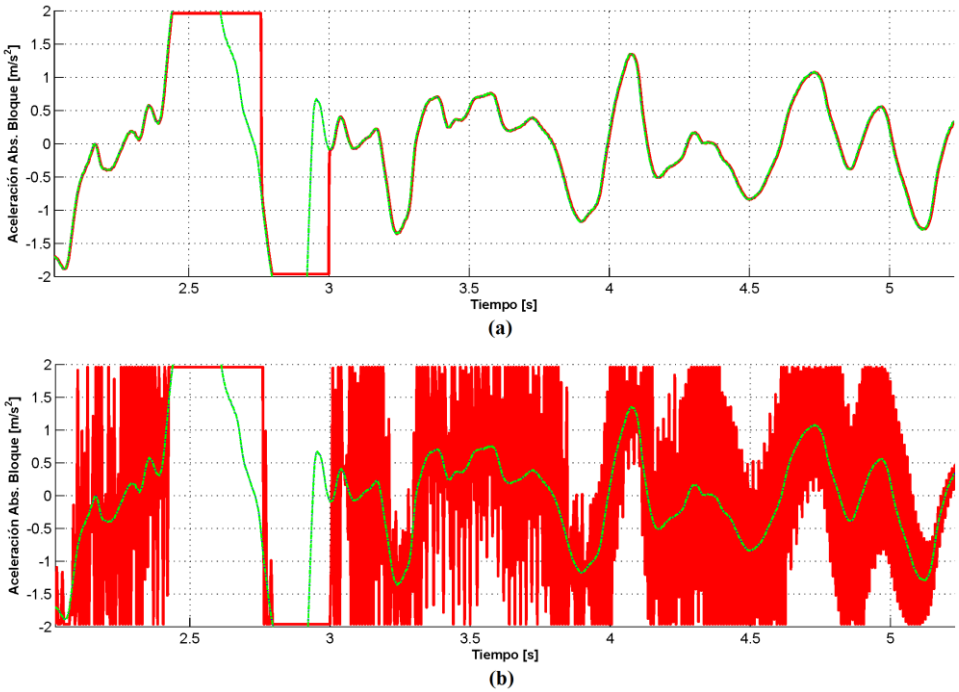


Figura V.10 – Aceleración absoluta de bloque vs. Tiempo para $\mu = 0.200$. Registro Coyote Lake 230. (a) $\Delta t = 0.001s$; (b) $\Delta t = 0.005s$.

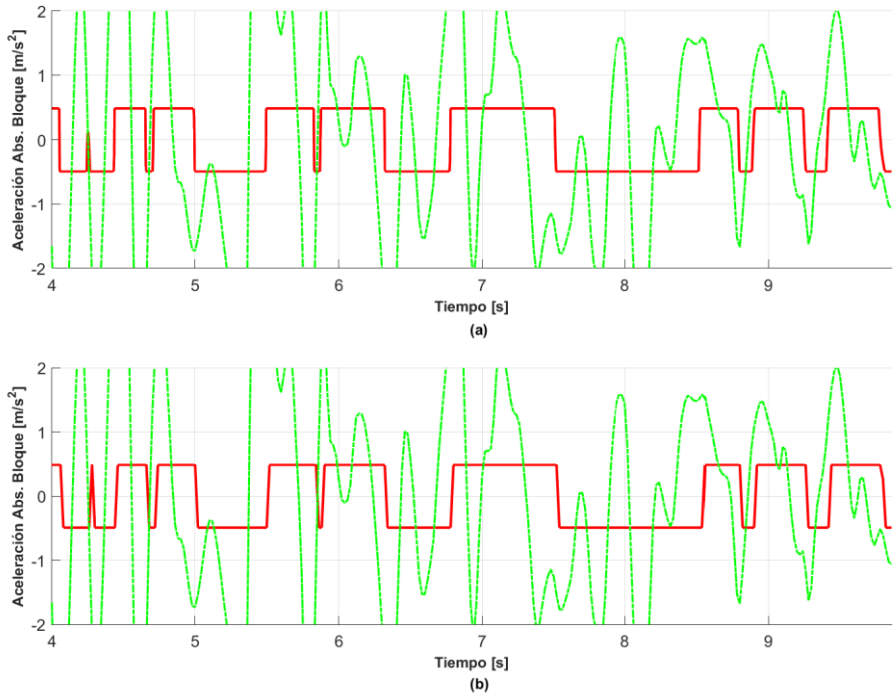


Figura V.11 – Aceleración absoluta de bloque vs. Tiempo para $\mu = 0.050$. Registro Northridge. (a) $\Delta t = 0.001s$; (b) $\Delta t = 0.020s$.

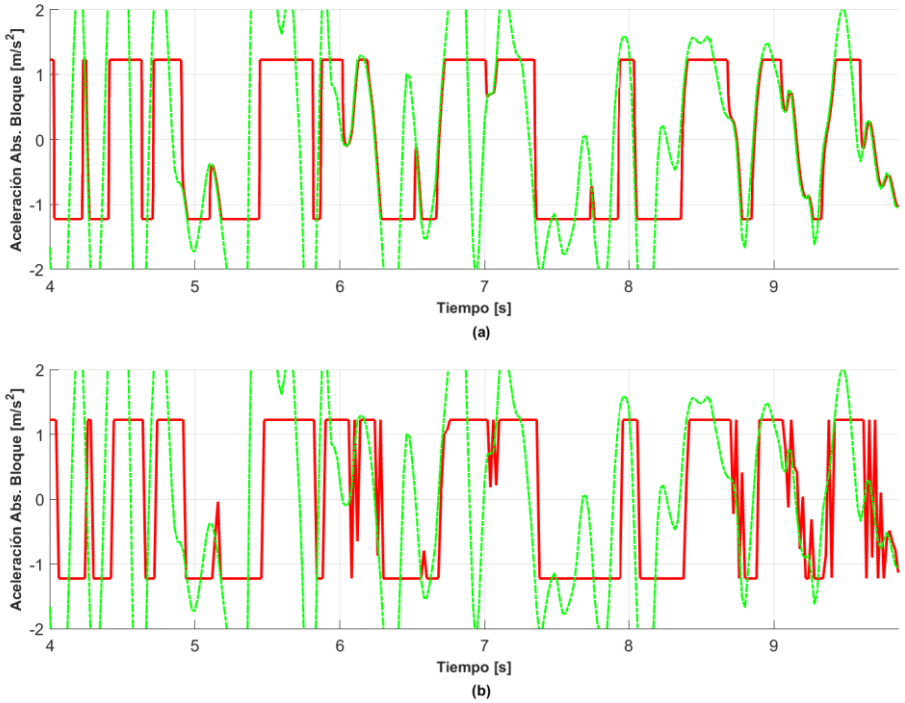


Figura V.12 – Aceleración absoluta de bloque vs. Tiempo para $\mu = 0.125$. Registro Northridge. (a) $\Delta t = 0.001s$; (b) $\Delta t = 0.020s$.

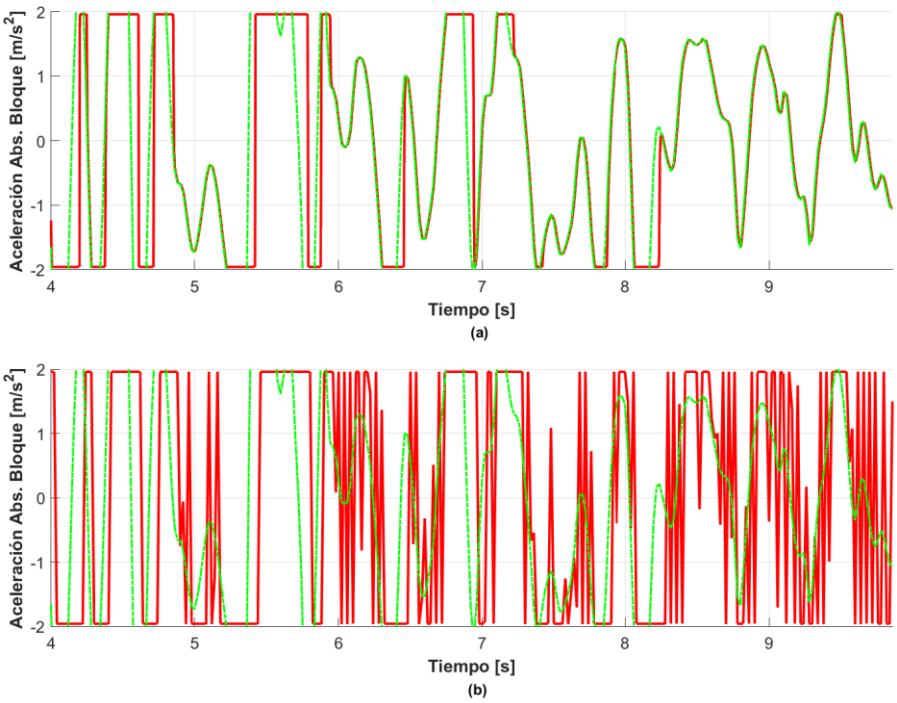


Figura V.13 – Aceleración absoluta de bloque vs. Tiempo para $\mu = 0.200$. Registro Northridge. (a) $\Delta t = 0.001s$; (b) $\Delta t = 0.020s$.

V.3.c.(ii) Valores máximos de respuesta del bloque

Se pudo detectar que la máxima aceleración absoluta del bloque crece de manera lineal con el coeficiente de fricción. Este fenómeno puede verse claramente en la Figura V.14, donde se graficaron los valores obtenidos para el registro de Cape Mendocino. La máxima aceleración experimentada por el bloque en cada caso fue $\pm\mu \cdot g$, algo que resulta lógico de acuerdo a las ecuaciones de movimiento obtenidas en el Capítulo III.

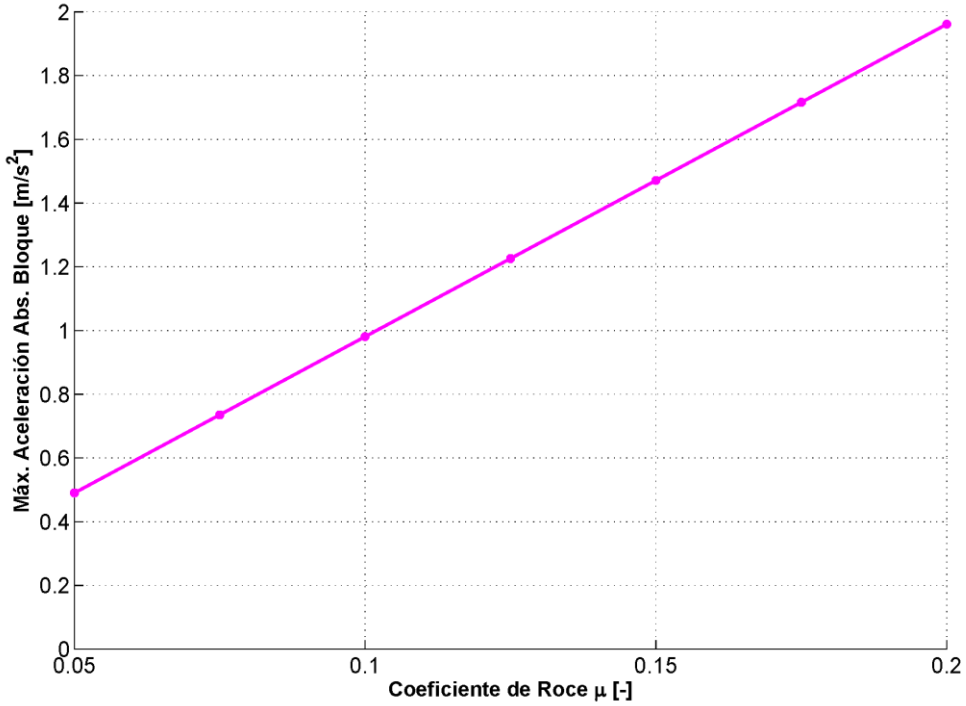


Figura V.14 – Máxima aceleración absoluta del bloque vs. Coeficiente de rozamiento, registro Cape Mendocino.

En la Figura V.15 se grafica la variación de la máxima velocidad con el coeficiente de fricción para el acelerograma de Kobe. En general, se observa que las máximas velocidades absolutas del bloque se incrementan de forma no lineal con el coeficiente de rozamiento hasta llegar a un valor de coeficiente de fricción en el que tienden a estabilizarse. Una excepción a esta tendencia se detectó para el registro de Northridge (ver Figura V.16), donde la máxima velocidad absoluta del bloque se incrementa para los factores de roce comprendidos entre 0.050 y 0.150, luego se mantiene prácticamente constante hasta 0.175 y, finalmente, vuelve a aumentar para 0.200.

En el caso de los desplazamientos puede pensarse que, en general, al crecer el coeficiente de fricción, el bloque desliza de manera menos continua (es decir con movimiento *stick-slip* más acentuado). Esto llevaría a desplazamientos relativos más pequeños entre los dos cuerpos. Este razonamiento se sostiene para casi todos los registros analizados en este estudio. En ese sentido, en la Figura V.17 se puede apreciar de forma clara esta tendencia con los resultados correspondientes al registro de Mendoza. Sin embargo, se detectaron excepciones para los casos de Chi Chi y Kobe, el primero se ilustra en la Figura V.18. En la misma se puede advertir que el desplazamiento relativo se incrementa para los factores de rozamiento comprendidos entre 0.050 y 0.150. Para coeficientes más altos se produce una leve caída en los máximos desplazamientos relativos.

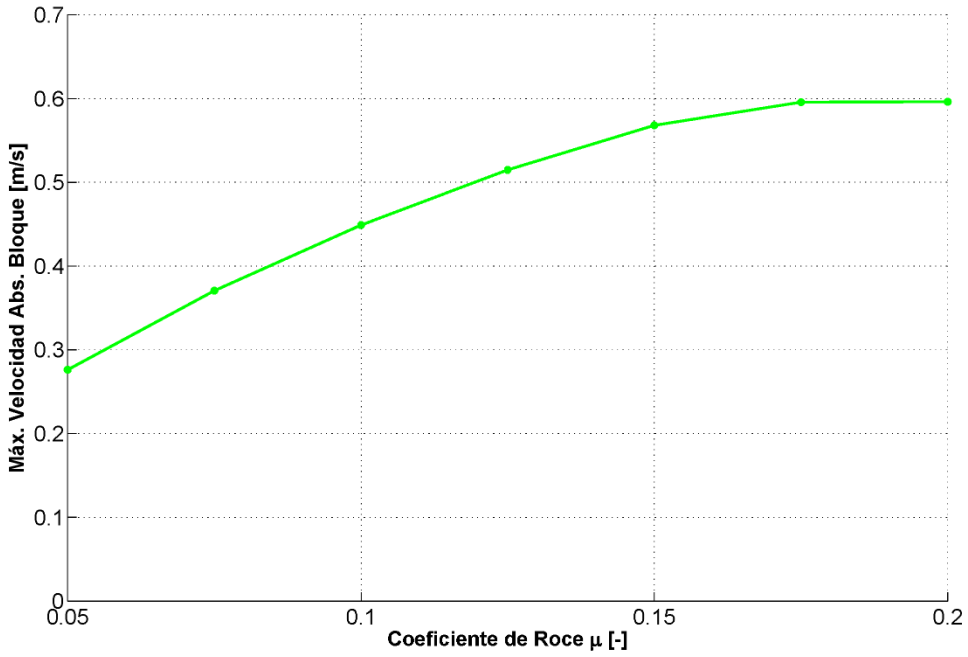


Figura V.15 – Máxima velocidad absoluta del bloque vs. Coeficiente de rozamiento, registro Kobe.

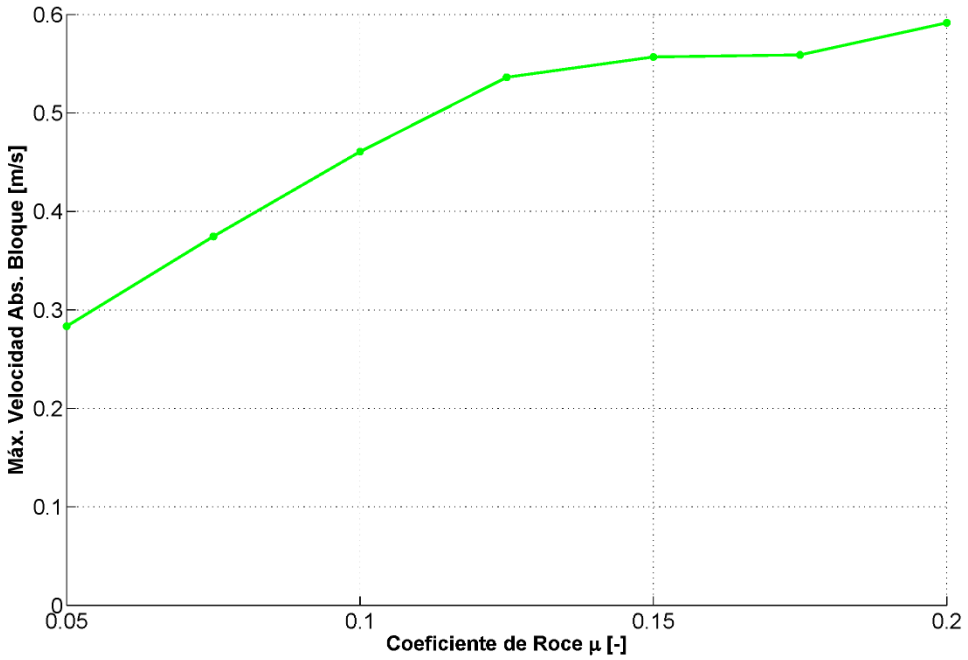


Figura V.16 – Máxima velocidad absoluta del bloque vs. Coeficiente de rozamiento, registro Northridge.

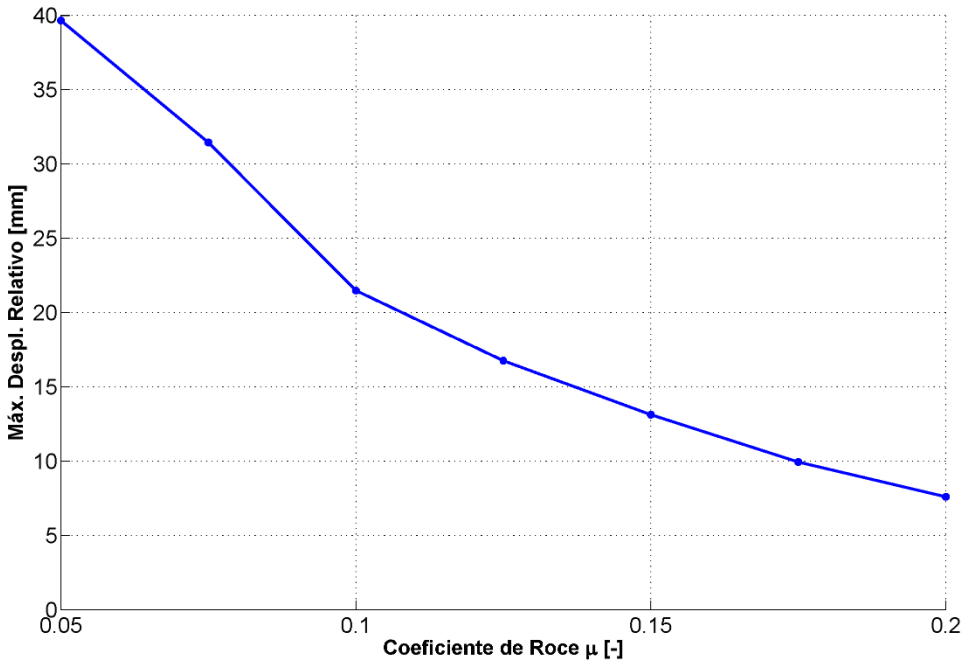


Figura V.17 – Máximo desplazamiento relativo vs. Coeficiente de rozamiento, registro Mendoza.

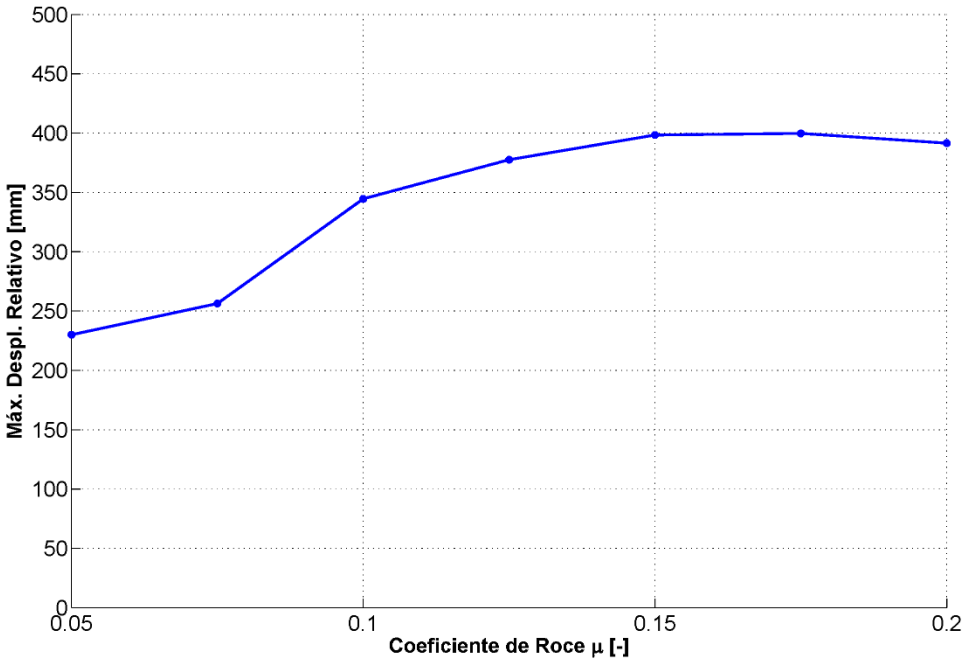


Figura V.18 – Máximo desplazamiento relativo vs. Coeficiente de rozamiento, registro Chi Chi.

V.3.c.(iii) Energía disipada por fricción para distintos acelerogramas

La evaluación de la energía entregada al bloque como consecuencia del movimiento de la base y la energía disipada por fricción en la interfaz bloque – canal fue realizada con las ecuaciones especificadas en III.3.b.

En la Figura V.19 se sintetizan los resultados de este estudio. El coeficiente de rozamiento óptimo se corresponde con el valor máximo de energía disipada por fricción. El mismo varía de acuerdo al registro considerado.

La totalidad de los resultados se encuentran sintetizados en la Tabla V.5. De la misma se puede inferir que el valor del coeficiente de fricción que maximiza la disipación depende fundamentalmente del registro de aceleraciones que define el movimiento del canal. Por ello, se intenta relacionar dicho coeficiente óptimo con alguna medida característica de los registros seleccionados para llevar a cabo este estudio. En este trabajo se seleccionaron dos parámetros en particular: la aceleración pico del terreno (PGA) y la aceleración cuadrática media del registro durante la duración efectiva del movimiento ($\ddot{u}_{g\ RMS}$).

En la Figura V.20 se observa la relación entre la aceleración pico del terreno en cada registro y su correspondiente coeficiente de fricción óptimo. En general, puede advertirse una tendencia: a medida que aumenta la PGA, el factor de fricción para el que la disipación es máxima tiende a crecer. Existen algunas excepciones a lo recién mencionado. Sin embargo, se puede verificar que se cumple en la mayoría de los casos.

Si bien en la Tabla V.5 se han consignado los valores del coeficiente de fricción óptimo absoluto, debe notarse que existe un rango de coeficientes para los cuales la energía disipada es prácticamente la misma. Por ejemplo, para el sismo de Cape Mendocino el rango óptimo sería entre 0.100 y 0.150. En la Tabla V.6 se indican los rangos óptimos para cada sismo.

Paralelamente, para cada uno de los registros seleccionados se calculó la aceleración cuadrática media durante la duración efectiva de los mismos. La misma se intentó relacionar con el factor óptimo de rozamiento. Los resultados se exhiben en la Figura V.21 donde se puede observar que inicialmente el factor óptimo de fricción tiende a crecer con la aceleración RMS, alcanzando un valor máximo de 0.175 para $\ddot{u}_{g\ RMS} = 1.332\ m/s^2$ (registro de Chi Chi). No obstante, a partir de ese valor se advierte que μ_{opt} comienza a decrecer ante el aumento de la aceleración cuadrática media. Esto se verificó tanto para el registro de Kobe como el de Northridge. De la Figura V.21 se deduce que no se pudo establecer una relación clara entre la aceleración cuadrática media y el coeficiente de roce óptimo.

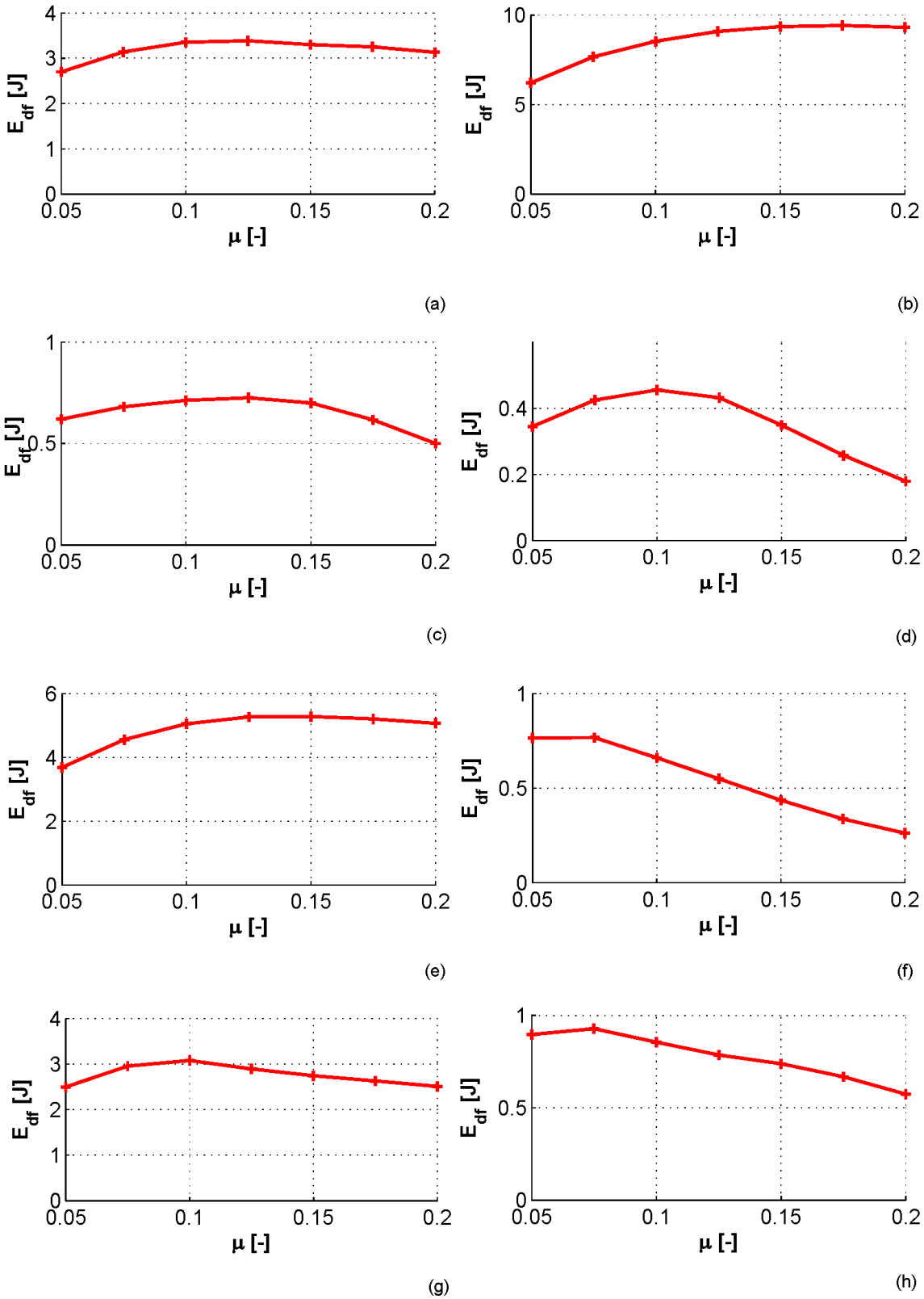


Figura V.19 – Energía disipada por fricción vs. Coeficiente de rozamiento.
(a) Cape Mendocino, (b) Chi Chi, (c) Coyote Lake 230, (d) Coyote Lake 320,
(e) Kobe, (f) Mendoza, (g) Northridge, (h) Parkfield.

Tabla V.5 – Resumen de resultados para registros seleccionados.

Evento	Estación	Comp.	PGA $[m/s^2]$	$\ddot{u}_{g\,RMS}$ $[m/s^2]$	$E_{d\,f\,max}$ $[J]$	μ_{opt} $[-]$
Cape Mendocino	Petrolia	090	6.49	1.156	3.386	0.125
Chi Chi	CHY080	N	8.44	1.332	9.422	0.175
Coyote Lake	Gilroy Array #6	230	4.14	1.165	0.725	0.125
Coyote Lake	Gilroy Array #6	320	3.13	1.039	0.455	0.100
Kobe	KJMA	090	6.18	1.791	5.281	0.150
Mendoza	-	-	4.68	0.915	0.767	0.075
Northridge	Newhall Fire Station	090	5.72	2.044	3.079	0.100
Parkfield	Cholame 2WA	360	3.66	1.009	0.928	0.075

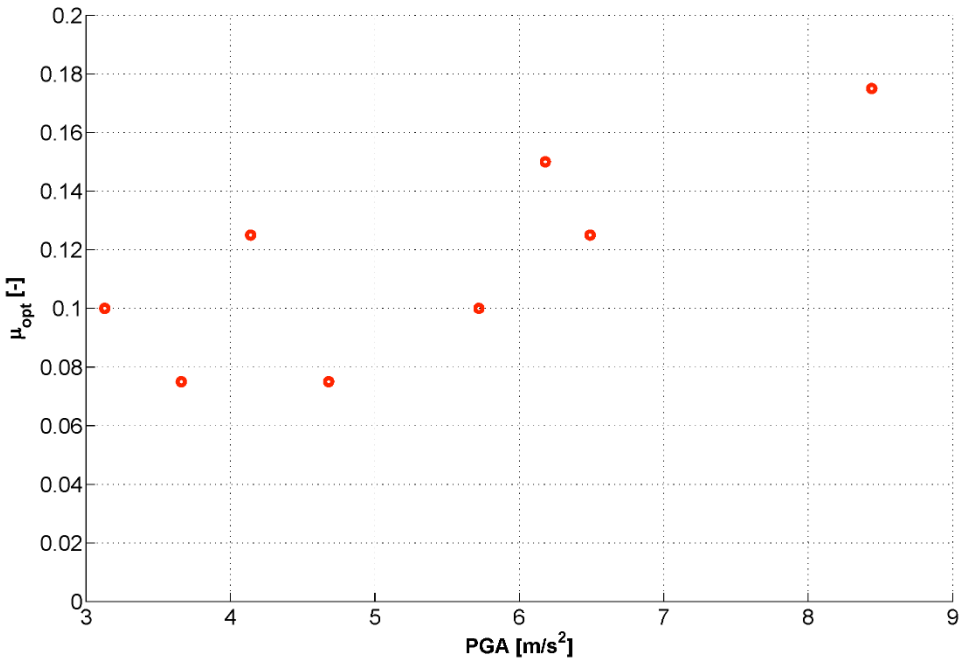


Figura V.20 – Aceleración pico del terreno vs. Coeficiente de rozamiento óptimo.

Tabla V.6 – Rangos óptimos de coeficiente de rozamiento en estudio numérico.

Registro	PGA $[m/s^2]$	Rango de μ_{opt}
Cape Mendocino	6.49	0.100 – 0.150
Chi Chi	8.44	0.150 – 0.200
Coyote Lake 230	4.14	0.100 – 0.150
Coyote Lake 320	3.13	0.075 – 0.125
Kobe	6.18	0.125 – 0.175
Mendoza	4.68	0.050 – 0.100
Northridge	5.72	0.075 – 0.125
Parkfield	3.66	0.050 – 0.100

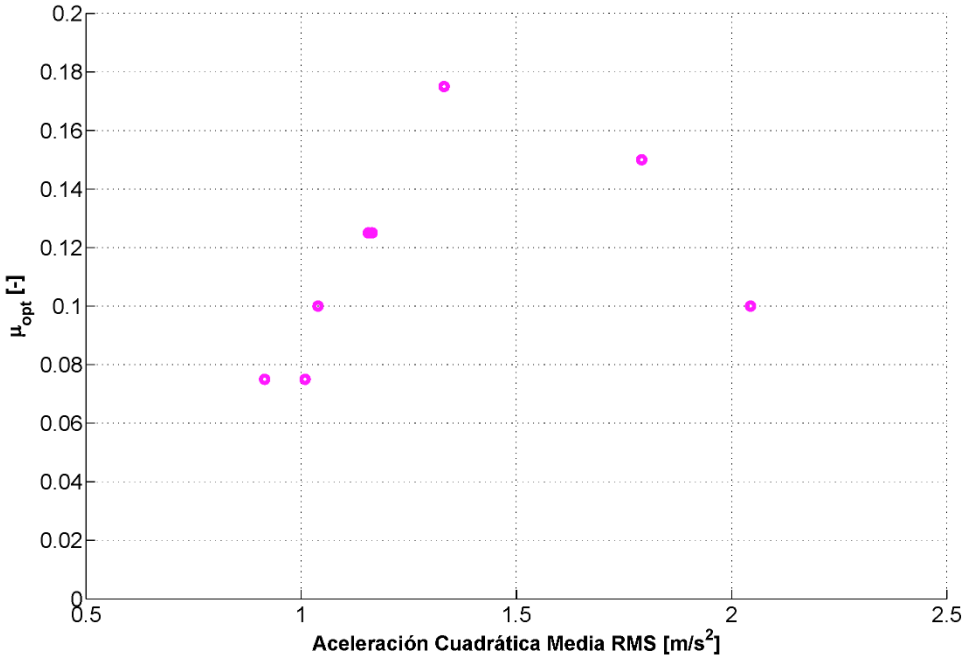


Figura V.21 – Aceleración cuadrática media del terreno vs. Coeficiente de rozamiento óptimo.

V.3.c.(iv) Estudio de energía disipada por fricción para escalado de un registro

Con el objetivo de profundizar en el estudio de las tendencias mencionadas en el apartado V.3.c.(iii) se decidió analizar la respuesta de los modelos numéricos sometidos a un único registro pero con distintos factores de escala aplicados sobre el mismo. De esta manera, se compararon los coeficientes de fricción óptimos determinados para el registro real con los que se obtienen escalando el mismo con factores para los que la PGA vale 5.89m/s^2 (0.60g), 7.85 m/s^2 (0.80g) y 9.81 m/s^2 (1.00g). El registro seleccionado para este análisis fue el de Mendoza y los resultados se adjuntan en la Tabla V.7. De la

misma, se puede observar que a medida que crece el factor de escala, se incrementan tanto la energía disipada por fricción como el coeficiente de rozamiento que la maximiza.

Tabla V.7 – Resumen de resultados para estudio de escalado, registro Mendoza.

Evento	Factor de Escala	PGA $[m/s^2]$	PGA $[.g]$	$\ddot{u}_{g\,RMS}$ $[m/s^2]$	$E_{d\,f\,max}$ $[J]$	μ_{opt} $[-]$
Mendoza	1.00	4.68	0.48	0.915	0.767	0.075
	1.26	5.89	0.60	1.151	1.217	0.075
	1.68	7.85	0.80	1.535	2.108	0.100
	2.10	9.81	1.00	1.919	3.237	0.125

En la Figura V.22 se muestra como el coeficiente de rozamiento óptimo varía con la aceleración pico del terreno. En este caso se tiene que el coeficiente óptimo se mantuvo constante tanto para el registro original como para el que se encuentra escalado a 0.60g. Para valores de PGA mayores, se verificó que el factor de fricción óptimo se incrementó. Esta tendencia ocurrió tanto para el registro escalado a 0.80g como para el escalado a 1.00g.

A su vez, en la Figura V.23 se puede apreciar la variación del factor de fricción óptimo con la aceleración cuadrática media de los registros escalados. En este caso se observa una variación similar a la de la aceleración pico del terreno. Se tiene que para valores pequeños de la aceleración RMS, el coeficiente de rozamiento con mayor disipación permanece constante en un valor de 0.075. En cambio, para los dos valores más elevados de $\ddot{u}_{g\,RMS}$ se advierte una tendencia ascendente del factor de fricción, que alcanza un valor máximo de 0.125 para el registro escalado a 1.00g.

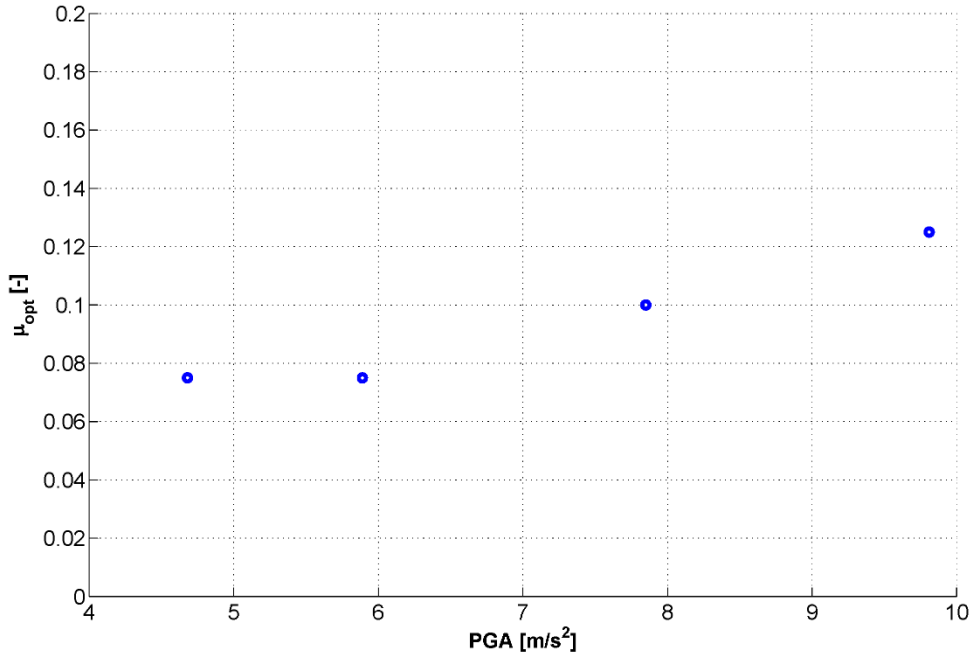


Figura V.22 – Aceleración pico del terreno vs. Coeficiente de rozamiento óptimo, registros de Mendoza escalados.

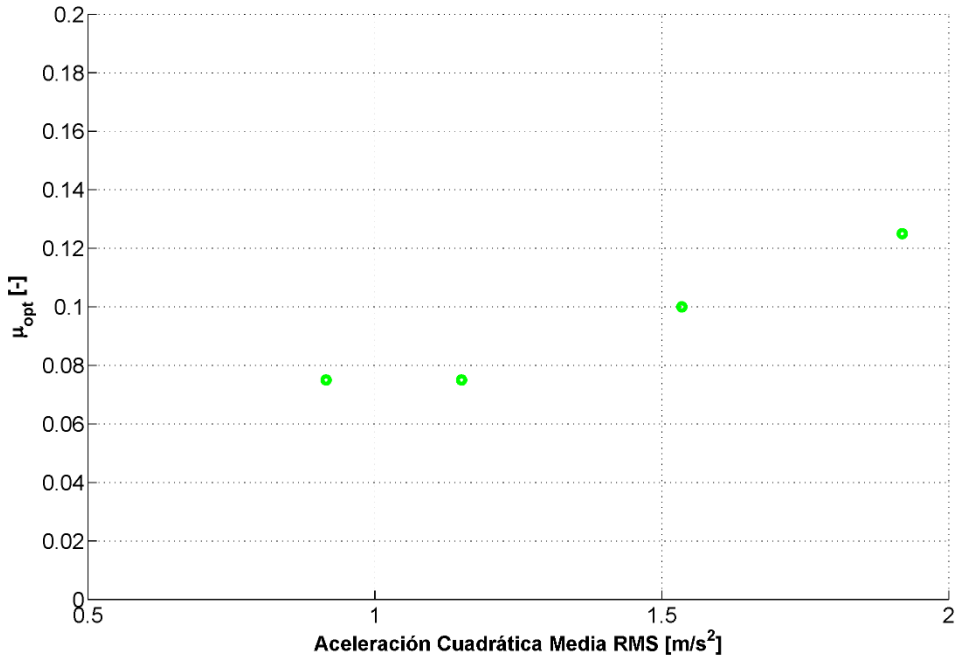


Figura V.23 – Aceleración cuadrática media del Terreno vs. Coeficiente de rozamiento óptimo, registros de Mendoza escalados.

V.3.d Conclusiones de estudio numérico

Las conclusiones del estudio presentado en esta sección se enuncian a continuación:

• Los factores de fricción óptimos para la disipación dependen en gran medida del registro con que se mueve el canal. Esto queda en evidencia por la variabilidad que muestran los mismos para cada uno de los registros seleccionados.

• El coeficiente de roce óptimo parece mostrar una tendencia creciente con la aceleración pico del terreno de acuerdo a lo que se pudo inferir de la Figura V.20. Esto motivó a que se llevara a cabo un estudio con un registro escalado, donde los resultados parecen confirmar esta tendencia, de acuerdo a lo que se observó en la Figura V.22.

• La variación del factor de fricción óptimo con respecto a la aceleración media cuadrática de los registros no muestra una tendencia tan clara. Al parecer, los factores óptimos de roce crecen hasta llegar a un valor máximo y luego comienzan a decrecer ante un aumento de la aceleración RMS.

• Los coeficientes de fricción que maximizan la disipación de energía están comprendidos en el rango entre 0.100 y 0.175. Es por ello que se establece que, en principio, la interfaz más conveniente para la superficie de contacto bloque – canal es la II, es decir PTFE – PTFE, seguida por la IV, con agregado de lubricante con aditivo de PTFE. Estos tipos de interfaz presentaron valores de μ en los ensayos entre 0.090 y 0.120 y entre 0.070 y 0.120, respectivamente.

CAPÍTULO VI

PANEL SISMORRESISTENTE DE FRICCIÓN GENERALIZADA

VI.1 INTRODUCCIÓN

Como se mencionó previamente, en esta tesis se propone un dispositivo de control pasivo que consiste en un panel sobre el que se montan bloques que tienen permitido el deslizamiento en una dirección. El diseño del mismo se realizó considerando los estudios experimentales y numéricos presentados en los capítulos anteriores.

En el presente capítulo se presenta el novedoso panel pasivo. En este contexto, se describen sus componentes y el proceso para materializarlo en edificaciones. Además, se incluyen unos detalles constructivos que posibilitan su mejor funcionamiento. En el final, se enuncian las ventajas de este tipo de panel con respecto al resto de los paneles pasivos propuestos hasta el momento.

VI.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

El sistema de disipación propuesto en esta tesis se denomina Panel Sismorresistente de Fricción Generalizada (PSFG). El mismo fue concebido para poder montarse dentro de un pórtico de una estructura existente como refuerzo para mejorar el desempeño de la misma ante un sismo. El pórtico a reforzar puede ser tanto de hormigón armado como metálico.

El dispositivo consiste en un marco externo conformado con perfiles metálicos (en principio puede ser de aluminio o acero). Dicho marco cuenta con dos elementos horizontales, uno por debajo de la viga superior del pórtico y otro por encima de la viga inferior, y dos o más elementos verticales paralelos a las columnas. La viga inferior del pórtico y el elemento horizontal del marco que se encuentra por encima de la misma se encuentran unidos por pernos de anclaje. Juntas de poliestireno expandido separan las columnas del pórtico de los elementos verticales extremos del marco metálico, de manera que no se produzcan golpeteos indeseados. Por otra parte, por debajo de la viga superior del pórtico se ancla una corredera conformada por un perfil U invertido. Esta corredera o guía sirve para restringir el movimiento del panel fuera del plano, y además permite el libre desplazamiento de la parte superior del panel con respecto a su extremo inferior. Entre los elementos verticales del marco, a distintas alturas, se disponen canales intermedios conformados por perfiles U de aluminio o acero. Sobre estos últimos se apoyan bloques de plomo que tienen permitido el deslizamiento según la dirección longitudinal del canal, dentro del plano del panel. Una de las características más distintivas de este tipo de panel es que al contar con masas móviles, rigidez y amortiguamientos propios, tiene

un comportamiento mixto entre un disipador por fricción tradicional y un amortiguador de masa sintonizado.

En la Figura VI.1 se observa un esquema de un PSFG utilizado como relleno de un pórtico de Hormigón Armado (Hº Aº), en este caso el mismo cuenta con 6 canales horizontales intermedios y 6 bloques de plomo por cada canal. Nótese que el número de elementos verticales del panel no necesariamente debe estar limitado a 2, puede haber casos en que sea necesario ubicar tres o más elementos verticales de manera de controlar las deformaciones verticales de los canales horizontales intermedios, sin afectar el deslizamiento de los bloques. El caso con tres elementos verticales se ilustra en la Figura VI.2.

Es importante señalar que tanto la cantidad de canales horizontales como la de bloques pueden variar de acuerdo a requerimientos de diseño.

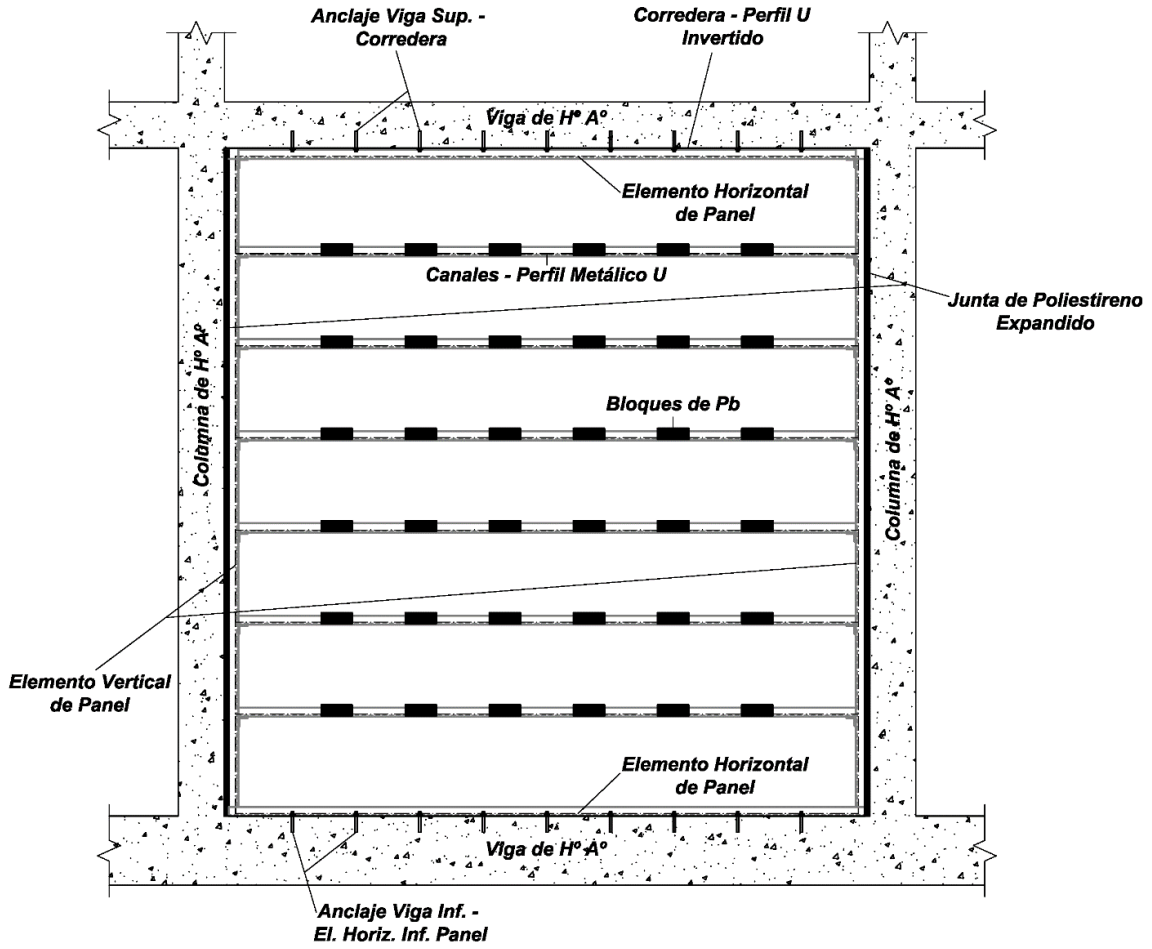


Figura VI.1 – Esquema de PSFG montado en un pórtico existente de hormigón armado.

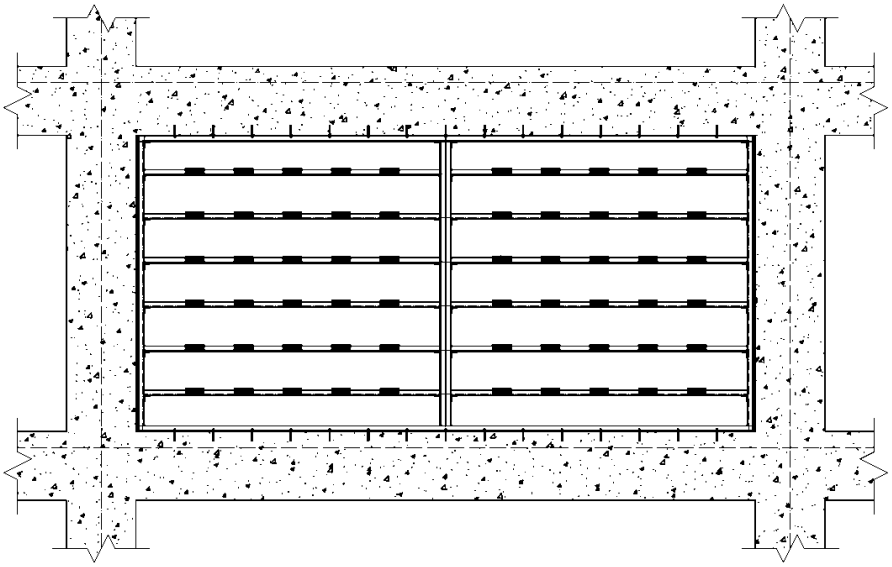


Figura VI.2 – Esquema de PSFG con 2 vanos independientes y un tercer elemento vertical en el centro de la luz del vano.

VI.3 DETALLES CONSTRUCTIVOS

VI.3.a Uniones canal – elemento vertical

Las uniones entre los canales intermedios y los elementos verticales del marco externo metálico pueden ser ejecutadas tanto con soldaduras como con bulones utilizando una sección de perfil L auxiliar. En el primer caso se tendrá un empotramiento parcial en el nudo, mientras que en el segundo el nudo se asemeja más a una unión del tipo articulada. El tipo de unión abulonada se esquematiza en la Figura VI.3, donde se observan tanto los bulones como el perfil auxiliar L de aluminio utilizado para vincular el canal con el elemento vertical del marco.

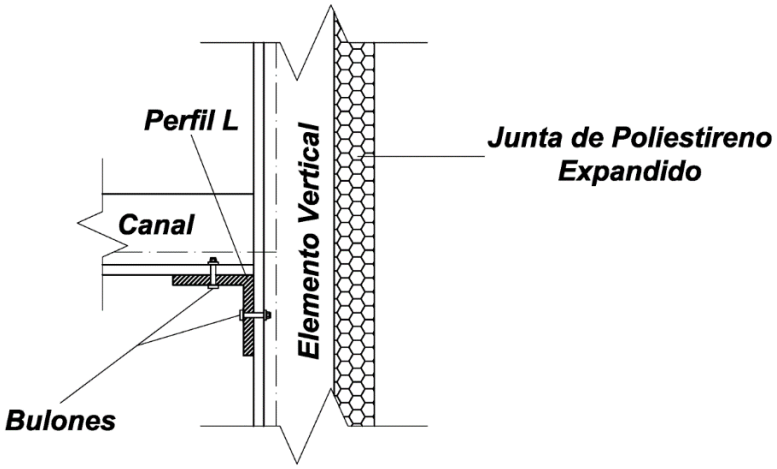


Figura VI.3 – Unión abulonada entre canal horizontal y elemento vertical de panel.

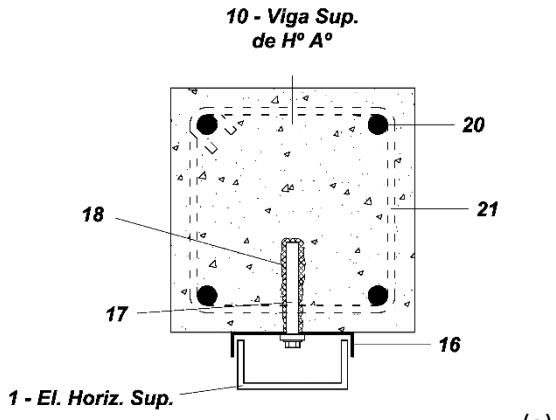
VI.3.b Guía superior

Para que el panel pueda actuar como un amortiguador de masa sintonizado deben existir desplazamientos relativos entre el mismo y el pórtico de la estructura. Es por ello que en la parte superior del pórtico debería ubicarse una guía o corredera que permita el desplazamiento relativo horizontal del panel dentro de su plano, bloqueando a su vez la deformación fuera del plano del mismo.

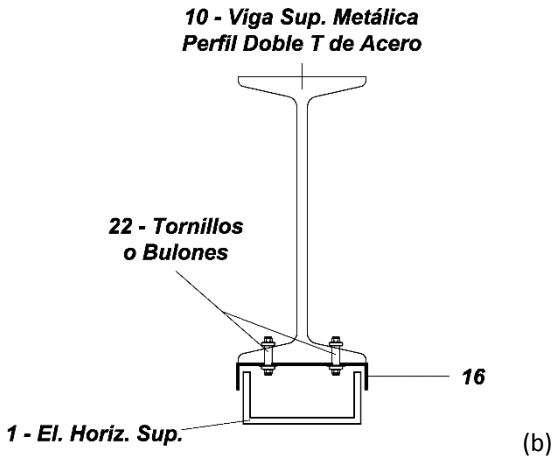
A modo de ejemplo, esta corredera puede estar compuesta por un perfil metálico U invertido (16) fijado a la viga superior del pórtico (10) por medio de pernos de anclaje (18) en el caso de un pórtico de HºAº, o bien directamente por tornillos o bulones (22) para el refuerzo de una estructura metálica. Los mencionados pernos de anclaje pueden ser vinculados a una viga de hormigón mediante algún tipo de anclaje químico (18).

Por otro lado, la dimensión perpendicular al plano del panel de este perfil invertido (16) estará dada de forma tal que sea capaz de contener el desplazamiento en esta dirección del elemento horizontal superior del marco (1).

El detalle constructivo correspondiente a la corredera o guía superior para pórticos de hormigón armado se observa en la Figura VI.4(a). El mismo detalle de la guía pero para pórticos metálicos se esquematiza en la Figura VI.4(b).



(a)

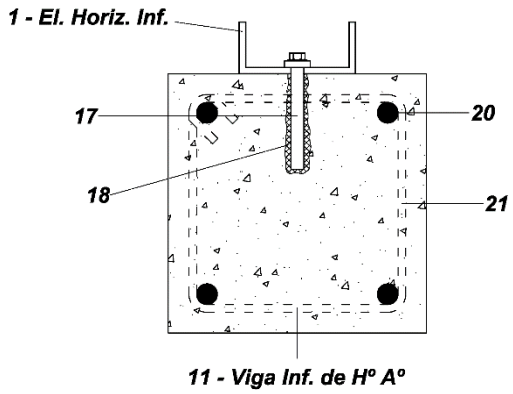


(b)

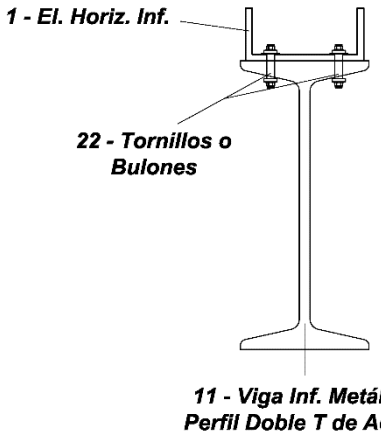
Figura VI.4 – Detalle de guía superior que vincula el pórtico existente con el panel (a) para pórtico de HºAº; (b) para pórtico metálico.

VI.3.c Fijación de elemento horizontal inferior a la viga inferior del pórtico

Este detalle resulta más simple que el de la corredera superior descripto en el apartado previo. Resulta de vital importancia que las aceleraciones experimentadas durante la excitación sísmica por las vigas inferiores del pórtico sean transmitidas apropiadamente al panel. Para que esto ocurra, es necesario que el elemento horizontal inferior (1) del mismo se encuentre vinculado de forma fija al pórtico. En el caso de una estructura de hormigón armado estas uniones pueden realizarse directamente mediante pernos de anclaje (17) y anclajes químicos (18), ver Figura VI.6(a). Mientras que para estructuras metálicas las uniones pueden ejecutarse con tornillos o bulones (22), Figura VI.6(b).



(a)



(b)

Figura VI.5 – Detalle de fijación entre viga inferior del pórtico con elemento horizontal inferior de PSFG (a) para pórtico de HºAº; (b) para pórtico metálico.

VI.3.d Apoyo de bloques en canales horizontales

Como se mencionó anteriormente, en cada canal horizontal del panel apoyan un número determinado de bloques de plomo. Se eligió este material debido a su elevada densidad de masa que permite que las dimensiones de los bloques no resulten muy elevadas y puedan encajar de forma casi perfecta, sin sobresalir, en los canales.

Por otra parte, las dimensiones de los perfiles que conforman los canales se determinan de manera que bajo la acción gravitatoria de los bloques los mismos permanezcan en el rango elástico. Los perfiles sugeridos para los canales son del tipo U de modo que sus paredes laterales puedan contener a los bloques e impidan que los mismos salgan fuera del plano del panel.

En la Figura VI.6 se observa un esquema de la sección transversal adoptada para los canales. Por un lado, se tiene el perfil U metálico que conforma el canal propiamente dicho. En caso de que se requiera una interfaz de contacto del tipo II o IV, se puede colocar una fina lámina de politetrafluoroetileno (PTFE o teflón) adherida a la superficie horizontal superior del perfil (lámina PTFE canal). Asimismo, en la superficie horizontal inferior del bloque de plomo se puede adherir otra lámina de PTFE (lámina PTFE bloque). El contacto entre ambas láminas permite reducir sustancialmente el coeficiente de rozamiento entre ambas superficies. Resultando, a su vez, en que los bloques puedan comenzar a deslizar a una aceleración del canal que se encuentre dentro de los rangos usuales medidos en estructuras sometidas a sismos. De esta forma, se logra disipar energía por fricción de acuerdo con los objetivos del dispositivo.

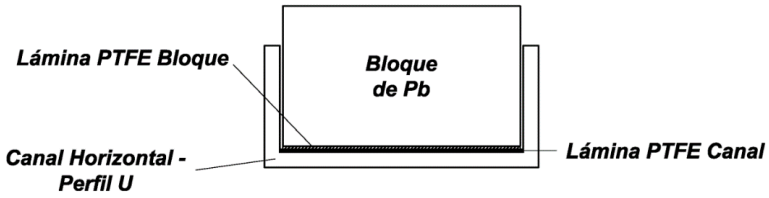


Figura VI.6 – Sección transversal de canal horizontal con bloque apoyado sobre el mismo.

VI.4 PROCESO DE MONTAJE DE PSFG

A continuación, se detallan los pasos para montar el PSFG en una estructura:

Paso 1: Montar en taller los elementos verticales junto con el elemento horizontal superior y los canales intermedios del panel sismorresistente de fricción generalizada. Realizar en este paso las uniones y soldaduras que sean necesarias.

Paso 2: En la construcción a reforzar, demoler los muros que el proyectista haya determinado que deban ser reemplazados por PSFG. En caso de una construcción nueva, saltear este paso.

Paso 3: Para construcciones de hormigón armado, realizar perforaciones sobre la viga inferior del pórtico, colocar pernos de anclaje y, finalmente, rellenar con anclaje químico fijando de esta manera el elemento horizontal inferior del PSFG a dicha viga. Para construcciones metálicas directamente hacer agujeros sobre las alas de la viga inferior del pórtico y posteriormente fijar el elemento horizontal inferior a la viga por medio de bulones o tornillos dispuestos con la separación indicada por el proyectista.

Paso 4: Colocar la corredera en la viga superior del pórtico a reforzar. Para estructuras de hormigón

armado, esta corredera se vincula a la estructura mediante pernos de anclaje y anclaje químico. Para estructuras metálicas el perfil U invertido que conforma la corredera se debe fijar a la estructura por medio de uniones abulonadas o atornilladas.

Paso 5: Presentar la parte del panel armada en taller (Paso 1) en el pórtico a reforzar, asegurando que el elemento horizontal superior del PSFG se encuentre contenido por la corredera (ver detalle de corredera superior). En esta etapa también ejecutar la unión ya sea abulonada con perfiles L o U, o mediante soldadura entre el elemento horizontal inferior y los elementos verticales del PSFG.

Paso 6: Disponer los bloques de plomo (con la lámina fina de PTFE ya adherida en su cara inferior, en caso que así se haya previsto en proyecto) en cada uno de los canales intermedios. Las dimensiones, cantidad y disposición de los mismos deben ser provistas por el proyectista y respetadas en la obra. Caso de que sea necesario, lubricar la superficie de contacto entre bloques y canales intermedios del panel.

Paso 7: Ocultar el panel mediante la disposición de placas de yeso o durlock en una o ambas caras del mismo. Debe tenerse en cuenta también la posibilidad de tener que realizar un mantenimiento en el futuro del panel, de manera que es necesario que al menos una de estas placas pueda removerse con facilidad.

VI.5 VENTAJAS DEL PSFG RESPECTO A OTROS DISPOSITIVOS

A continuación, se enumeran las ventajas comparativas del panel sismorresistente de fricción generalizada con respecto a otros dispositivos pasivos de disipación de energía:

• El peso propio del panel puede resultar mucho menor que el de un relleno de mampostería convencional. Esto se logra cuando la estructura del marco exterior y de los canales intermedios es de aluminio, por lo que el peso más importante del conjunto está dado por los bloques de plomo, cuya cantidad puede ser adoptada de acuerdo a las necesidades de diseño.

• Desde el punto de vista arquitectónico, el panel puede ser utilizado como un muro divisorio liviano si se colocan placas de yeso o durlock a ambos lados del mismo, quedando tanto el marco como los bloques ocultos detrás de las placas.

• El PSFG es apto para ser utilizado tanto en construcciones existentes que requieran una rehabilitación sísmica como en construcciones nuevas en las que por motivo de diseño se desee incluir un dispositivo de este tipo. En el primer caso, las modificaciones que deben realizarse sobre la estructura existente resultan menores. Incluso puede servir de reemplazo a muros de mampostería que agregan masa innecesaria a la estructura, o a muros de mampostería o de otro tipo que resulten dañados durante sismos anteriores.

Adicionalmente, se estima que de acuerdo con la configuración propuesta para el PSFG se podrían lograr ciertas ventajas en el comportamiento global de la estructura, a saber:

• El PSFG constituiría un sistema mixto que combina el efecto de un disipador pasivo por fricción tradicional, por la fuerza de roce actuante al deslizar los bloques, con el de un amortiguador de masa

sintonizada (AMS). Para lograr este segundo efecto es necesario calibrar los parámetros de rigidez, masa y amortiguamiento del panel de forma que la frecuencia fundamental del mismo sea próxima a la del modo fundamental de la estructura en el plano del pórtico donde se ubique.

- En el caso de edificios altos, el panel podría mejorar el comportamiento estructural ante otros tipos de cargas dinámicas que pueden resultar relevantes, como es el caso del viento.

CAPÍTULO VII
ENSAYOS DINÁMICOS DE PROTOTIPO DE PSFG

VII.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los ensayos dinámicos realizados sobre un prototipo en escala real de PSFG. Dichos ensayos tuvieron lugar en la mesa vibratoria del IMERIS los días 22 y 23 de Mayo de 2018. En primer lugar, se describe a fondo el prototipo, sus dimensiones, materiales y disposición en el laboratorio. Asimismo, se discuten los resultados de ensayos de vibraciones libres llevados a cabo sobre el panel con el objetivo de establecer las frecuencias de los modos principales de vibración. Se detalla la instrumentación utilizada que incluye tanto acelerómetros como sensores de desplazamiento. Adicionalmente, se introducen los registros sísmicos seleccionados para llevar a cabo las pruebas.

La interpretación de las mediciones realizadas se plasma según dos enfoques diferentes. En el primero, se evalúan las respuestas en términos de aceleraciones de los bloques, y se las compara con las aceleraciones medidas en los canales sobre los que apoyan. Por otro lado, el segundo enfoque se centra en comparar los desplazamientos del panel en un punto, de manera de comprobar si los mismos se reducen cuando hay disipación por fricción. Para evaluar este último punto, se realizaron también ensayos con bloques imposibilitados de deslizar, en los que la disipación por fricción resulta nula.

VII.2 DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO

Para comprender y estudiar en mayor profundidad el comportamiento del panel sismorresistente de fricción generalizada se construyó un prototipo que fue ensayado en la mesa vibratoria del IMERIS.

Las dimensiones del panel ensayado se observan en la Figura VII.1, la altura del mismo fue de 2890 mm, mientras que la luz libre del vano fue de 2580mm. Estas dimensiones fueron determinadas de manera que el prototipo sea capaz de reproducir el comportamiento de un panel ubicado como relleno de un pórtico de hormigón armado de 3000mm de altura por 3000mm de luz de vano. La separación entre los canales horizontales de aluminio fue fijada en 360mm.

Tanto los elementos verticales como los horizontales del panel estuvieron compuestos por perfiles U de aluminio tipo 1870 con 90mm de longitud de alma, 40mm de longitud de alas y 5mm de espesor. El aluminio utilizado fue una aleación tipo AA6063 con temple T6.

La unión entre el marco externo y los perfiles horizontales fue ejecutada con bulones y perfiles L de acuerdo a lo indicado en la sección VI.3.a. Esta alternativa fue elegida por la facilidad en su ejecución. En cada unión se utilizaron cuatro bulones con sus respectivas tuercas y arandelas, de acuerdo a la disposición indicada por la Figura VII.2.

Para el prototipo ensayado se adoptaron un total de 36 bloques de plomo, disponiendo 6 bloques sobre cada uno de los canales horizontales. La nomenclatura utilizada para denotar cada uno de los bloques se encuentra en la Figura VII.1: a cada fila o canal horizontal le corresponde una letra de la A hasta la F (desde la fila superior a la inferior), y a cada columna le corresponde un número del 1 al 6 (desde la columna extrema izquierda a la columna extrema derecha). Se mantuvieron las mismas dimensiones de bloques que en los ensayos de canal simple, ver Figura IV.3 (a). Las separaciones entre bloques, acotadas en la Figura VII.1, fueron adoptadas de forma que las probabilidades de colisiones entre bloques y entre bloques y perfil vertical sean bajas. La masa nominal adoptada para los bloques fue de 5.25kg. No resulta posible en la práctica alcanzar de forma exacta este valor en todos los bloques. La masa real medida para cada bloque se especifica en la Tabla VII.1.

El dimensionado de los componentes del panel fue realizado de manera de lograr un comportamiento elástico ante las cargas gravitatorias. Adicionalmente, también se estableció la condición de que para que los ensayos sean representativos del comportamiento como AMS del panel, la frecuencia fundamental del prototipo con los bloques colocados debía ser próxima a la de una estructura de edificio característica de aproximadamente 10 niveles, esto es entre 1 y 2Hz.

Los tipos de interfaz utilizados para la superficie de contacto entre bloques y canales del prototipo fueron los tipo II y IV, es decir PTFE – PTFE y PTFE – PTFE rociado con lubricante comercial de aceites penetrantes y aditivo de PTFE, respectivamente (ver Tabla IV.2). Las mismas fueron elegidas mediante el criterio fijado en el Capítulo IV. De esta forma, tanto en las caras inferiores de los bloques como en la cara del canal donde apoyan los mismos se adhirieron láminas de teflón de 1.5mm de espesor, las mismas fueron fijadas utilizando un adhesivo epoxídico.

Tabla VII.1 – Masa real de los bloques de plomo utilizados en el prototipo PSFG.

Masa de bloques de plomo [kg]						
Fila	**Columna**					
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
A	5.48	5.23	5.21	5.45	5.16	5.63
B	5.51	5.66	5.56	5.44	5.47	5.24
C	5.10	5.29	5.41	5.46	5.44	5.13
D	5.78	5.55	5.22	4.68	5.48	5.51
E	5.36	5.37	5.31	5.35	5.64	5.49
F	5.56	5.25	5.55	5.29	5.30	5.31

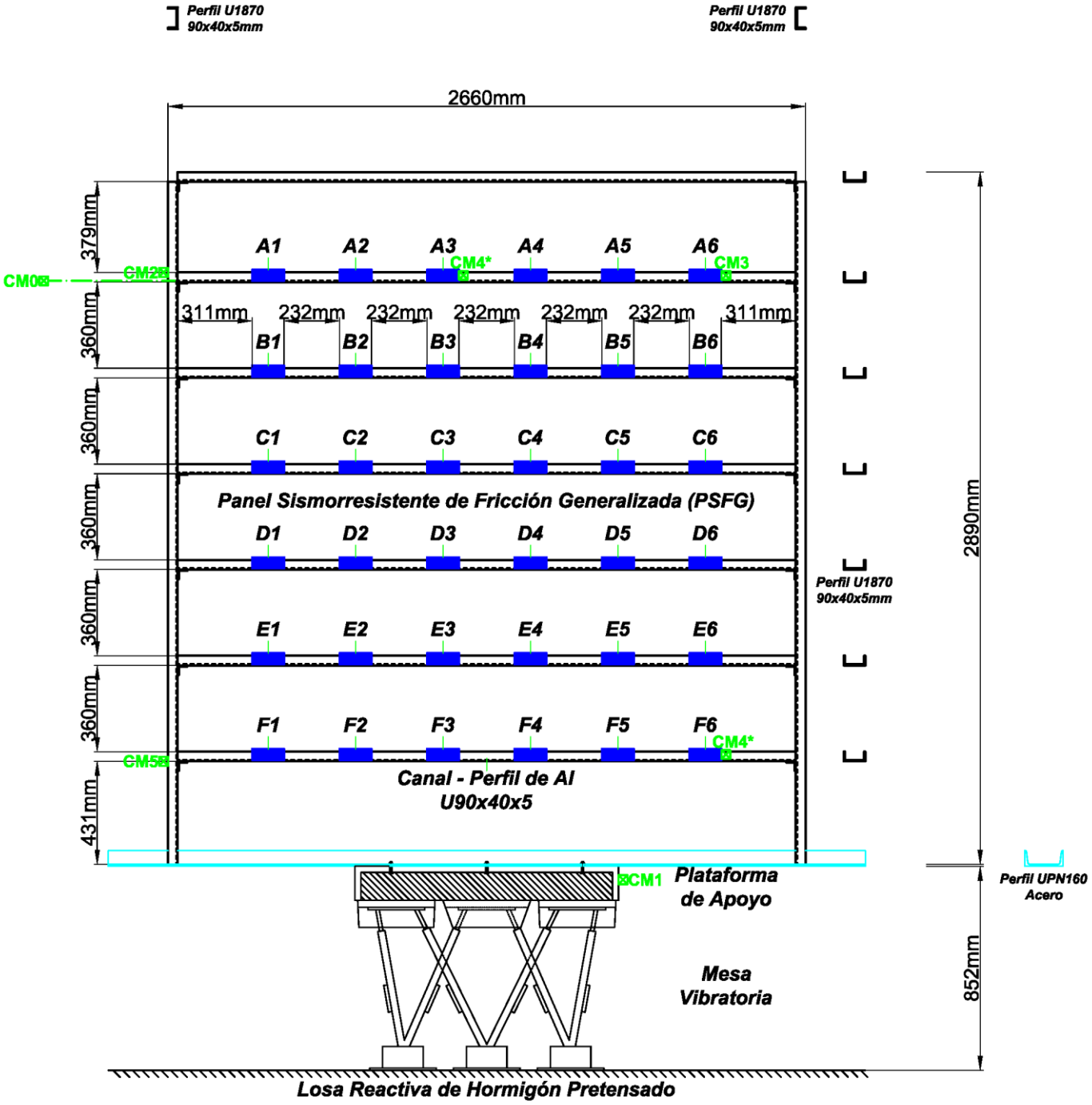


Figura VII.1 – Configuración de ensayos dinámicos realizados a prototipo de PSFG.

Figura VII.2 – Unión abulonada entre canal horizontal y marco externo de aluminio en prototipo ensayado de PSFG.

Por otra parte, para comprobar la efectividad del mecanismo de disipación de energía se hicieron también ensayos dinámicos con los bloques fijados a los canales horizontales, sin posibilidad de deslizar.

VII.3 ENSAYOS DE VIBRACIONES LIBRES

Como paso previo a la serie de ensayos dinámicos se hicieron ensayos de vibraciones libres para determinar la frecuencia fundamental de vibración del panel en su plano. Los resultados de estas pruebas se analizan en las secciones que continúan. El intervalo de muestreo adoptado para este tipo de ensayos fue de 0.002s.

VII.3.a Panel sin bloques

En primer lugar, se estudió el caso del panel sin ningún bloque de plomo, de manera de poder determinar la frecuencia fundamental de la estructura metálica del marco. El procedimiento consistió en aplicar un desplazamiento arbitrario en la dirección horizontal del plano del panel, en coincidencia con el punto de encuentro entre el canal A y el elemento vertical. Posteriormente, la estructura del marco se soltó y se dejó que vibrara libremente, registrando las aceleraciones en el punto de aplicación con el acelerómetro CM2, ver Figura VII.1. Este proceso se repitió en dos ocasiones, una para un tiempo de registro de 10s y otra para un tiempo de registro de 100s.

Los resultados obtenidos para el registro de 10s se muestran en la Figura VII.3 (a). La frecuencia del modo traslacional según la dirección horizontal del panel fue obtenida realizando la Transformada de Fourier del registro de aceleraciones del ensayo, resultando de 3.59 Hz como se infiere de la Figura VII.3 (b).

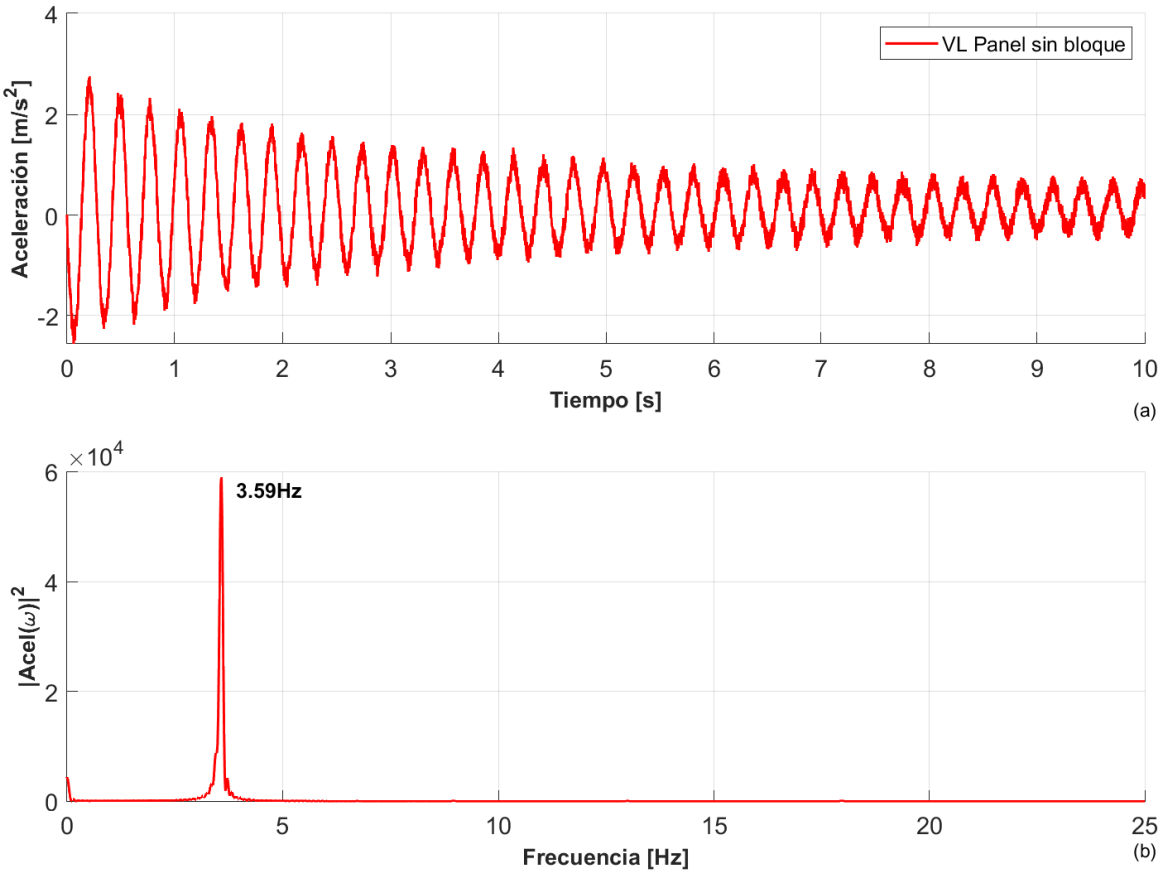


Figura VII.3 – Ensayo de vibraciones libres de estructura del panel sin bloques, frecuencia modo traslacional horizontal: 3.59Hz. (a) Aceleraciones vs. tiempo; (b) Módulo de transformada de Fourier vs. frecuencia.

VII.3.b Panel con bloques

Posteriormente, se procedió a colocar los bloques de plomo en las posiciones indicadas en la Figura VII.1. Los ensayos de vibraciones libres fueron llevados a cabo bajo iguales condiciones que las descriptas en el apartado anterior para el panel sin bloques.

En la Figura VII.4 (a) se observan las mediciones de aceleración para el ensayo de vibraciones libres con una duración de 10s. Haciendo la Transformada de Fourier del registro de aceleraciones se evidenció un pico bien definido a los 1.46 Hz, este valor fue adoptado como la frecuencia del modo traslacional en la dirección horizontal del panel con bloques.

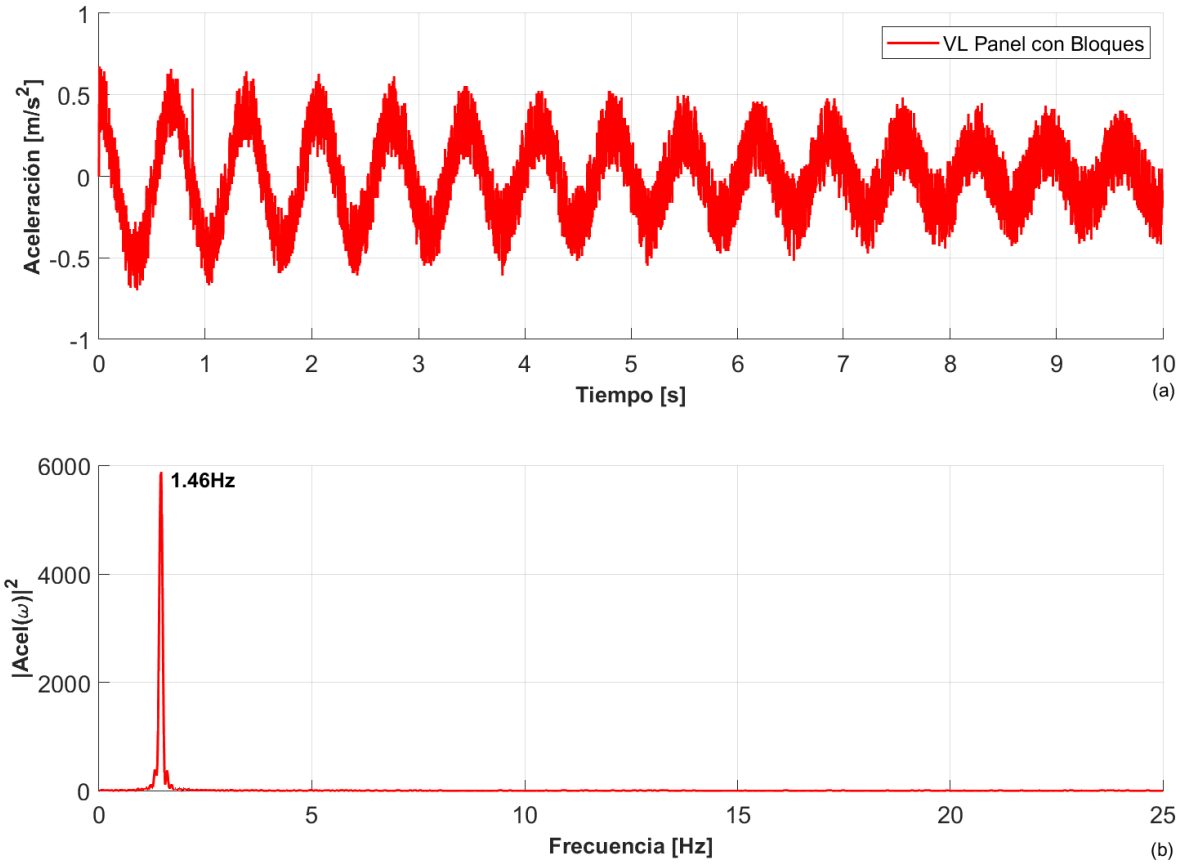


Figura VII.4 – Ensayo de vibraciones libres de estructura del panel con bloques, frecuencia modo traslacional horizontal: 1.46Hz. (a) Aceleraciones vs. tiempo; (b) Módulo de transformada de Fourier vs. frecuencia.

VII.3.c Vibraciones libres en canal F

Los ensayos de vibraciones libres en el canal inferior del prototipo, denotado como F, fueron realizados para poder caracterizar la rigidez en las uniones entre elementos verticales y canales horizontales. Las frecuencias obtenidas de estos ensayos sirvieron posteriormente para calibrar modelos numéricos del panel ensayado.

Estos ensayos consistieron en excitar el primer modo de vibración del canal en la dirección vertical. Para ello se aplicó un desplazamiento arbitrario en el centro del vano, y luego se procedió a soltar el canal, dejando que el mismo vibrara libremente. Las aceleraciones verticales fueron registradas por el acelerómetro CM5, que para estos ensayos fue reubicado en el punto central del vano donde se aplicó el desplazamiento.

Estos ensayos fueron realizados en dos configuraciones diferentes: en primer lugar, se analizó el canal F sin bloques apoyados sobre el mismo y luego, se ensayó el canal con los 6 bloques de plomo ubicados en las posiciones señaladas en la Figura VII.1. En ambos casos, el tiempo total de registro fue de 30s.

En la Figura VII.5 (a) se graficó el registro de aceleraciones verticales obtenido para el caso del canal sin ningún bloque. Puede observarse que la frecuencia dominante en el registro es mucho más grande que en los casos descriptos con anterioridad. Esto puede confirmarse en la Figura VII.5 (b), donde se representó el módulo de la Transformada de Fourier del registro en función de las frecuencias. Se evidenció un claro pico en coincidencia con una frecuencia de 15.28Hz que es la que corresponde al modo de vibración vertical excitado en el ensayo.

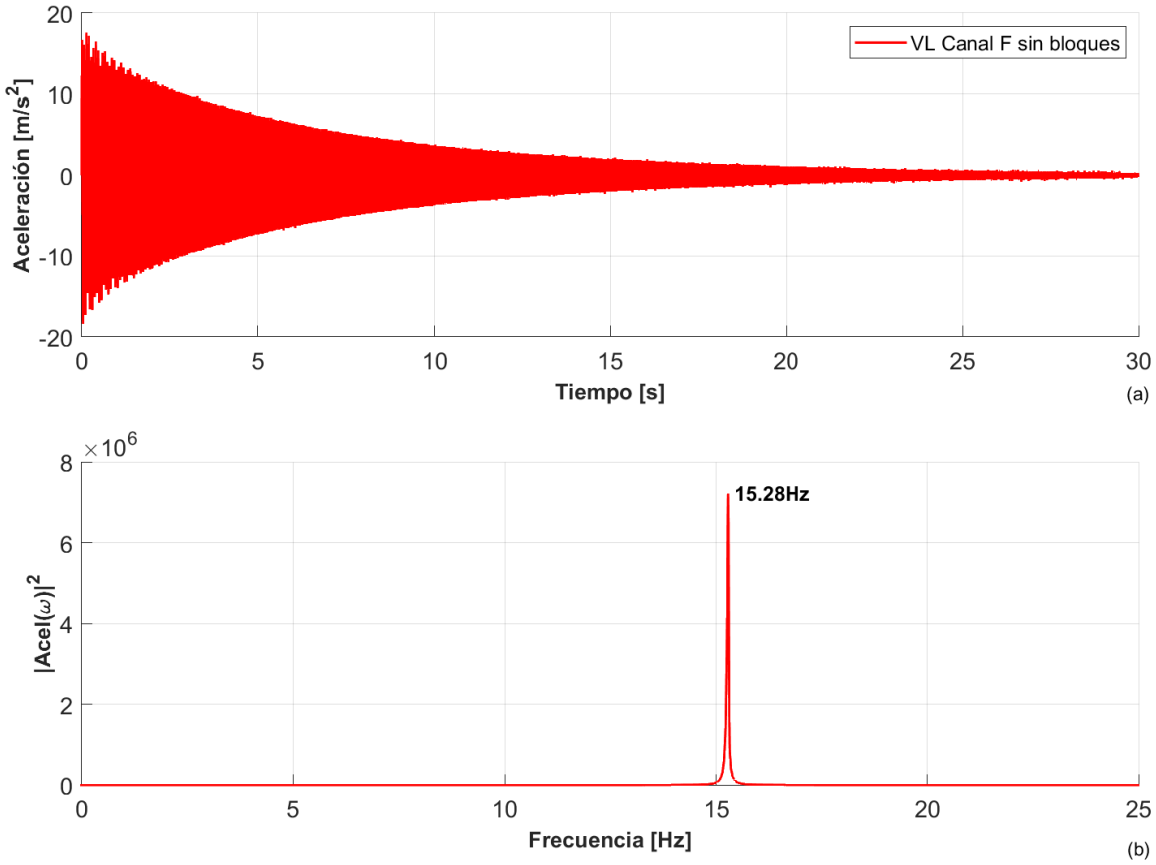


Figura VII.5 – Ensayo de vibraciones libres canal F (sin bloques), frecuencia modo vertical:15.28Hz.
(a) Aceleraciones vs. tiempo; (b) Módulo de transformada de Fourier vs. frecuencia.

Los resultados correspondientes al ensayo de vibraciones libres para el canal F con los bloques de plomo colocados en posición se muestran en la Figura VII.6 (a). Al observar el registro de aceleraciones puede hacerse notar que la frecuencia dominante es considerablemente menor a la obtenida para el mismo canal pero sin bloques. Esto se evidencia en el gráfico que relaciona el módulo de la Transformada de Fourier con la frecuencia, Figura VII.6 (b), donde se tiene un máximo en coincidencia con los 5.67Hz. Este valor de frecuencia fue asignado al modo de vibración vertical que fue excitado durante el ensayo.

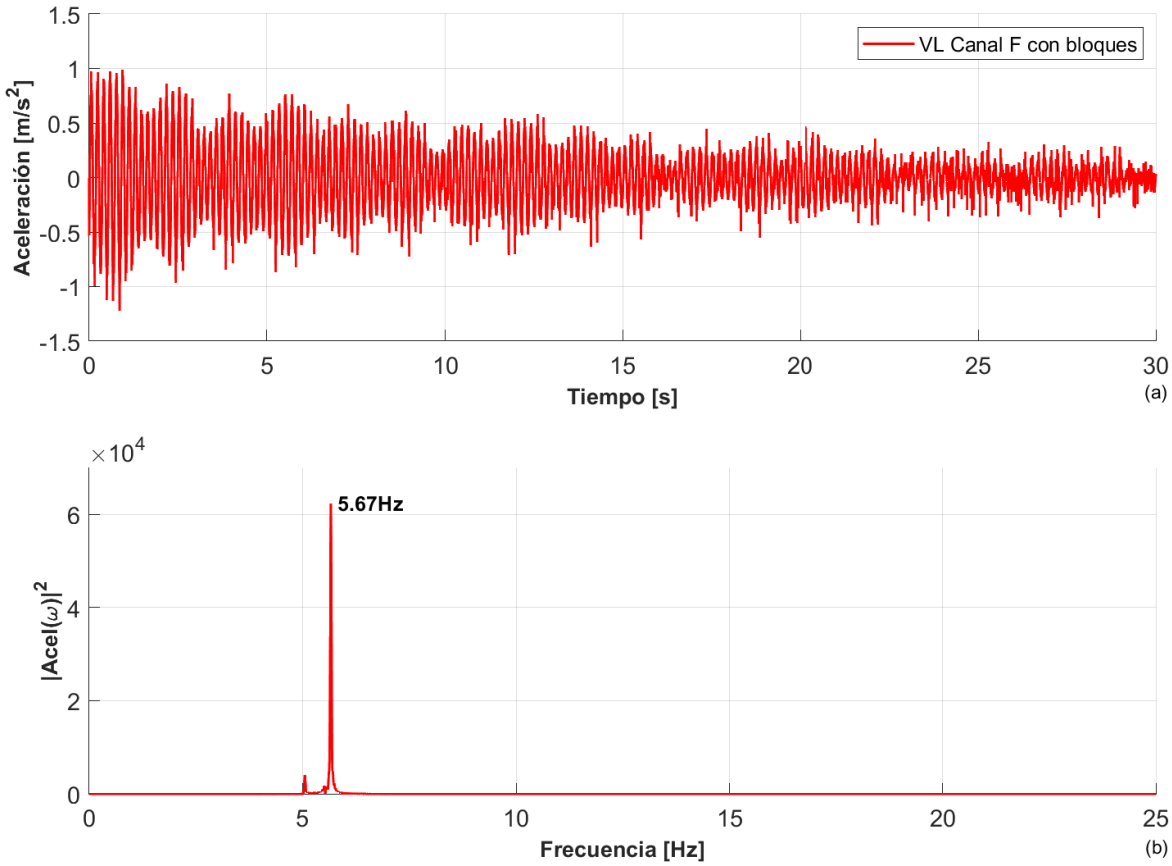


Figura VII.6 – Ensayo de vibraciones libres canal F (con bloques), frecuencia modo vertical:5.67Hz. (a) Aceleraciones vs. tiempo; (b) Módulo de transformada de Fourier vs. Frecuencia.

VII.4 CONFIGURACIÓN DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS

La configuración de los ensayos puede observarse en el esquema de la Figura VII.1. En la misma puede apreciarse que los elementos verticales de aluminio del marco externo apoyaron sobre un perfil horizontal de acero tipo UPN 160, de color celeste en el esquema. La unión entre estos elementos fue realizada con bulones utilizando perfiles auxiliares U y L de aluminio y, además, chapas de acero. En la Figura VII.7, en la Figura VII.8 y en la Figura VII.9 se observan los detalles de esta unión.

Asimismo, el perfil U de acero fue fijado a la plataforma de apoyo de la mesa vibratoria mediante bulones, como se indica en la Figura VII.1. Esto se hizo de manera de asegurar que el perfil de acero siga el mismo movimiento que la mesa vibratoria.

Las dimensiones de la plataforma de apoyo son de 1100mm de largo por 1100mm de ancho. Por debajo de la misma se encuentran los seis actuadores servohidráulicos de la mesa vibratoria. Estos son los encargados de introducir el movimiento al sistema. En el extremo inferior, los actuadores son fijados a la losa reactiva de hormigón pretensado del laboratorio del IMERIS.

Figura VII.7 – Detalle unión perfil de aluminio con perfil U de acero (negro) utilizando perfil L auxiliar de aluminio

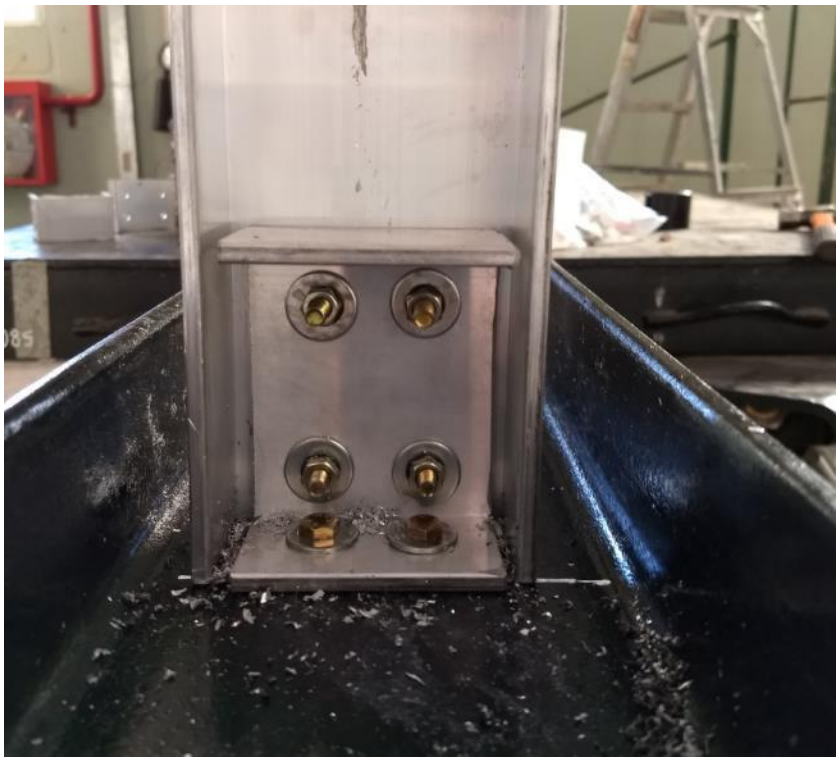


Figura VII.8 – Detalle unión perfil de aluminio con perfil U de acero (negro) utilizando perfil U auxiliar de aluminio.

Figura VII.9 – Detalle unión perfil de aluminio con perfil U de acero (negro) utilizando chapas auxiliares de acero.

Para asegurar que el panel no presentara inestabilidades fuera de su plano, el perfil horizontal superior del marco externo fue sujetado con una soga que fue fijada a tres puntos fijos en extremos opuestos de la plataforma. Como medida de seguridad adicional, también se amarró al mismo perfil una eslinga relativamente suelta. El objetivo de dicha eslinga fue vincular el prototipo al puente grúa del laboratorio. En la Figura VII.10 se observan estos elementos de seguridad.

VII.5 INSTRUMENTACIÓN

En total se realizaron seis mediciones para los ensayos dinámicos sobre el panel. La ubicación de los sensores se encuentra marcada con color verde en la Figura VII.1. La nomenclatura utilizada para los distintos canales de medición (CM) se explica a continuación.

- Canal de medición 0 (CM0): sensor de desplazamientos láser Micro-epsilon optoNCDT ILD 1402-600. El rango de medición del mismo es de 600mm con una precisión de $80\mu m$. Este sensor se fijó en un andamio independiente de la mesa vibratoria. Con el mismo se midieron los desplazamientos absolutos del prototipo en un punto que coincide de forma aproximada con la altura a la que se encuentra el perfil que conforma el canal horizontal A.

- Canal de medición 1 (CM1): acelerómetro capacitivo uniaxial PCB Piezotronics 3701D1FA3G con un rango de $\pm 3 \cdot g$ y una precisión de $700 mV/g$ para frecuencias entre 0 y 100Hz. Este instrumento fue utilizado para medir las aceleraciones absolutas de la mesa vibratoria.

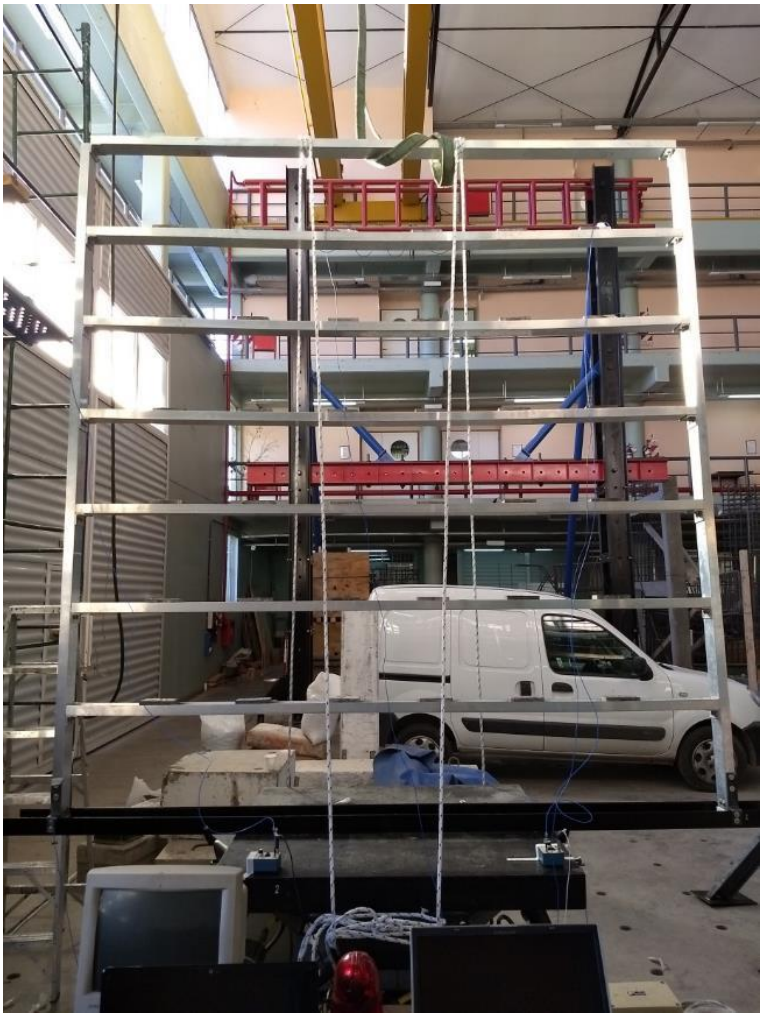


Figura VII.10 – Soga y eslinga amarradas al prototipo. Perspectiva general de los ensayos.

• Canal de medición 2 (CM2): acelerómetro capacitivo uniaxial PCB Piezotronics 3701D1FA20G con un rango de $\pm 20 \cdot \mathrm{g}$ y una precisión de $700 \mathrm{mV/g}$ para frecuencias entre 0 y 300Hz. Con el mismo se midieron las aceleraciones absolutas del panel a la altura del canal horizontal A. En la Figura VII.11 se puede apreciar la ubicación del mismo.

• Canal de medición 3 (CM3): consiste en un acelerómetro capacitivo con las mismas características que el descripto para CM2. Fue dispuesto de manera de medir las aceleraciones longitudinales del bloque A6.

• Canal de medición 4 (CM4): acelerómetro piezoeléctrico uniaxial PCB Piezotronics 353B33 con rango de $\pm 50 \cdot \mathrm{g}$, precisión de $100 \mathrm{mV/g}$ para frecuencias entre 0 y 4000Hz. Fue dispuesto de manera de medir las aceleraciones longitudinales del bloque F6.

• Canal de medición 5 (CM5): acelerómetro capacitivo de iguales características que los especificados para CM2 y CM3. Fue dispuesto de manera tal de medir las aceleraciones absolutas del prototipo a la altura del canal horizontal F.

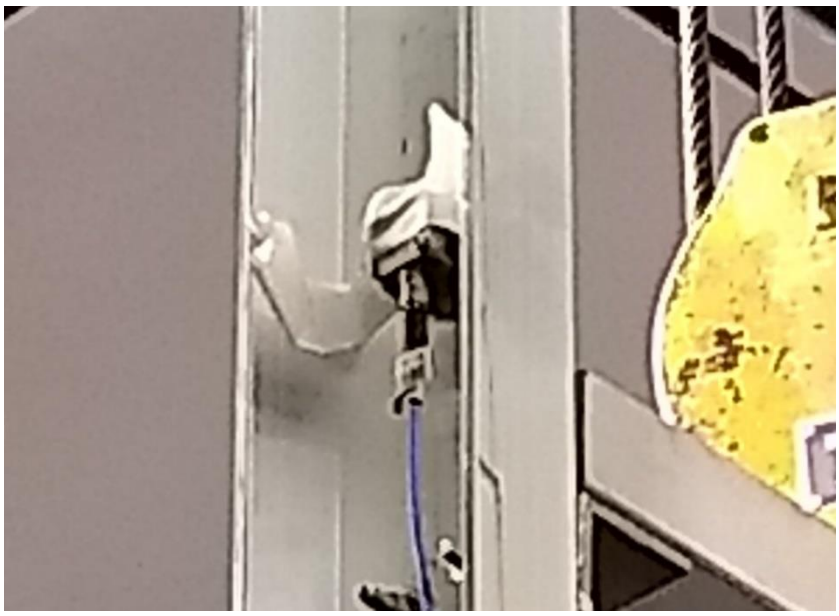


Figura VII.11 – Ubicación de acelerómetro CM2.

Para complementar las mediciones de aceleración en algunos ensayos también se registraron los desplazamientos residuales de los bloques A3, F5 y F6 una vez que el movimiento se detuvo.

La placa de adquisición de datos utilizada fue la misma que se describió en el apartado IV.3.

El intervalo de muestreos en las mediciones fue de 0.002 segundos. Esto permite detectar frecuencias de hasta 250 Hz de acuerdo al teorema de Nyquist-Shannon.

VII.6 PROTOCOLO Y REGISTROS DE ENSAYO

Para estos ensayos se seleccionaron cuatro registros sísmicos reales escalados de manera que las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de los mismos no excedan los límites de la mesa vibratoria. El criterio utilizado para elegir tres de estos registros fue que tuvieran una frecuencia dominante próxima a la frecuencia fundamental del panel con bloques (1.46Hz de acuerdo a los ensayos de vibraciones libres previamente descriptos). Además, se trata de registros de corta duración, característicos de la zona de Cuyo. De esta manera se eligieron los registros de Cape Mendocino afectado por un factor de escala (SF) de 0.55, Chi Chi con $SF = 0.45$, Coyote Lake Componente 230 con $SF = 1.00$. Finalmente, también se decidió utilizar el registro correspondiente al sismo de Mendoza con un factor de escala igual a 1.00. Este último registro no posee una frecuencia dominante cercana a la del panel. Sin embargo, se consideró apropiado usarlo para evaluar el comportamiento del panel ante un evento de estas características.

En la Tabla VII.2 se resumen las principales características de los registros sísmicos considerados. Asimismo, en la Figura VII.12 se grafica la variación de la aceleración del terreno con el tiempo para cada registro. Además, a cada registro se le agregaron 2.50 segundos con valores nulos de aceleración tanto al comienzo como al final. Se observa en todos los casos que el intervalo correspondiente a la duración significativa del sismo se encuentra comprendido dentro del registro considerado.

Tabla VII.2 – Características de los registros sísmicos seleccionados para los ensayos.

Evento	Estación	Comp. (*)	SF	PGA $[m/s^2]$	t_e $[s]$
Cape Mendocino[1] (1992)	Petrolia	090	0.55	3.57	16.06
Chi Chi (1999)[1]	CHY080	N	0.45	3.80	22.020
Coyote Lake (1979)[1]	Gilroy Array #6	230	1.00	4.14	3.210
Mendoza (1985)	-	-	1.00	4.68	8.304

[1] PEER Strong Ground Motion Database
(*) Componente del registro

En la Figura VII.13 se observan los espectros de respuesta de pseudo-aceleración de los registros sísmicos seleccionados para los ensayos. Se remarcó con una línea vertical de color amarillo el período correspondiente a la frecuencia fundamental del prototipo, nótese como los picos de todos los registros excepto el de Mendoza se encuentran próximos a la línea con el período del panel.

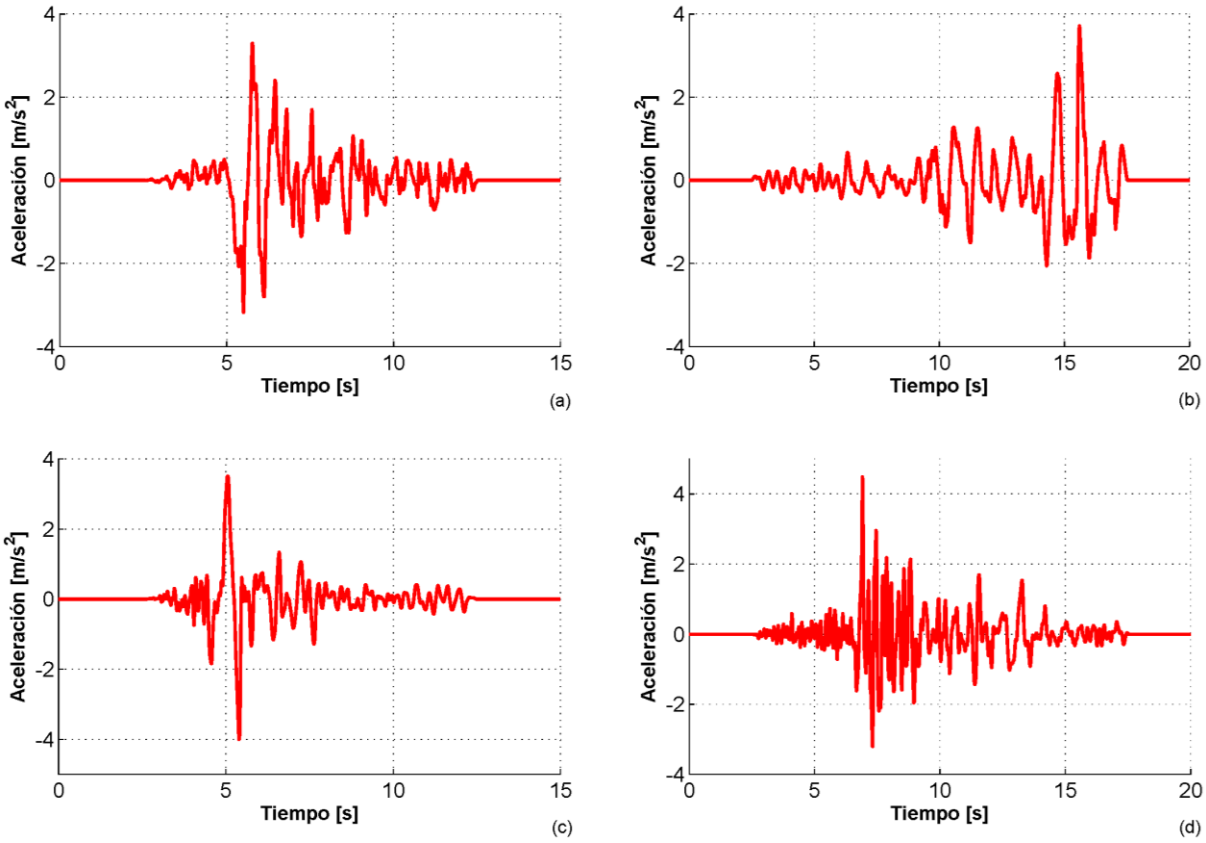


Figura VII.12 – Registros sísmicos escalados considerados para los ensayos
(a) Cape Mendocino, (b) Chi Chi, (c) Coyote Lake 230, (d) Mendoza.

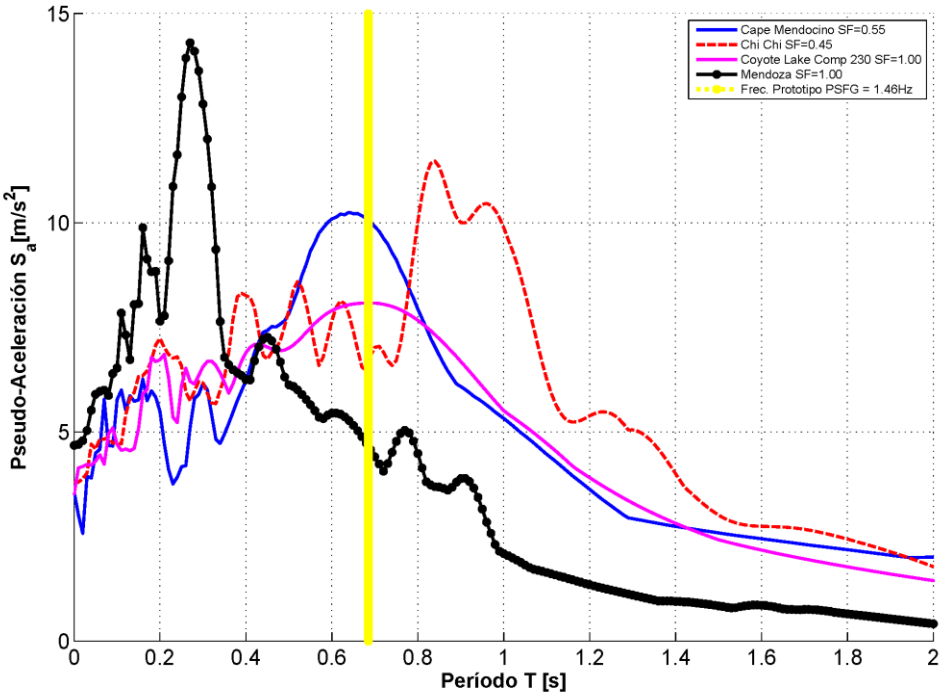


Figura VII.13 – Espectros de respuesta de registros sísmicos usados en los ensayos.

Con el objetivo de ir solicitando el prototipo de manera gradual, en los primeros ensayos los registros recién descriptos fueron escalados primero al 10% y, posteriormente, al 50% de su amplitud, ya afectada por el factor SF.

Adicionalmente, también se utilizaron cuatro registros armónicos con barrido de frecuencia. Las amplitudes fueron de 0.10m/s^2 ($0.01g$), 0.29m/s^2 ($0.03g$), 0.98m/s^2 ($0.10g$) y 2.94m/s^2 ($0.30g$). Mientras que el barrido de frecuencia se realizó entre 0.75 y 2.00 Hz en todos los casos.

Los registros discretos fueron enviados desde un ordenador a la placa de adquisición de datos. La misma se encargó de transformar la señal digital en analógica. Posteriormente, estas señales fueron acondicionadas apropiadamente y enviadas a las servo válvulas de los actuadores de la mesa vibratoria, donde se reprodujo el movimiento del terreno.

Durante el movimiento, los sensores registraron las magnitudes mencionadas en el apartado VII.5. En algunos ensayos, una vez finalizado el movimiento, se registraron los desplazamientos residuales de los bloques A3, F5 y F6.

VII.7 RESULTADOS

En este apartado se discuten los principales resultados de los ensayos. En primer lugar, se exponen los resultados en términos de aceleración, describiendo las respuestas típicas de los bloques para los dos tipos de interfaz de contacto y para el caso en que los bloques se encuentran imposibilitados de deslizar. Posteriormente se evalúa el comportamiento global del panel en términos de los

desplazamientos relativos a la altura de CM0 con respecto a la base del marco de aluminio. Este último punto resulta importante ya que permite establecer la efectividad del sistema de disipación propuesto.

VII.7.a Respuesta de los bloques

La respuesta de los bloques fue evaluada con las mediciones realizadas por los acelerómetros CM3 y CM4. Para comprender mejor el estado del movimiento en cada bloque, esta respuesta es comparada con los registros de los acelerómetros CM2 y CM5 que miden las aceleraciones a la altura en que se ubican dos de los canales horizontales del panel.

Para simplificar el análisis, se eligieron como referencia los ensayos realizados con el registro armónico de amplitud $0.30g$ y barrido de frecuencias entre 0.75 y 2.00Hz, y los correspondientes al acelerograma de Chi Chi.

VII.7.a.(i) Interfaz II

En los ensayos realizados en el panel con interfaz II se evidenció que los bloques ubicados en los canales superiores tuvieron deslizamiento pronunciado. Para los canales inferiores se tuvo deslizamiento en los bloques aunque en menor medida, esto fue más perceptible para los registros armónicos que para los sísmicos.

En la Figura VII.14 y en la Figura VII.15 se observan las respuestas de los bloques A6 y F6 en términos de aceleración ante un registro armónico. En los gráficos se agregaron además las mediciones de CM2 y CM5 realizadas sobre el panel a la altura de los canales horizontales A y F.

En el caso del bloque A6 puede distinguirse de forma clara deslizamiento en el intervalo de tiempo comprendido entre los 6 y 14 segundos del registro. El tiempo restante el bloque permanece unido al canal sin disipar energía. El plafón de aceleración del bloque oscila alrededor de los $2.00\ m/s^2$, lo que resulta equivalente a un factor de rozamiento de 0.20.

El bloque F6 evidencia deslizamiento en un intervalo de tiempo más corto, que se extiende entre los 6 y los 12 segundos. Esto resulta lógico, ya que las aceleraciones a la altura del canal F son menores que las que se registran para el canal A. Para el resto del registro, las aceleraciones absolutas del bloque son casi idénticas a las del panel.

Puede concluirse que en este ensayo la respuesta en términos de aceleración en los bloques fue la esperada y, además, que la disipación de energía se concentró principalmente entre los 6 y 14 segundos del registro.

Asimismo, en la Figura VII.16 y en la Figura VII.17 se incluyen las mediciones correspondientes al registro de Chi Chi. En el caso del bloque A6 los valores máximos de aceleración de plafón son similares a los descriptos en el caso del registro armónico. El deslizamiento de este bloque se concentra entre los 14 y 22 segundos.

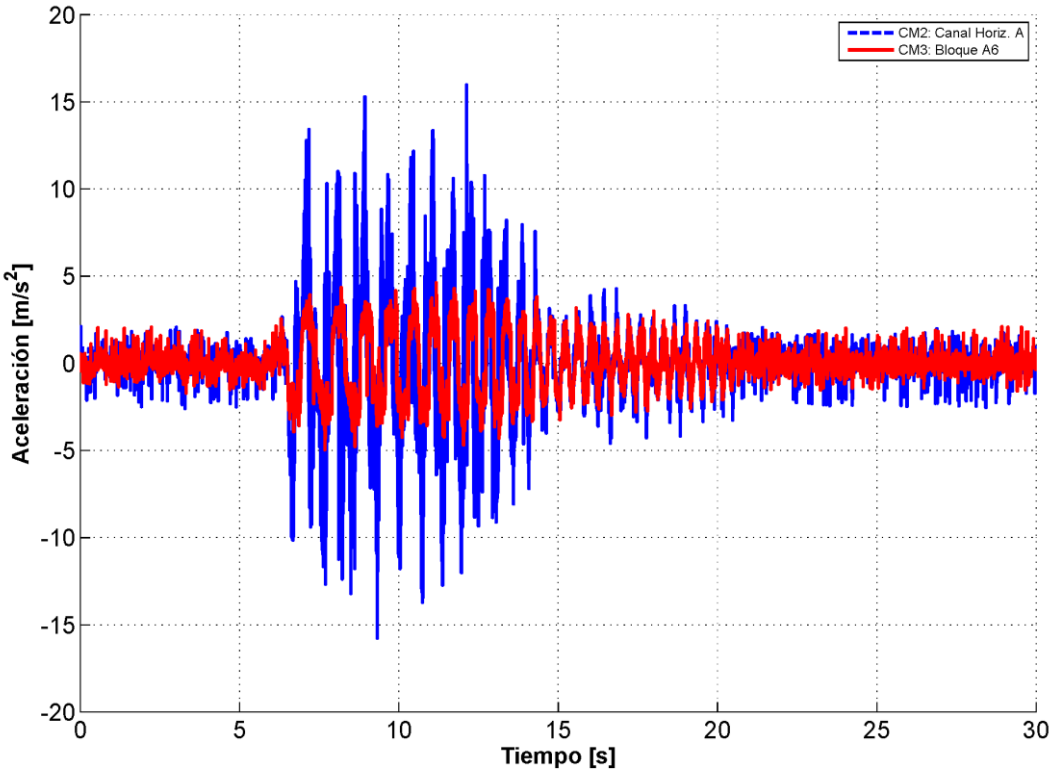


Figura VII.14 – Aceleraciones CM2 y CM3, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$, interfaz II.

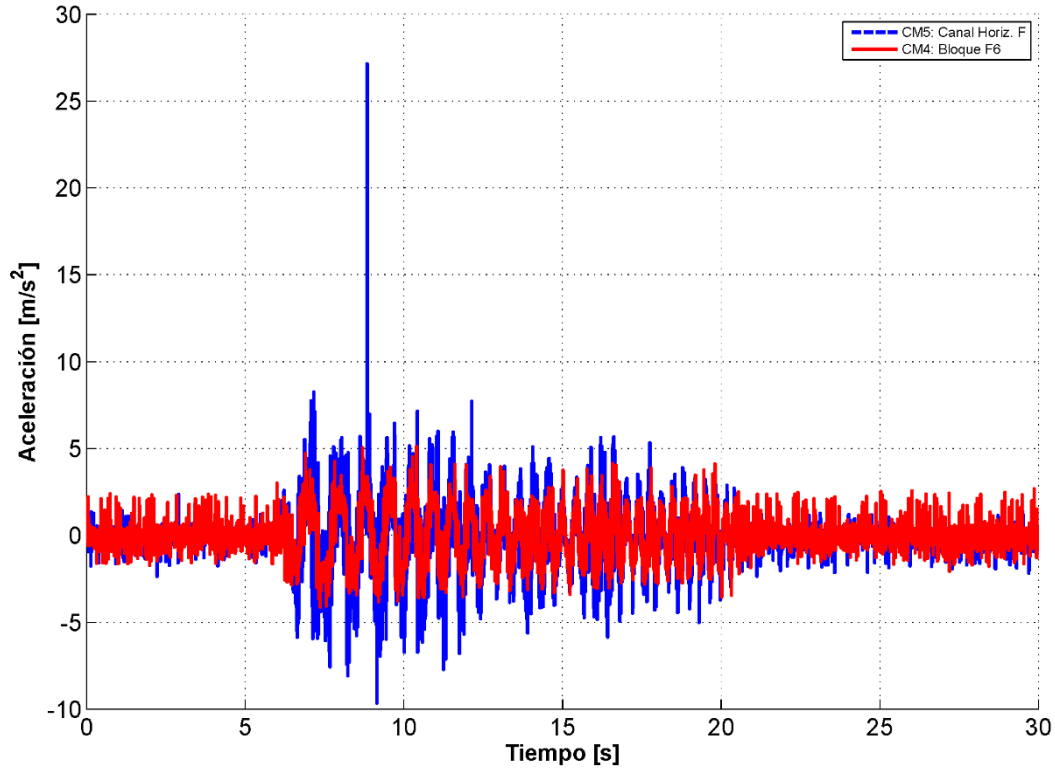


Figura VII.15 – Aceleraciones CM4 y CM5, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$, interfaz II.

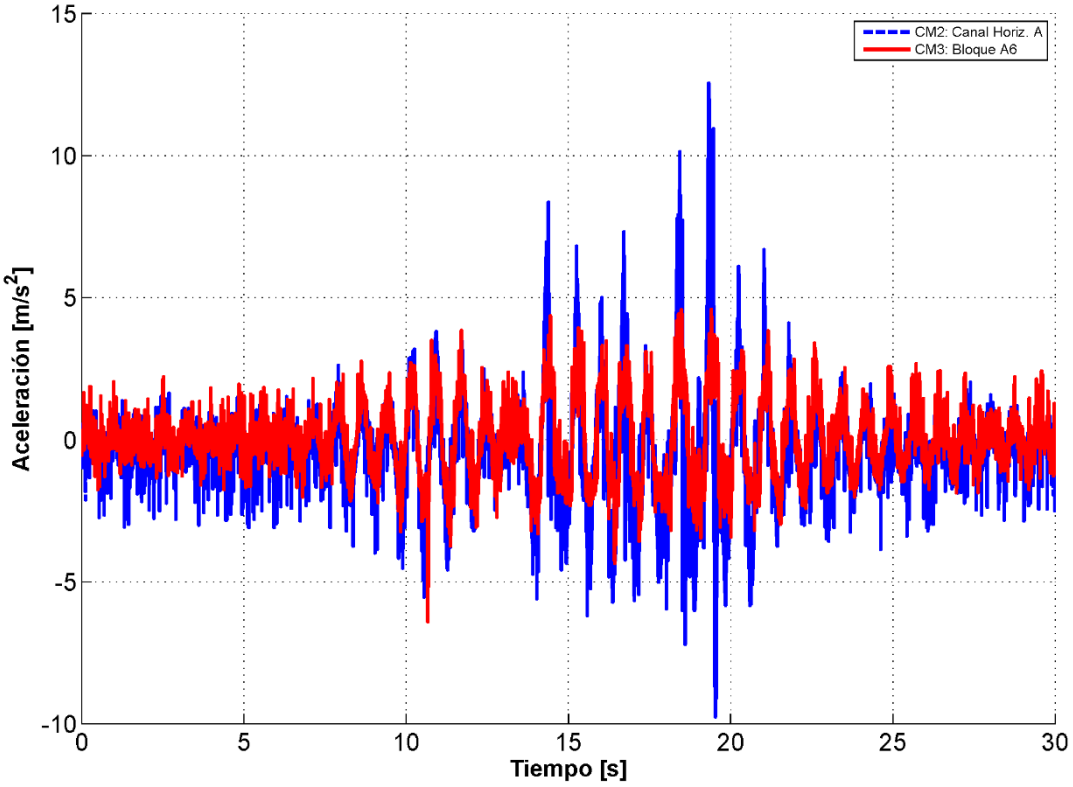


Figura VII.16 – Aceleraciones CM2 y CM3, registro de Chi Chi, interfaz II.

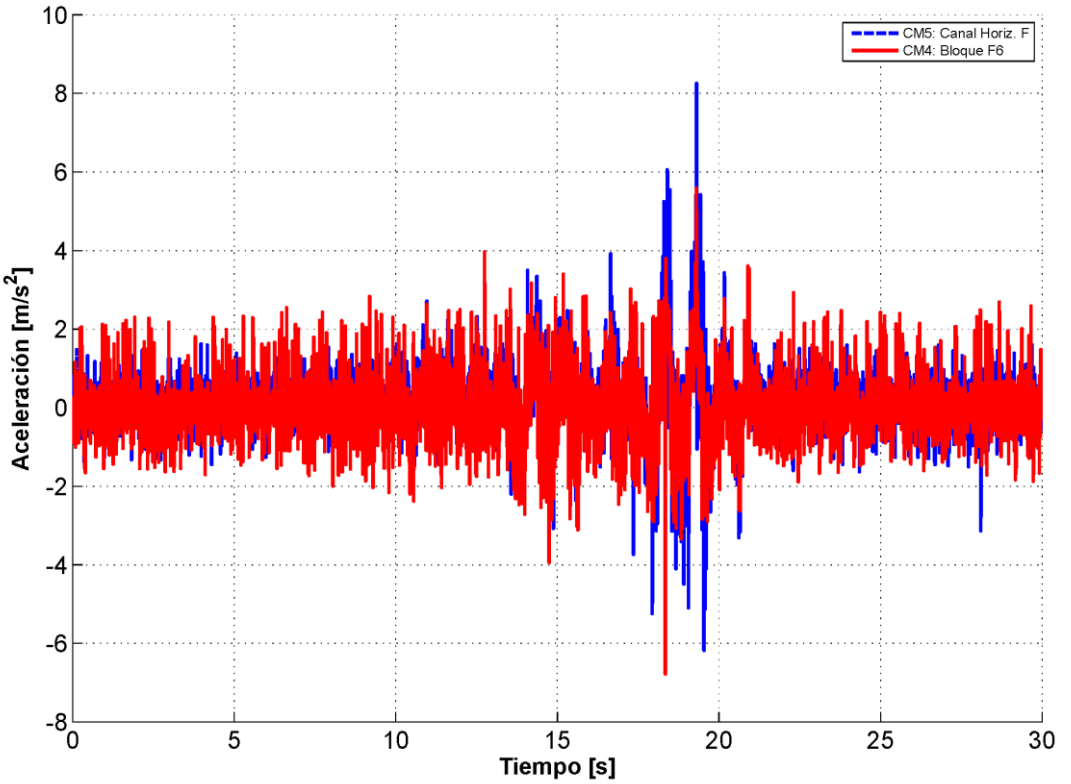


Figura VII.17 – Aceleraciones CM4 y CM5, registro de Chi Chi, interfaz II.

Como se deduce de la Figura VII.17, para el bloque F6 el deslizamiento es mucho más acotado concentrándose el mismo entre los 18 y 20 segundos. El resto del tiempo el bloque se mueve en conjunto con el canal.

Nótese que los valores de aceleración aproximadamente constantes con los que deslizan los bloques fueron próximos a $2.00\ m/s^2$, esto es alrededor de $0.20 \cdot g$. Recordando las ecuaciones del Capítulo III, se conoce que la aceleración del plafón de deslizamiento es de $\pm\mu \cdot g$, esto equivale a coeficientes de rozamiento más elevados que los obtenidos en los ensayos de calibración en canal simple, siendo los mismos próximos al valor de 0.20.

VII.7.a.(ii) Interfaz IV

Como consecuencia de factores de rozamiento más elevados que lo esperado para la interfaz II, se procedió a tratar la superficie de contacto con el lubricante anteriormente descripto para conformar la interfaz IV.

La respuesta de los bloques ante un registro armónico con amplitud de $0.30g$ y barrido de frecuencia entre 0.75 y 2.00 Hz se aprecia en la Figura VII.18 y en la Figura VII.19.

La respuesta del bloque A6 para esta interfaz resultó casi idéntica a la que se describió para la interfaz II. Los valores máximos de aceleración cuando el bloque desliza fueron cercanos a los $2.00\ m/s^2$. Al igual que en el caso de la Figura VII.14, el deslizamiento tuvo lugar entre los 6 y 14 segundos del ensayo.

Las aceleraciones del bloque F6, ver Figura VII.19, no presentaron variaciones significativas con respecto a lo que se expuso en para la interfaz II. En este caso el deslizamiento del bloque se concentra entre los 6 y 12 segundos del registro.

Las mediciones obtenidas para el ensayo realizado con el acelerograma de Chi Chi se observan en la Figura VII.20 y en la Figura VII.21. De ambas se destaca que la respuesta de los dos bloques instrumentados no difiere sustancialmente de lo previamente acotado para el mismo caso con la interfaz II.

En el caso del bloque A6 el deslizamiento resultó prolongado en el tiempo, mientras que para el bloque F6 el deslizamiento sólo se produjo entre los 16 y 17 segundos del registro.

En general, puede decirse que esta modificación en la interfaz no alteró de manera significativa los coeficientes de fricción, ya que los mismos estuvieron nuevamente en el orden de 0.20 de acuerdo a lo que se puede inferir de los registros de aceleración los bloques.

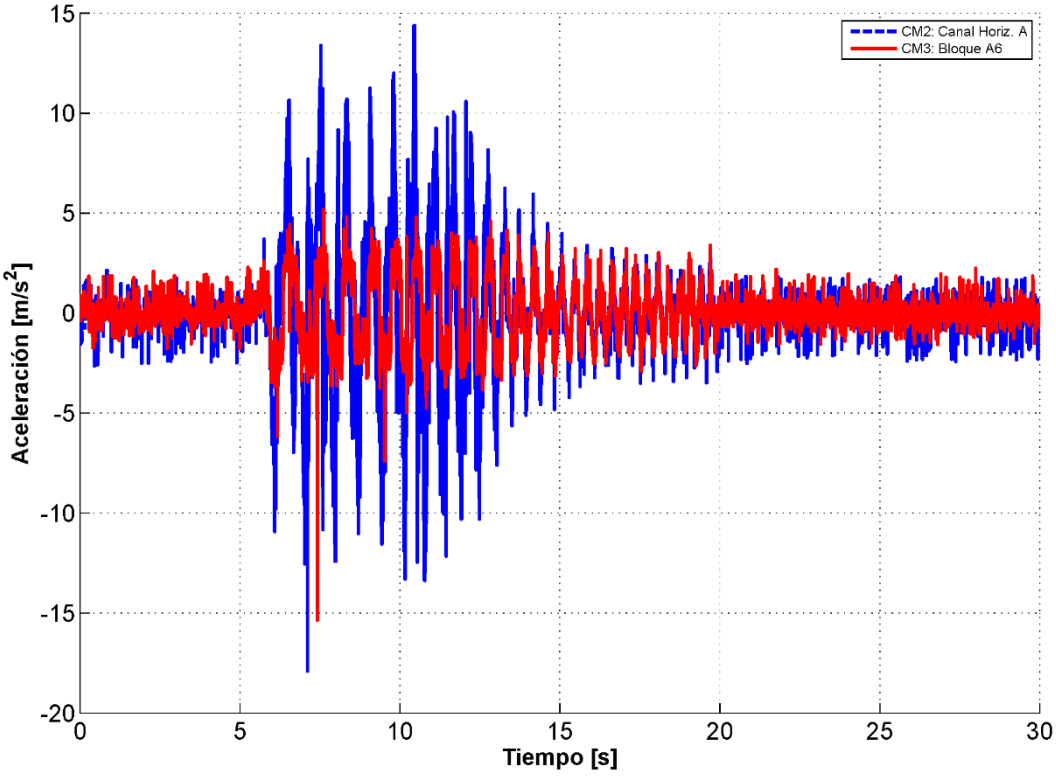


Figura VII.18 – Aceleraciones CM2 y CM3, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$, interfaz IV.

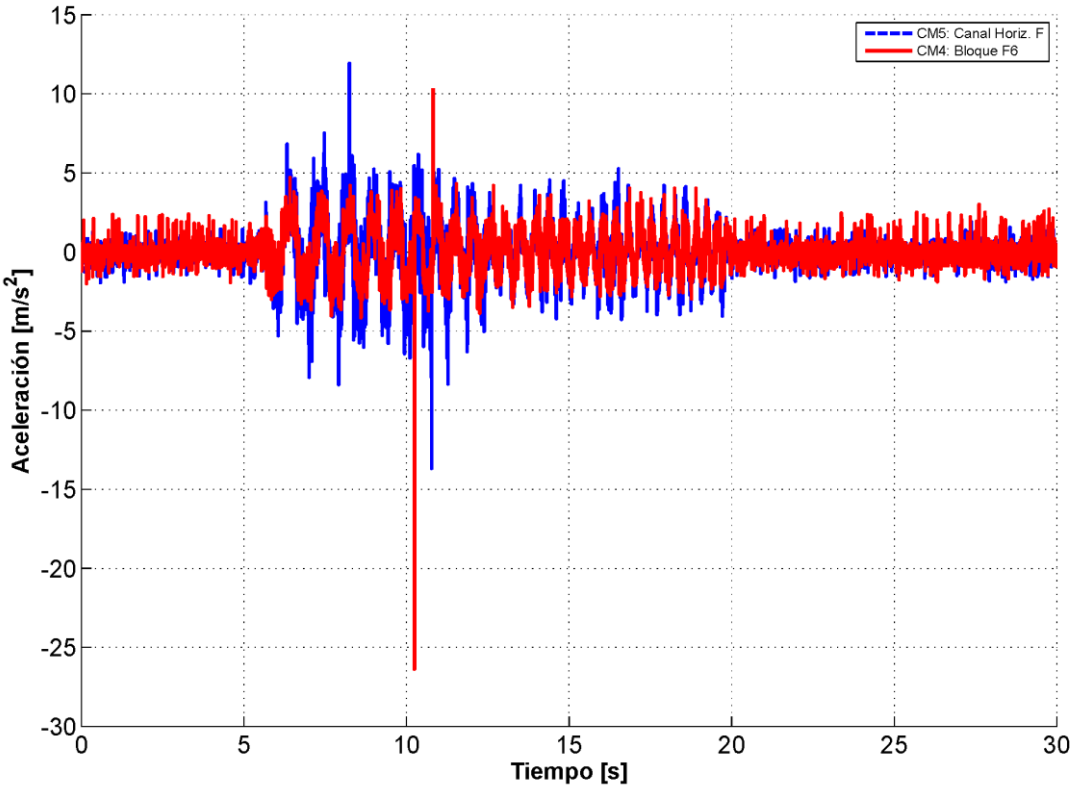


Figura VII.19 – Aceleraciones CM4 y CM5, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$, interfaz IV.

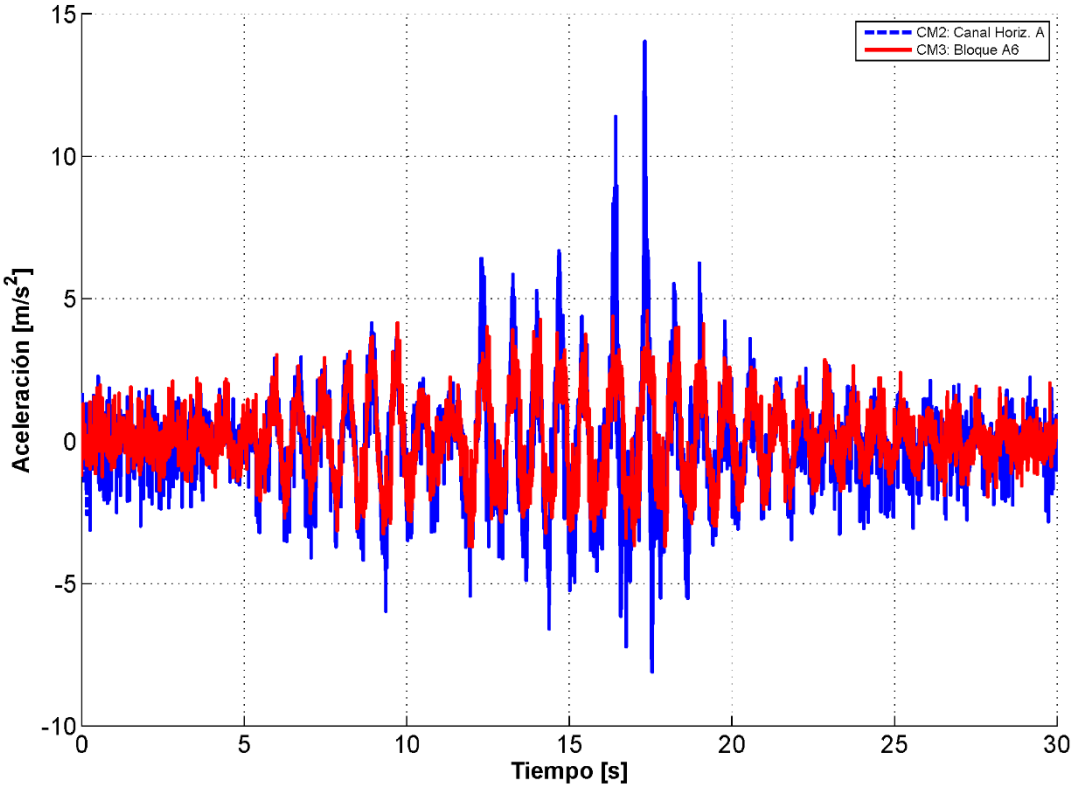


Figura VII.20 – Aceleraciones CM2 y CM3, registro de Chi Chi, interfaz IV.

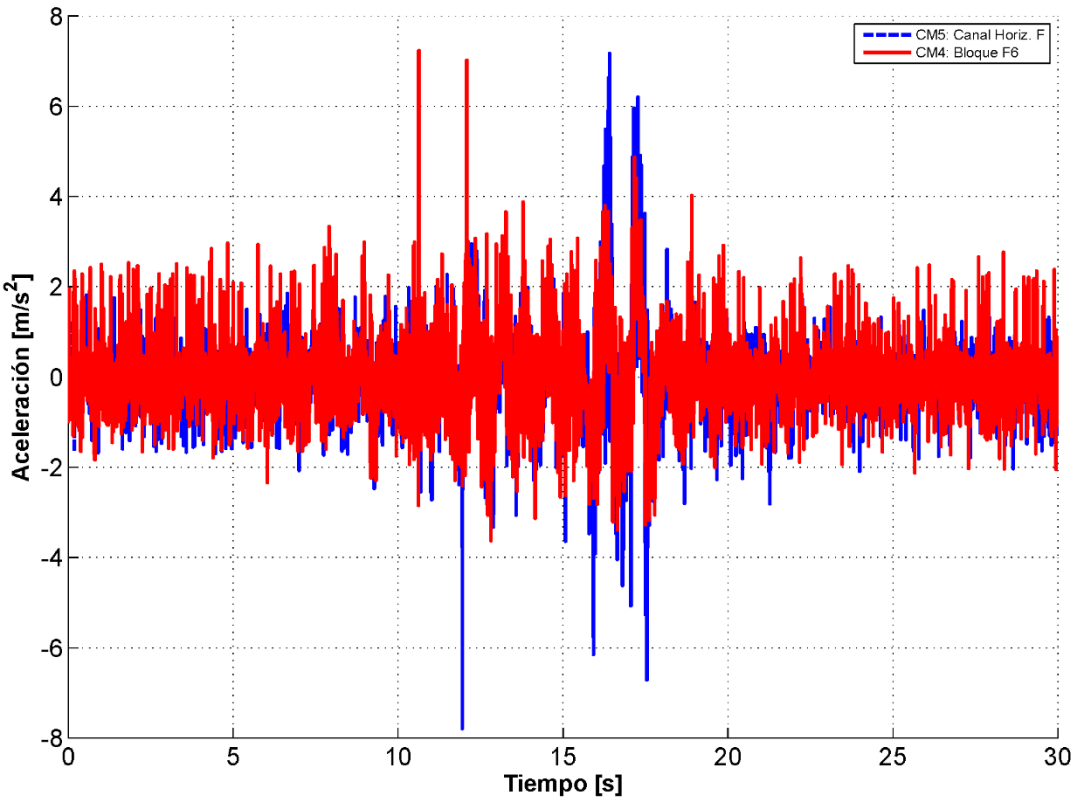


Figura VII.21 – Aceleraciones CM4 y CM5, registro de Chi Chi, interfaz IV.

VII.7.a.(iii) Bloques fijos

Con el objetivo de verificar la efectividad para disipar energía del PSFG se decidió realizar ensayos con bloques fijos. En los mismos, el prototipo posee la misma masa y rigidez que en los ensayos anteriormente expuestos, la diferencia radica en que el deslizamiento de los bloques se encuentra impedido mediante la adición de un tornillo que perfora el ala del perfil horizontal de aluminio y se extiende hasta el bloque de plomo. Esto se puede apreciar en la Figura VII.22. La posición en la que se fijó cada bloque es la que se muestra en la Figura VII.1.

En este tipo de ensayos se evidenció un importante incremento en los desplazamientos relativos y deformaciones del panel, esto se discute en apartados posteriores.

Las mediciones obtenidas para el caso del registro armónico se muestran en la Figura VII.23 y en la Figura VII.24. En ambos casos puede observarse claramente que las aceleraciones de los bloques resultaron prácticamente idénticas a las de los canales horizontales. Esto se debe a que los bloques permanecen unidos al canal, siguiendo su movimiento en todo momento sin presentar deslizamientos relativos. Circunstancialmente se observan picos de aceleración en los bloques que pueden atribuirse a un acomodamiento del tornillo que los fija en posición.

En el caso de registros sísmicos ocurrió el mismo fenómeno. Esto se puede apreciar en la Figura VII.25 y en la Figura VII.26, donde se graficaron los registros de aceleraciones de los bloques y los canales horizontales en el ensayo realizado con el acelerograma de Chi Chi. En las figuras puede observarse que las aceleraciones de los bloques reproducen las del panel a la altura de los canales horizontales. Esto indica, como era de esperarse, el estado de movimiento tipo *stick* permanente de los bloques.

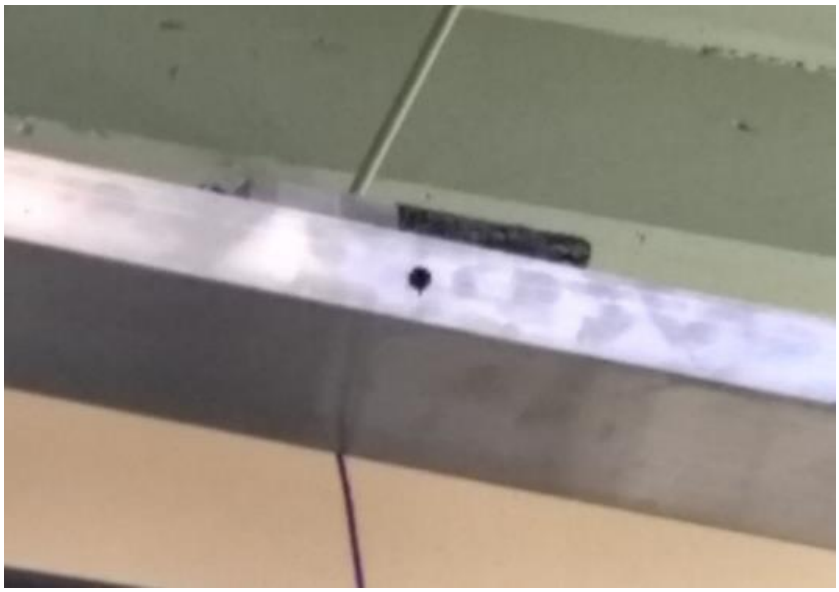


Figura VII.22 – Bloques de plomo fijados mediante tornillos que perforan las alas del perfil de aluminio.

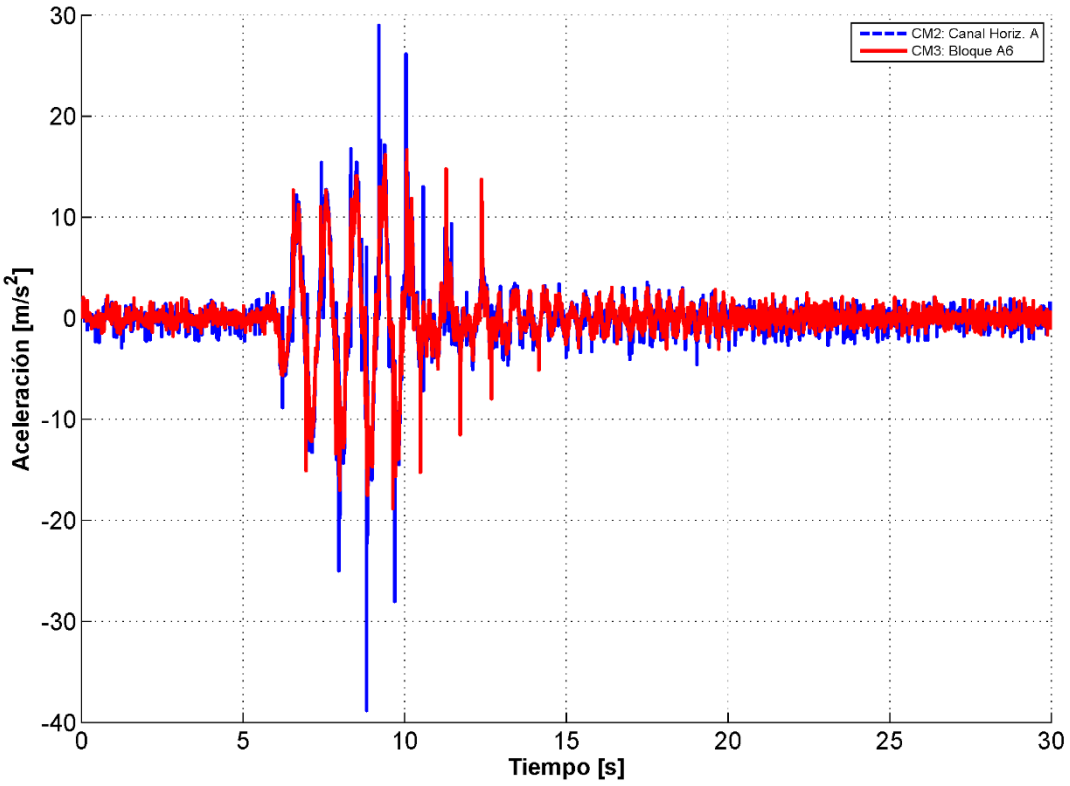


Figura VII.23 – Aceleraciones CM2 y CM3, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$, bloques fijos.

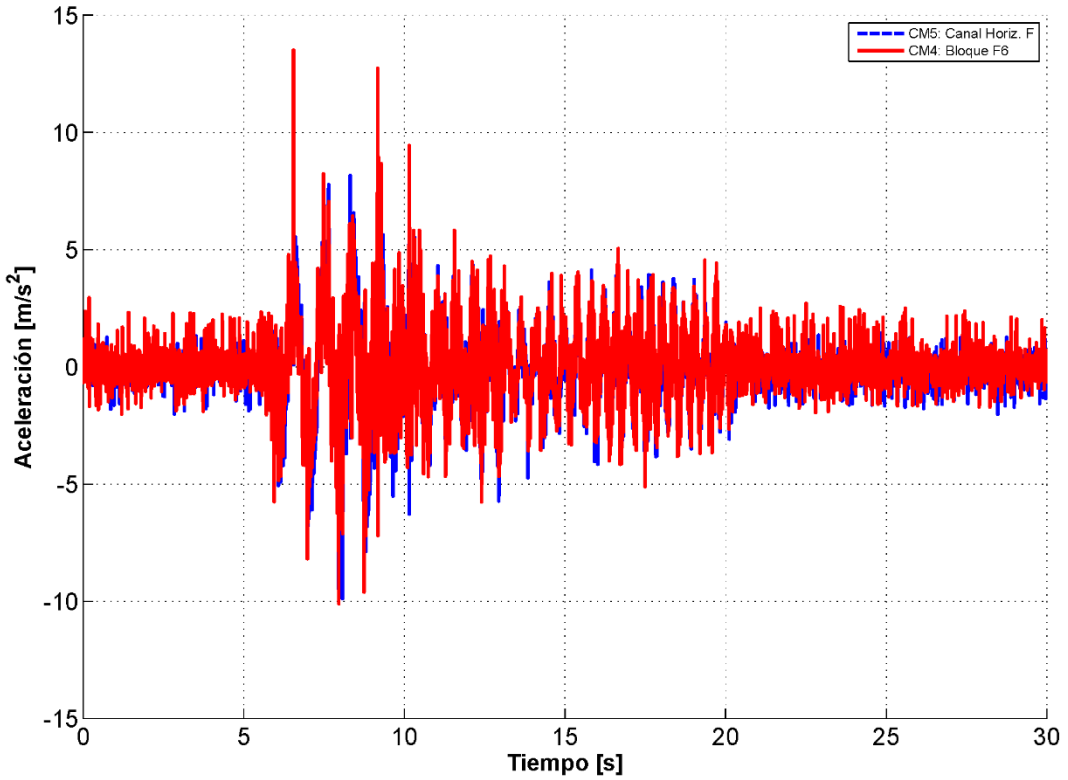


Figura VII.24 – Aceleraciones CM4 y CM5, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$, bloques fijos.

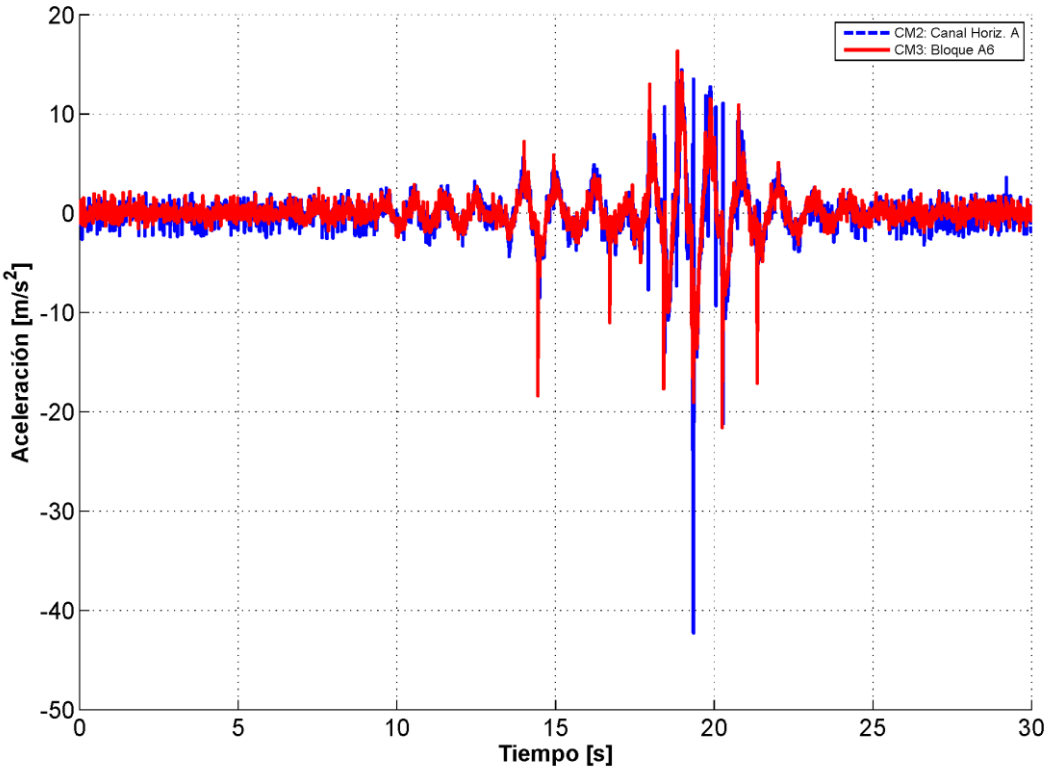


Figura VII.25 – Aceleraciones CM2 y CM3, registro de Chi Chi, bloques fijos.

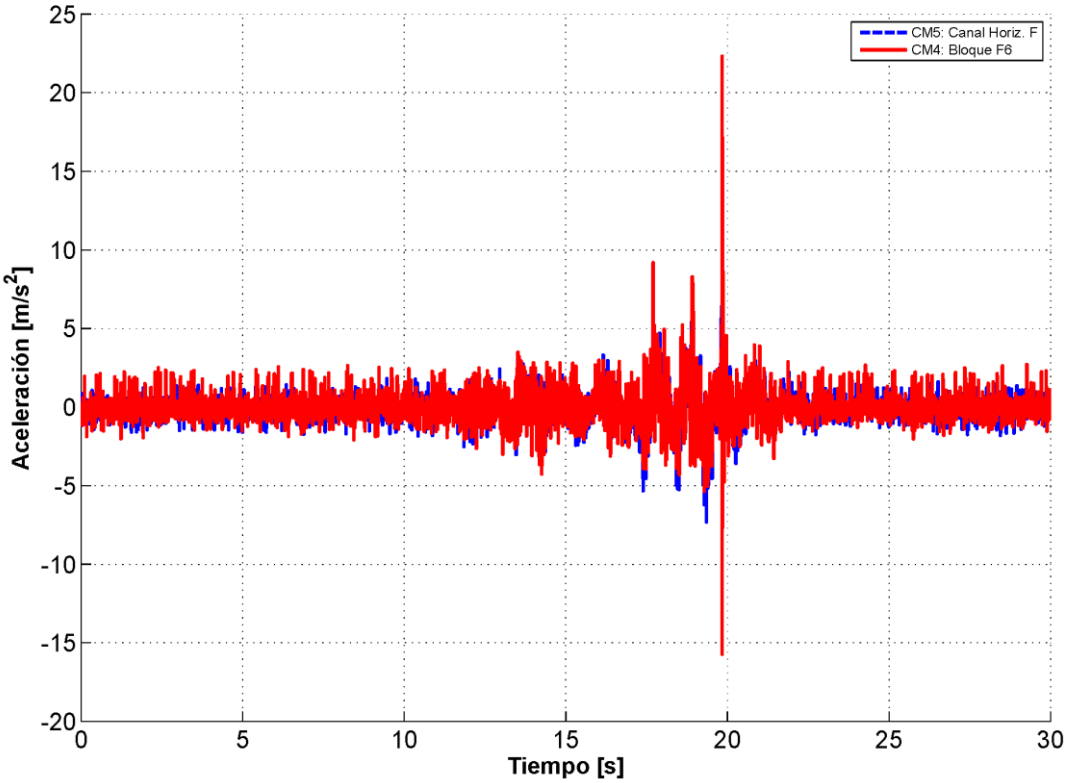


Figura VII.26 – Aceleraciones CM4 y CM5, registro de Chi Chi, bloques fijos.

VII.7.b Desplazamientos relativos del panel a la altura de CM0

Como se dijo anteriormente, el sensor CM0 mide los desplazamientos absolutos del sistema panel – mesa vibratoria a la altura del canal horizontal A. Para obtener los desplazamientos relativos entre este punto y la base del panel es necesario conocer los desplazamientos absolutos de la mesa vibratoria. Éstos últimos no fueron medidos en los ensayos. Los mismos se obtuvieron integrando dos veces respecto al tiempo los registros de aceleración de la mesa vibratoria (CM1).

Finalmente, los desplazamientos relativos del panel fueron calculados como la diferencia entre los registros de desplazamientos absolutos del sistema y los desplazamientos absolutos calculados para la mesa vibratoria.

VII.7.b.(i) Registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y frecuencias entre 0.75 y 2.00Hz

Para este tipo de registro armónico con amplitud de $0.30g$ y barrido de frecuencias entre 0.75 y 2.00Hz se obtuvo el desplazamiento relativo del panel más elevado de toda la serie de ensayos. El mismo resultó de 277mm para el caso de ensayo con bloques fijos.

En la Figura VII.27 se observan los desplazamientos relativos obtenidos para los ensayos realizados con este registro.

A primera vista, se aprecia que los desplazamientos del prototipo con los bloques fijos, Figura VII.27 (c), fueron considerablemente superiores al resto. También se observa que la variación en la amplitud del desplazamiento relativo para los distintos ciclos fue bastante más pronunciada que en los ensayos con bloques móviles.

Los ensayos realizados sobre el panel en los casos de bloques móviles, tanto con la interfaz II como con la IV, exhibieron desplazamientos relativos bastante inferiores. Esto se debe a la disipación de energía por fricción cuando los bloques deslizan.

Para la interfaz II, Figura VII.27 (a), el desplazamiento máximo del panel fue de 63mm. Este valor representa una disminución del 77% con respecto al pico registrado para el ensayo con bloques fijos.

El comportamiento del panel con la interfaz IV, Figura VII.27 (b), puede ser considerado casi idéntico al obtenido para la interfaz II. El máximo desplazamiento relativo fue de 63mm, lo que equivale a una importante disminución respecto al caso de bloques fijos.

En la Figura VII.28 se observa una imagen que corresponde al instante de tiempo en que el panel con bloques fijos alcanza su máximo desplazamiento relativo en el extremo superior para el ensayo con registro armónico. Es evidente que un desplazamiento de esta magnitud puede producir daños en una estructura.

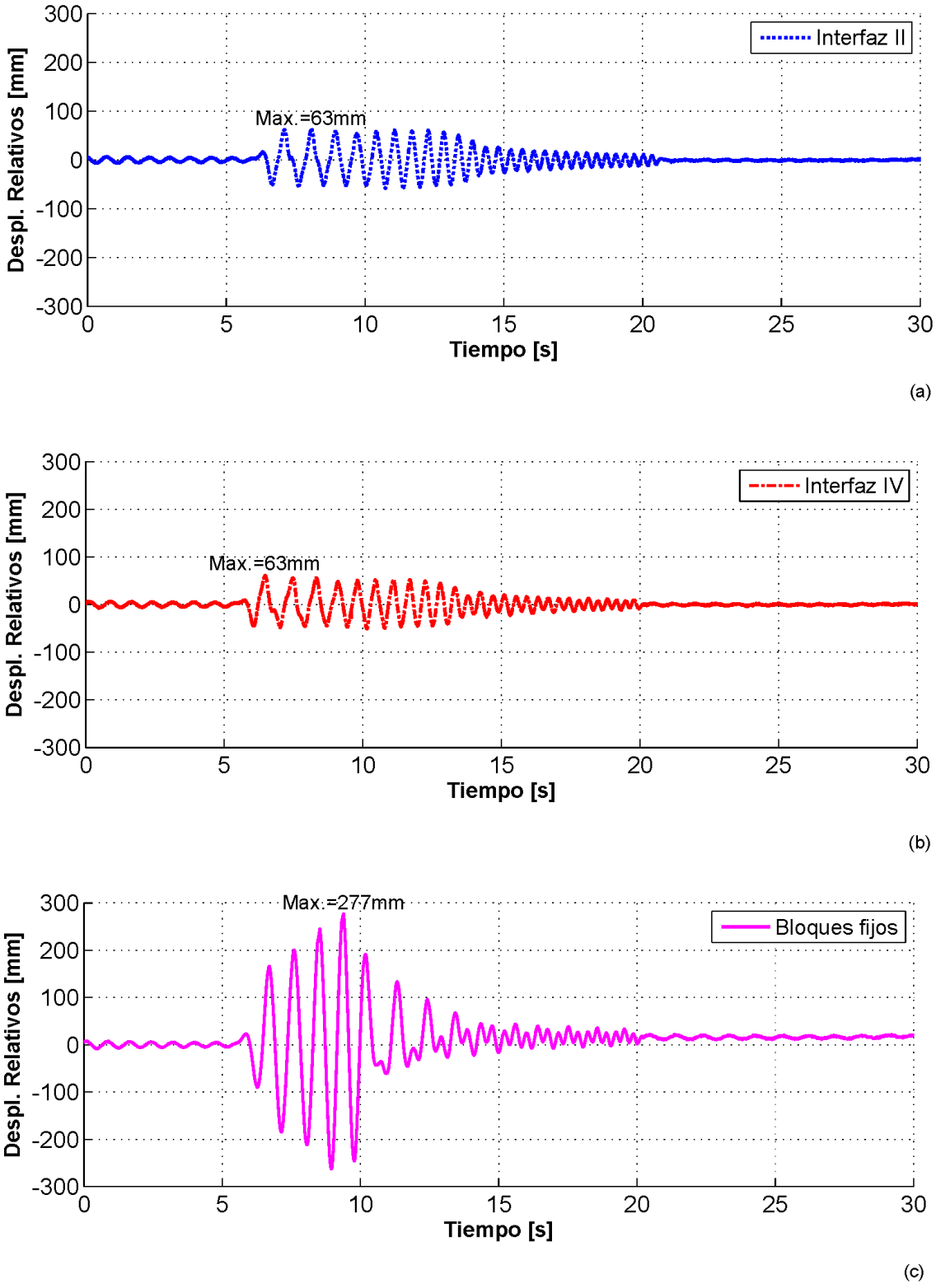


Figura VII.27 – Desplazamientos relativos del panel a altura de CM0, $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$ (a) interfaz II, (b) interfaz IV y (c) bloques fijos.

Figura VII.28 – Desplazamiento relativo máximo en extremo superior de panel con bloques fijos, registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00Hz$.

VII.7.b.(ii) Sismo Cape Mendocino

La comparación entre los desplazamientos relativos del panel para el registro de Cape Mendocino en los distintos casos ensayados puede observarse en la Figura VII.29.

Al igual que en el registro anterior, los desplazamientos relativos del panel con bloques fijos resultaron superiores al resto, ver Figura VII.29 (c). El valor máximo en este caso se registró a los 8.80 segundos de iniciado el movimiento y fue de 157mm.

La efectividad del mecanismo de disipación de energía por fricción quedó plasmada en las mediciones de desplazamientos realizadas para el panel con bloques móviles en sus dos variantes. En este sentido, de la Figura VII.29 (a) se infiere que para la interfaz II el desplazamiento relativo máximo a la altura del canal A se dio a los 9.44 segundos y fue de 62mm.

Los desplazamientos relativos del panel para la interfaz IV se exhiben en la Figura VII.29 (b). La variación de los mismos en el tiempo es similar a la correspondiente a la interfaz II. El valor máximo de desplazamiento relativo fue de 63mm, esto representa una caída de alrededor del 60% respecto al ensayo con bloques fijos.

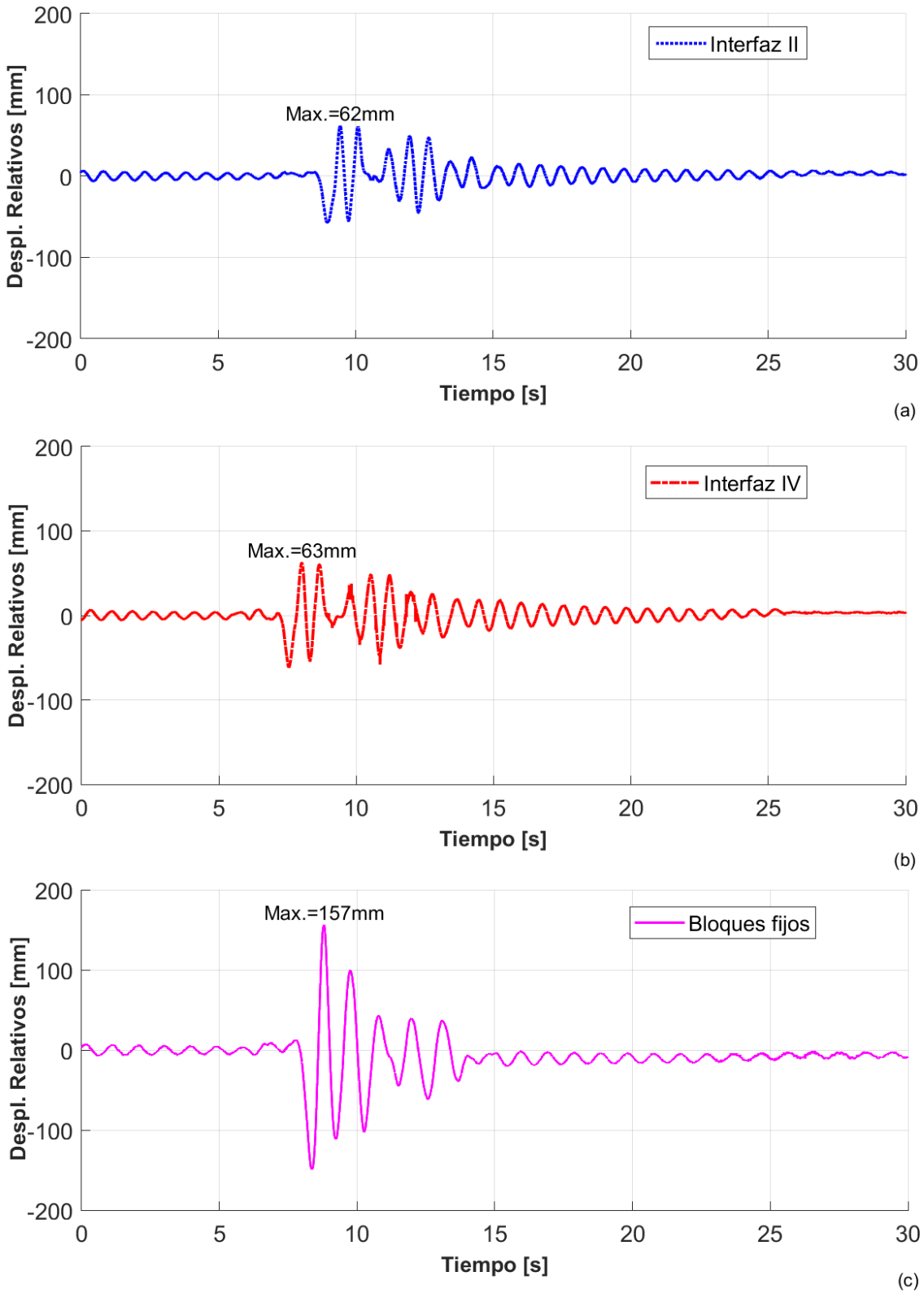


Figura VII.29 – Desplazamientos relativos del panel a altura de CM0, registro de Cape Mendocino (a) interfaz II, (b) interfaz IV y (c) bloques fijos.

VII.7.b.(iii) Sismo Chi Chi

En la Figura VII.30 se aprecian los resultados obtenidos de los ensayos para el registro de Chi Chi. Los desplazamientos más elevados se dieron para el ensayo con bloques fijos, Figura VII.30 (c). El desplazamiento relativo pico en este caso fue de 238mm, pero además pueden distinguirse dos ciclos donde los desplazamientos estuvieron próximos a los 200mm.

Los desplazamientos relativos del panel con bloques libres e interfaz II fueron los menores, esto puede notarse en la Figura VII.30 (a). El máximo para este caso alcanzó los 64mm, por lo que la reducción en los desplazamientos relativos fue del 73%.

Para la interfaz IV, Figura VII.30 (b), la reducción de desplazamientos fue menos pronunciada. En este caso el máximo fue de 118mm, esto representa una disminución del 50% respecto al caso de los bloques fijos. En este caso se tuvo que el valor máximo se dio en un instante de tiempo previo al del resto de los ensayos.

VII.7.b.(iv) Sismo Coyote Lake componente 230

Los resultados obtenidos para este registro se muestran en la Figura VII.31. El desplazamiento relativo máximo del panel para el ensayo con bloques fijos fue de 142mm, ver Figura VII.31 (c). Este valor resultó el máximo absoluto de los tres casos.

Se hace notar que las curvas de desplazamientos relativos correspondientes a los tipos de interfaz II y IV resultaron similares. En el caso de la primera, los desplazamientos resultaron sensiblemente menores evidenciando un valor máximo de 74mm, esto representa una reducción del 48% respecto al desplazamiento más desfavorable.

Para la interfaz IV, Figura VII.31 (b), el desplazamiento relativo pico a la altura del canal A alcanzó un valor de 78mm. Esto representa una reducción del 45% con respecto al caso de los bloques fijos.

VII.7.b.(v) Sismo Mendoza

La comparación entre los desplazamientos relativos del panel para los diferentes tipos de ensayos realizados con este acelerograma se encuentra en la Figura VII.32. El valor máximo de desplazamiento resultó de 99mm para el ensayo con bloques fijos, el mismo tuvo lugar aproximadamente a los 15.50 segundos.

Se puede apreciar una gran similitud entre las curvas de desplazamiento relativo correspondientes a la interfaz II, Figura VII.32 (a), y a la IV, Figura VII.32 (b). Sin embargo, los desplazamientos relativos del panel para la primera resultaron ligeramente inferiores. El máximo en este caso fue de 47mm, esto equivale a una reducción del 52%.

El panel ensayado con interfaz IV tuvo un desplazamiento relativo máximo de 48mm, nótese que el mismo no se dio en el mismo instante de tiempo que el máximo detectado en el ensayo realizado con la interfaz II. En este caso también se alcanzó una reducción del 52% con respecto al desplazamiento más desfavorable del ensayo con bloques fijos.

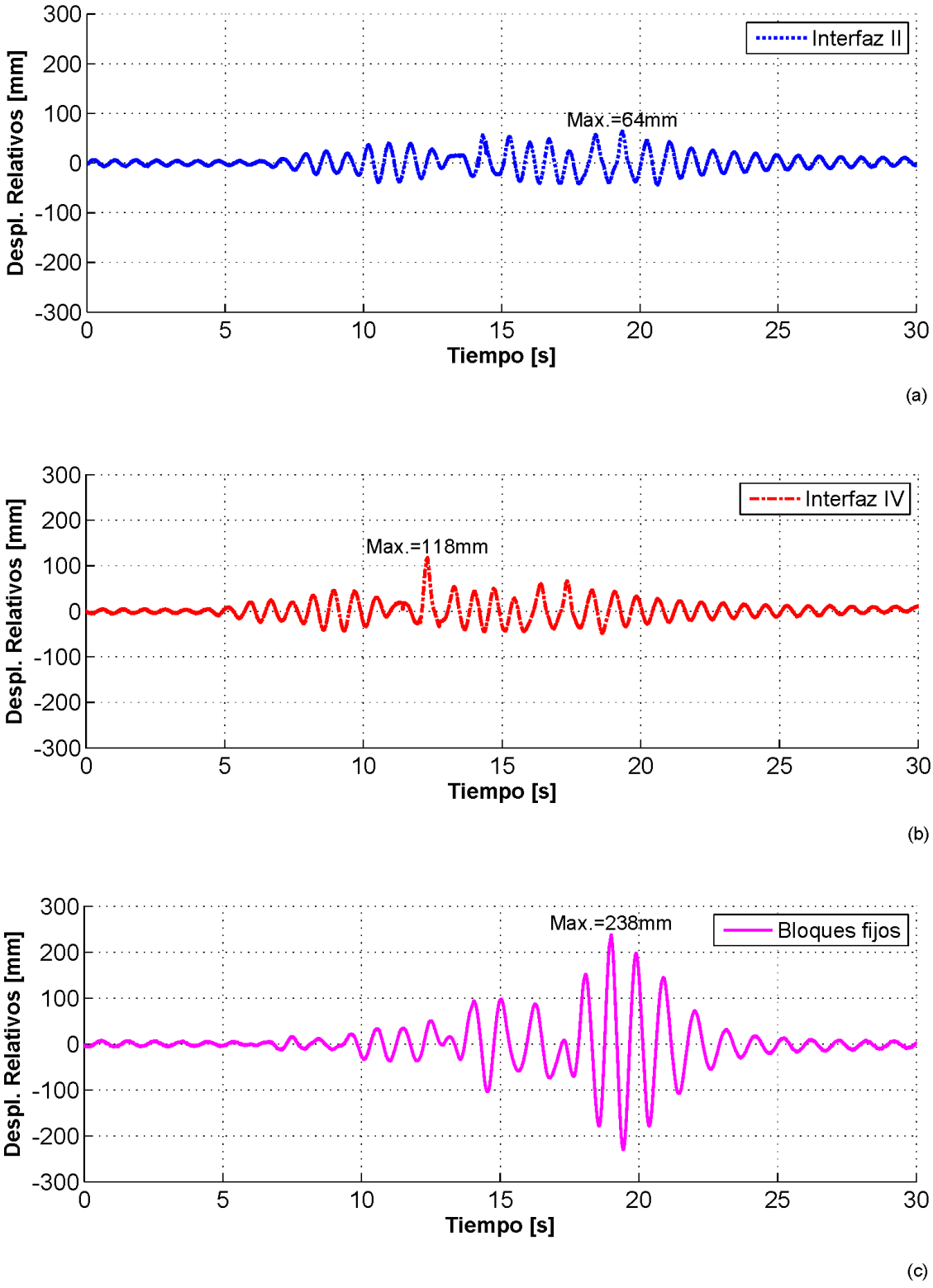


Figura VII.30 – Desplazamientos relativos del panel a altura de CM0, registro de Chi Chi (a) interfaz II, (b) interfaz IV y (c) bloques fijos.

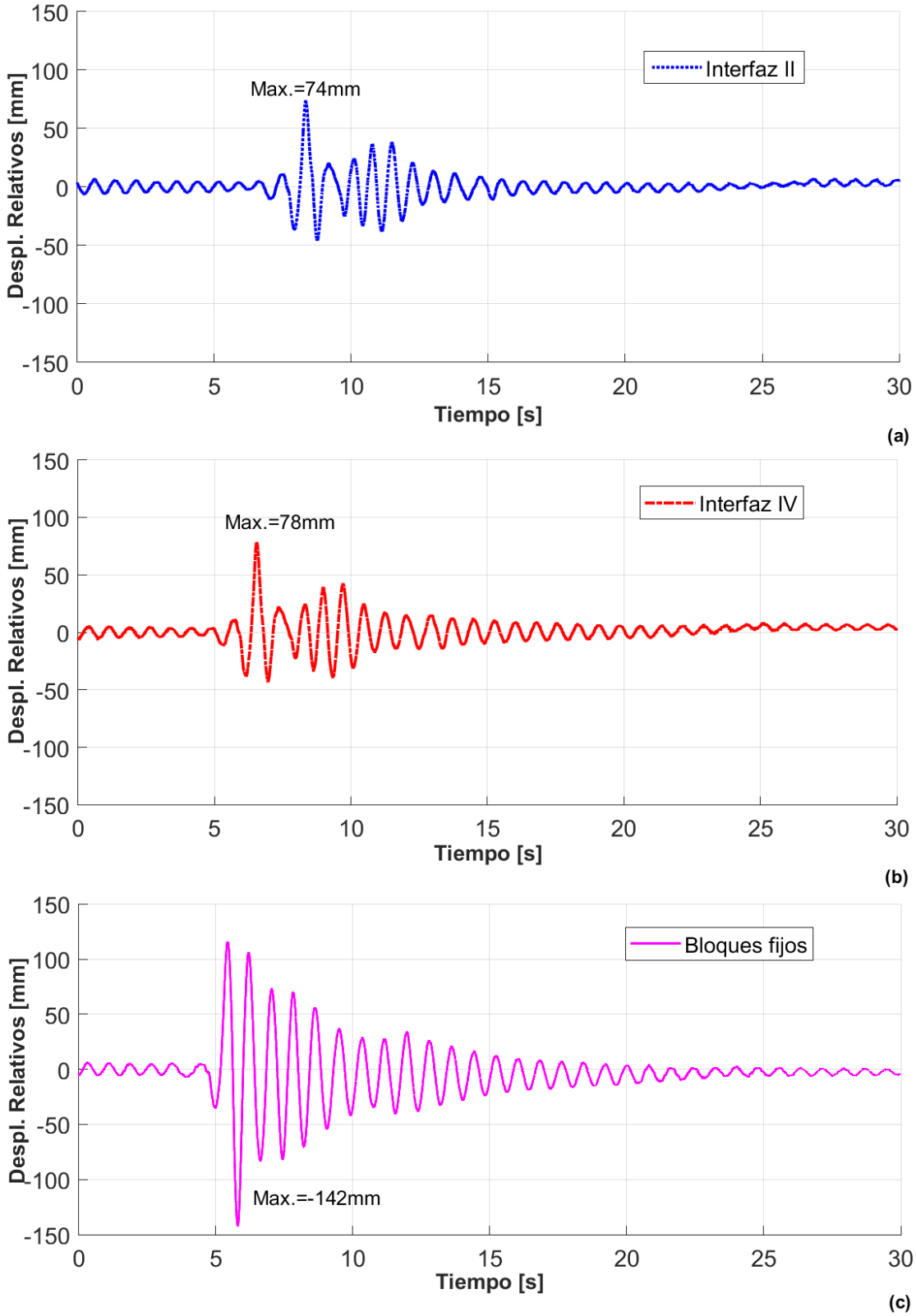


Figura VII.31 – Desplazamientos relativos del panel a altura de CM0, registro de Coyote Lake componente 230 (a) interfaz II, (b) interfaz IV y (c) bloques fijos.

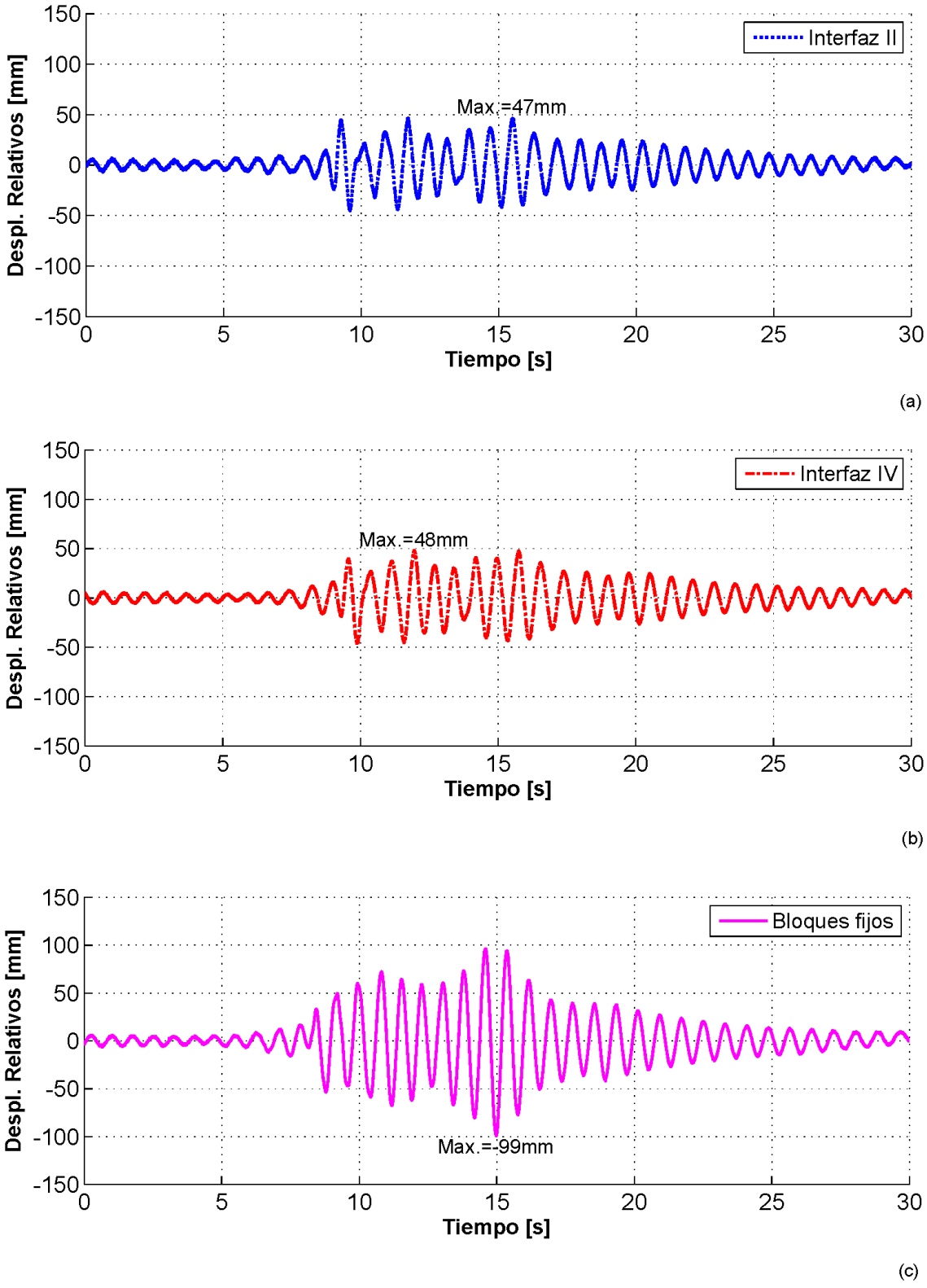


Figura VII.32 – Desplazamientos relativos del panel a altura de CM0, registro de Mendoza (a) interfaz II, (b) interfaz IV y (c) bloques fijos.

VII.7.b.(vi) Tabla Resumen

En la Tabla VII.3 se sintetizan los resultados mencionados en los apartados previos para los distintos registros considerados en los ensayos. De la misma se hace evidente que los desplazamientos relativos del panel fueron siempre mayores en los ensayos en que los bloques permanecieron fijos. Esto se justifica ya que en los mismos la disipación de energía por fricción se encontraba impedida.

Una medida indirecta de la capacidad de disipar energía del dispositivo viene dada por el porcentaje en que se logra reducir el desplazamiento relativo máximo del panel en los ensayos con bloques libres con respecto a los ensayos donde los bloques permanecen inmóviles. Estos resultados también se muestran en la Tabla VII.3, donde se observa que el porcentaje varía de acuerdo al registro con que se realiza el ensayo. En general, se tuvieron porcentajes de disminución mayores en los ensayos con registros armónicos ya que en los mismos los bloques deslizaron de manera más continua en el tiempo. En estos casos se lograron porcentajes que superaron el 70% de disminución en el desplazamiento relativo del PSFG a la altura del canal A. También se lograron excelentes porcentajes para los registros de Chi Chi y de Cape Mendocino, en ambos casos superando el 50% para ambos tipos de interfaz. En cambio, el registro en el que tuvo menor efectividad el PSFG fue el de Coyote Lake, donde se lograron reducciones de desplazamiento relativo del 45 al 48% según el tipo de interfaz usada en el ensayo. Esto resulta lógico ya que, si bien este registro exhibe un pulso importante de aceleración, el mismo es de corta duración lo cual impide la disipación de energía.

De los resultados presentados también se puede concluir que la diferencia entre los beneficios obtenidos con los tipos de interfaz II y IV resulta casi despreciable en la mayoría de los casos. Sólo se evidenciaron diferencias significativas para los registros de Chi Chi y, en menor medida, para Coyote Lake. En ambos casos se logró una disminución de desplazamientos relativos más pronunciada con la interfaz II.

Finalmente, debe señalarse que las diferencias obtenidas en los desplazamientos son atribuidas en su totalidad a la disipación por fricción al deslizar los bloques, no observándose en ningún caso disipación por deformaciones inelásticas en los componentes metálicos del panel.

Tabla VII.3 – Resumen de desplazamientos relativos máximos del PSFG para diferentes registros.

Registro	**Desplazamiento máx. relativo a altura de canal horizontal A [mm]**			**Diferencia respecto a ensayos con bloques fijos [%]**	
	Interfaz II	**Interfaz IV**	**Bloques fijos**	**Interfaz II**	**Interfaz IV**
Armónico $\ddot{u}_{g0} = 0.30 \cdot g$ y $f_0 = 0.75\ a\ 2.00\ Hz$	63	63	277	-77	-77
Cape Mendocino (1992)	62	63	157	-61	-60
Chi Chi (1999)	64	118	238	-73	-50
Coyote Lake 230 (1979)	74	78	142	-48	-45
Mendoza (1985)	47	48	99	-53	-52

CAPÍTULO VIII

MODELO SIMPLIFICADO DE PSFG

VIII.1 INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista computacional, un modelo de PSFG que considere todas las variables que entran en juego en el problema incluyendo contacto, uniones, tensiones y deformaciones, resultaría muy costoso. Aún más considerando que el mismo debe ser usualmente ensamblado a otro modelo que ya presenta sus complejidades como el de la estructura que se quiere reforzar. Es por ello que se torna necesario buscar alternativas simplificadas que permitan reproducir con cierta precisión el comportamiento experimental observado del PSFG.

En este capítulo se propone un modelo numérico simplificado para simular el comportamiento de un panel sismorresistente de fricción generalizada. Este modelo debe cumplir con el requisito de que sea relativamente simple de implementar en modelos computacionales de estructuras de edificios. El modelo en sí tiene una serie de hipótesis simplificativas que son discutidas en los apartados que siguen. Una de las simplificaciones más importantes es considerar una única masa por canal, esto se hace definiendo puntos remotos a los que se le asigna la masa total de ese canal. Cada una de estas masas es vinculada a un nodo donde concurren un elemento vertical del marco y un canal intermedio, esta vinculación es realizada mediante elementos discretos cuyas características serán discutidas posteriormente. En la Figura VIII.1 puede apreciarse un esquema del modelo simplificado propuesto con las dimensiones correspondientes al prototipo de PSFG ensayado.

El modelo consiste básicamente en elementos de vigas (BEAM188) que se encuentran vinculados entre sí mediante resortes rotacionales con constante de rigidez k_{r1}. Además, las barras que representan a los elementos verticales del marco externo del PSFG se vinculan en su parte inferior a la base mediante otros resortes rotacionales con rigidez k_{r2}, estando el resto de sus grados de libertad en estos nodos restringidos.

Como el modelo planteado hace uso de los elementos discretos tipo COMBIN 40, ver manual de referencia de ANSYS, para simular el efecto de la fricción sobre los bloques, en este capítulo se describen las características de los mismos, así como también la calibración de sus parámetros de forma de poder reproducir numéricamente la respuesta experimental del PSFG.

Paralelamente, también se expone la obtención de las constantes de los resortes rotacionales para simular la flexibilidad en las uniones realizadas en el prototipo.

Finalmente, se comparan los resultados medidos experimentalmente con los obtenidos del modelo simplificado, obteniéndose una buena aproximación.

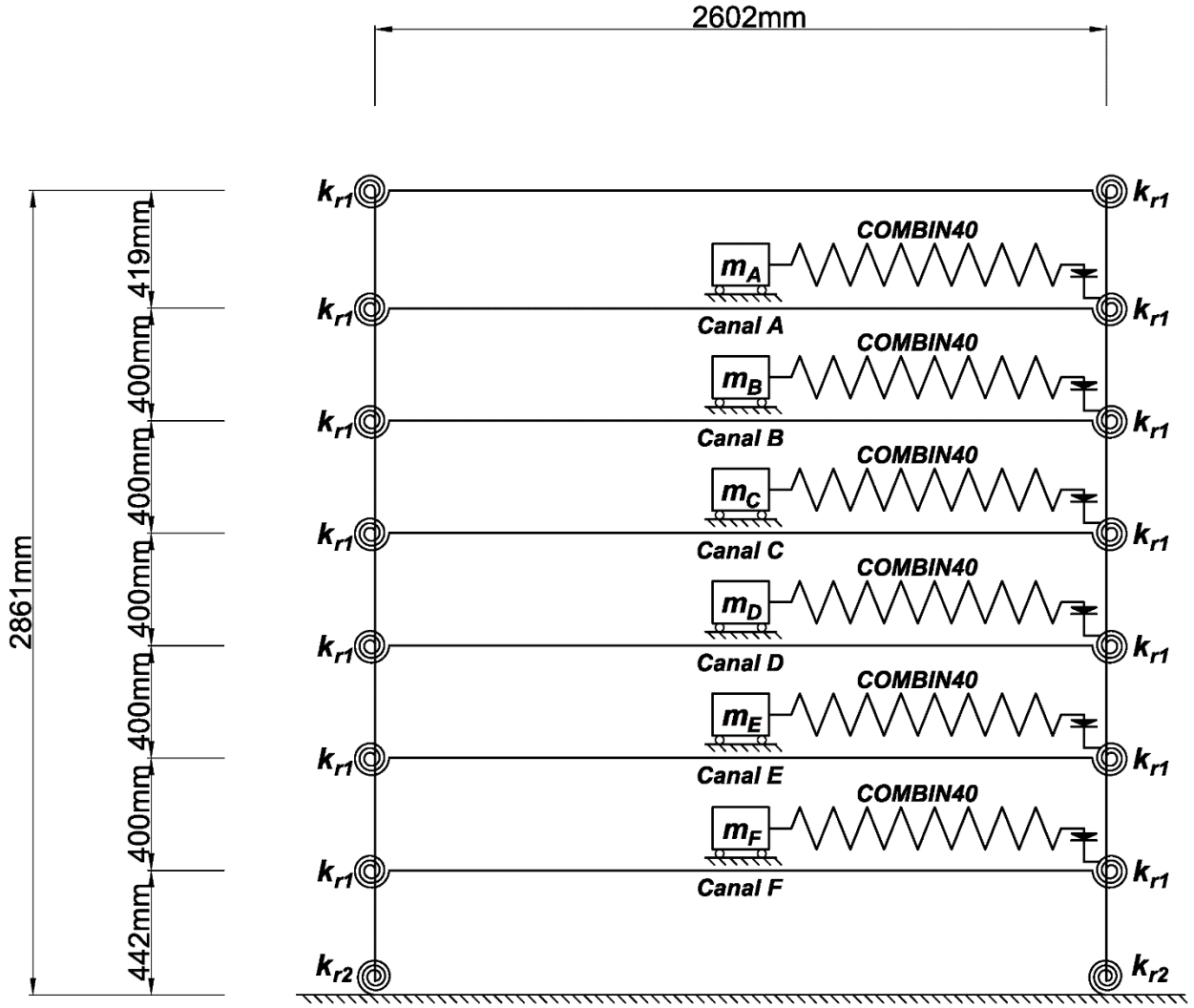


Figura VIII.1 – Esquema general de modelo simplificado propuesto para prototipo ensayado de PSFG.

VIII.2 HIPÓTESIS SIMPLIFICATIVAS

Al tratarse de un modelo simplificado del panel real, existen ciertas limitaciones a su aplicabilidad. En el caso del modelo propuesto, las hipótesis simplificativas que se hicieron se enuncian a continuación.

• Se desprecian las deformaciones verticales de los canales intermedios, suponiendo que el deslizamiento se da sobre un plano completamente horizontal.

• Se supone que los bloques se encuentran lo suficientemente separados entre sí y de los elementos verticales del marco externo, de tal manera que no hay posibilidad de que colisionen entre sí o con dicho marco. De acuerdo a las observaciones experimentales, realizadas en el apartado IV.6.b, esta distancia se fijó en aproximadamente 200mm, asumiendo que la interfaz de deslizamiento es homogénea. Obsérvese que, en el caso del prototipo ensayado, esta condición fue cumplida tal como se muestra en la Figura VII.1.

• Como se dijo anteriormente, se concentra la masa de los bloques de un canal en una única masa que será igual a la suma de todas las masas que apoyan sobre dicho canal.

• Como el modelo está compuesto por elementos de viga, se asumen también las hipótesis de comportamiento válidas para este tipo de elementos.

VIII.3 CALIBRACIÓN DE RESORTES ROTACIONALES

Para calibrar el modelo simplificado se adoptó un enfoque escalonado. En primer lugar, se intentó fijar los valores de las constantes de los resortes rotacionales, para luego avanzar con los parámetros de los elementos discretos que vinculan la masa apoyada sobre cada canal con los nodos del panel.

VIII.3.a Constante de rigidez k_{r1}

Las constantes de rigidez rotacionales entre elementos verticales y canales intermedios fueron calibradas en base a modelos numéricos y a los ensayos de vibración libre realizados sobre el canal F descriptos en el apartado VII.3.c.

Para empezar con la calibración, se elaboró un modelo simplificado del canal F en ANSYS. El mismo consiste en tres elementos de vigas: uno horizontal que representa al canal F propiamente dicho, y dos verticales que representan a los elementos verticales del panel, ver Figura VIII.2. Las secciones usadas en la totalidad de estos elementos corresponden a perfiles de aluminio tipo U1870, cuyas dimensiones se especificaron en la Figura IV.2. Las propiedades mecánicas adoptadas para el material aluminio se sintetizan en la Tabla VIII.1.

Asimismo, la longitud total adoptada para los elementos verticales fue de 400mm, idéntica a la separación entre canales en el prototipo del panel. De esta forma, los elementos verticales del modelo se extienden 200mm por encima y 200mm por debajo del canal propiamente dicho. Los cuatro nodos extremos de los elementos verticales fueron empotrados, mientras que la conexión entre el canal horizontal y los elementos verticales fue realizada mediante un elemento tipo junta de revolución (sólo permite la rotación según su eje local Z) con una determinada rigidez rotacional dada por el valor k_{r1}.

Tabla VIII.1 – Propiedades mecánicas del material aluminio utilizado en la calibración de modelos de PSFG.

Propiedad	Aluminio
Peso Unitario γ [kN/m^3]	27
Módulo de Elasticidad E [MPa]	69600
Módulo de Poisson μ_P [-]	0.33
Módulo de Elasticidad Transversal G [MPa]	26165

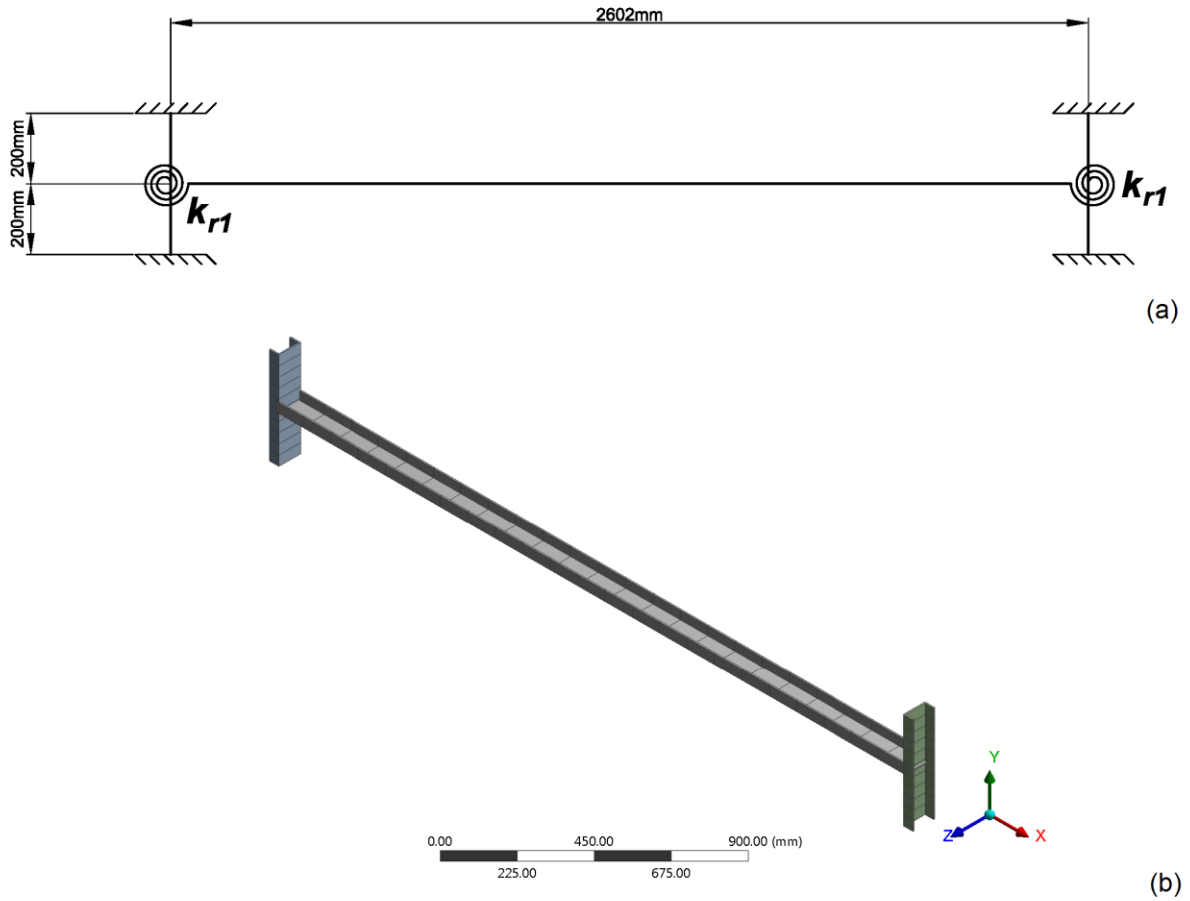


Figura VIII.2 – (a) Esquema estático propuesto para calibrar valor de k_{r1};
(b) Perspectiva de modelo de ANSYS usado para la calibración.

Sobre este modelo se llevaron a cabo dos análisis modales de características diferentes: uno sin la masa de los bloques y el otro, con la masa total de los bloques (32.26kg en el caso del canal F) concentrada en el centro de la luz del canal. Se fue variando la rigidez rotacional k_{r1} de las juntas entre elementos verticales y canal hasta lograr que las frecuencias del modo flexional del canal en la dirección vertical se asemejaran a los valores de 15.28 Hz para el caso sin bloques y 5.67 Hz para el caso con bloques (valores obtenidos de los ensayos de vibraciones libres sobre el canal F descriptos en la sección VII.3.c). Los resultados de esta calibración se sintetizan en la Tabla VIII.2.

Tabla VIII.2 – Resultados de calibración de rigidez rotacional k_{r1}.

k_{r1} [N.mm/°]	Frecuencia Vertical [Hz]	Modelo
24000	15.30	Sin masa de bloques
145000	5.68	Con masa de bloques
62500	16.82	Sin masa de bloques
62500	5.11	Con masa de bloques

De estos resultados se observa que el valor que ajusta apropiadamente la frecuencia para el modelo del canal sin masas adicionales fue de 24000 N.mm/°. En cambio, la rigidez rotacional que hace lo propio para el modelo con las masas de los bloques fue de 145000 N.mm/°. Como existía una gran diferencia entre ambos valores, se decidió adoptar una solución intermedia. Por ello finalmente se adoptó el valor $k_{r1} = 62500\ N.mm/°$, ya que con este se logró que los errores en las frecuencias sin y con bloques estuvieran en alrededor del 10% para ambos casos. En la Figura VIII.3 se observan tanto las frecuencias como las formas modales de flexión vertical obtenidas con el valor de k_{r1} adoptado tanto para el caso del modelo sin la masa de los bloques como para el modelo con la masa de los bloques concentrada en el centro.

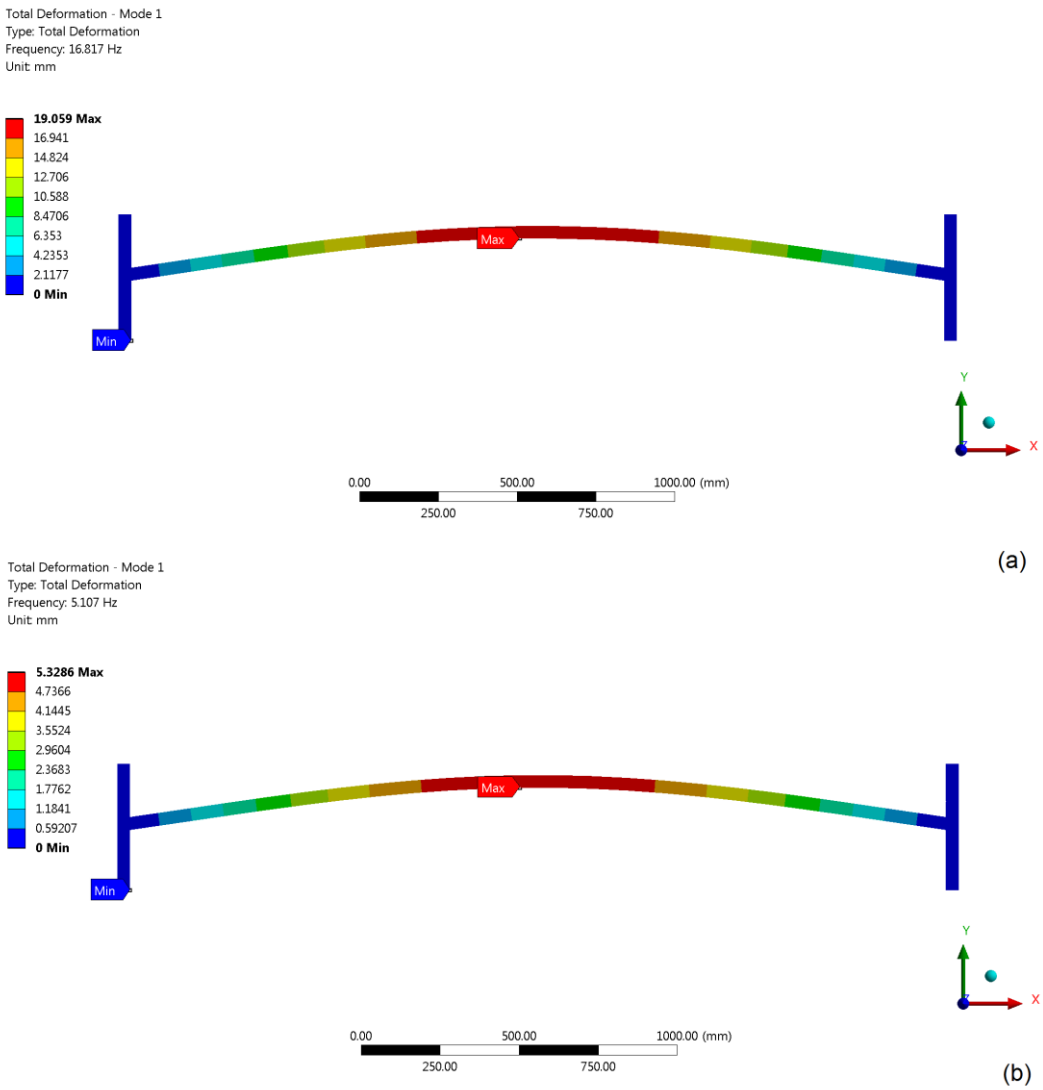


Figura VIII.3 – Forma de modo fundamental en dirección vertical para modelos de calibración de rigidez k_{r1} (a) sin masas de bloque; (b) con masas de bloques concentradas en el centro.

VIII.3.b Constante de rigidez k_{r2}

Fijado el valor de la constante de rigidez rotacional k_{r1}, se prosiguió a calibrar el valor de la constante del resorte rotacional que vincula los elementos verticales con la base k_{r2} (ver Figura VIII.1).

El procedimiento para lograr este objetivo fue similar al expuesto en el apartado anterior. Por un lado, se consideraron los resultados de los ensayos de vibración libre realizados sobre el prototipo del panel con y sin bloques, los resultados de los mismos se encuentran descriptos en las secciones VII.3.a y VII.3.b.

Posteriormente se modeló el prototipo completo de PSFG en ANSYS. Este modelo fue realizado con elementos de vigas. Las uniones entre los elementos verticales y los canales fueron definidas como juntas de revolución con la constante de rigidez rotacional k_{r1} fijada en VIII.3.a. Lo mismo vale también para las uniones entre los elementos verticales y el elemento horizontal superior del marco. En los nodos inferiores de los elementos verticales se colocó una junta de revolución entre ese cuerpo y el terreno. Estas juntas se caracterizan mediante una constante de rigidez rotacional k_{r2}. Las propiedades mecánicas del material aluminio son idénticas a las especificadas anteriormente en la Tabla VIII.1. Una perspectiva general de este modelo se puede apreciar en la Figura VIII.4.

Tal como se hizo en el caso anterior, aquí también se realizaron dos análisis modales diferentes: uno sin masa de los bloques y otro con una masa concentrada en el centro de la luz de cada canal horizontal. Cada uno de los valores de estas masas surge de sumar las masas individuales de cada bloque especificadas en las diferentes filas de la Tabla VII.1, alcanzando una masa total de 193.87kg en todo el panel. La Tabla VIII.3 exhibe los resultados obtenidos de la calibración.

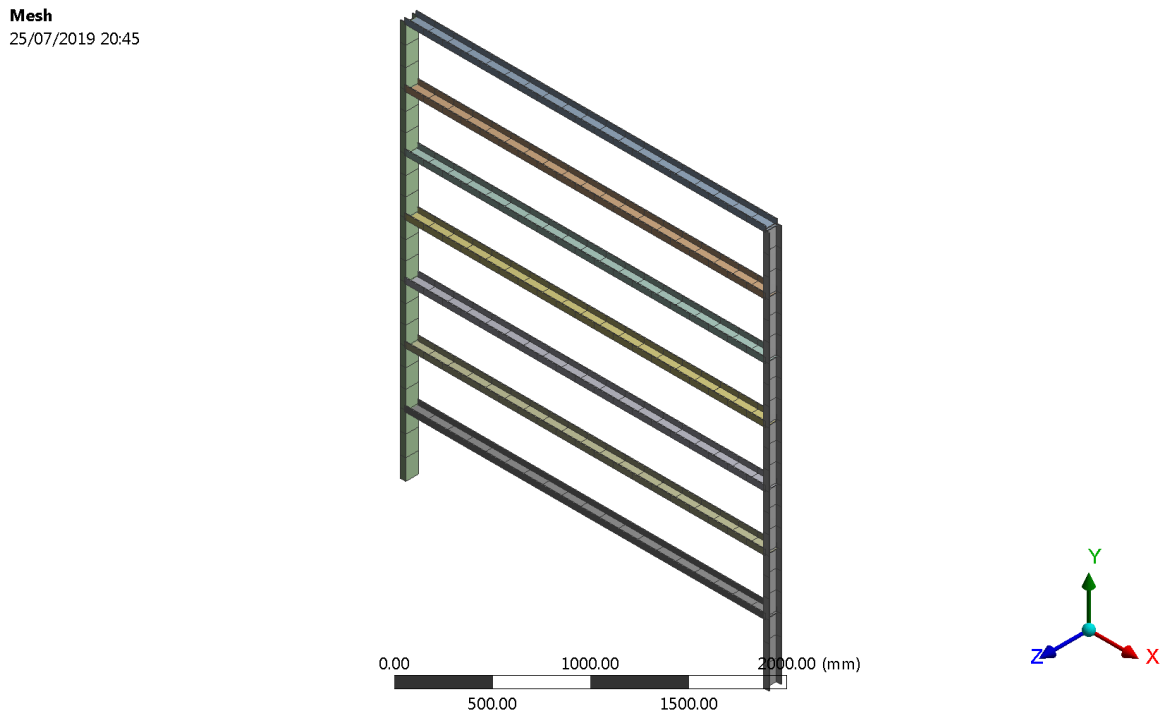


Figura VIII.4 – Modelo de ANSYS usado para calibrar rigidez rotacional k_{r2}.

Tabla VIII.3 – Resultados de calibración de rigidez rotacional k_{r2}.

k_{r2} [N.mm/°]	Frecuencia Traslacional en plano [Hz]	Modelo
Infinita (Empotrado)	3.58	Sin masa de bloques
Infinita (Empotrado)	1.80	Con masa de bloques
140000	2.87	Sin masa de bloques
140000	1.41	Con masa de bloques

De acuerdo a lo expuesto en los apartados correspondientes a los ensayos de vibraciones libres, las frecuencias objetivos fueron de 3.59Hz para el modelo sin bloques y 1.46Hz para el modelo con bloques. De la Tabla VIII.3 se observa que cuando el vínculo entre los elementos verticales y el terreno es muy rígido (empotramiento en la base), se logra reproducir casi de manera perfecta la frecuencia del panel sin los bloques. Por el contrario, cuando la rigidez del resorte rotacional tiene un valor finito de 140000 N.mm/° se logra una muy buena aproximación de la frecuencia del prototipo con los bloques colocados. Debido a que se requería modelar el comportamiento del panel con los bloques deslizando, se decidió finalmente adoptar el valor $k_{r2} = 140000\ N.mm/°$ para la constante de este resorte rotacional. La Figura VIII.5 sirve para ilustrar la forma modal de interés para reproducir el comportamiento del panel en los ensayos dinámicos.

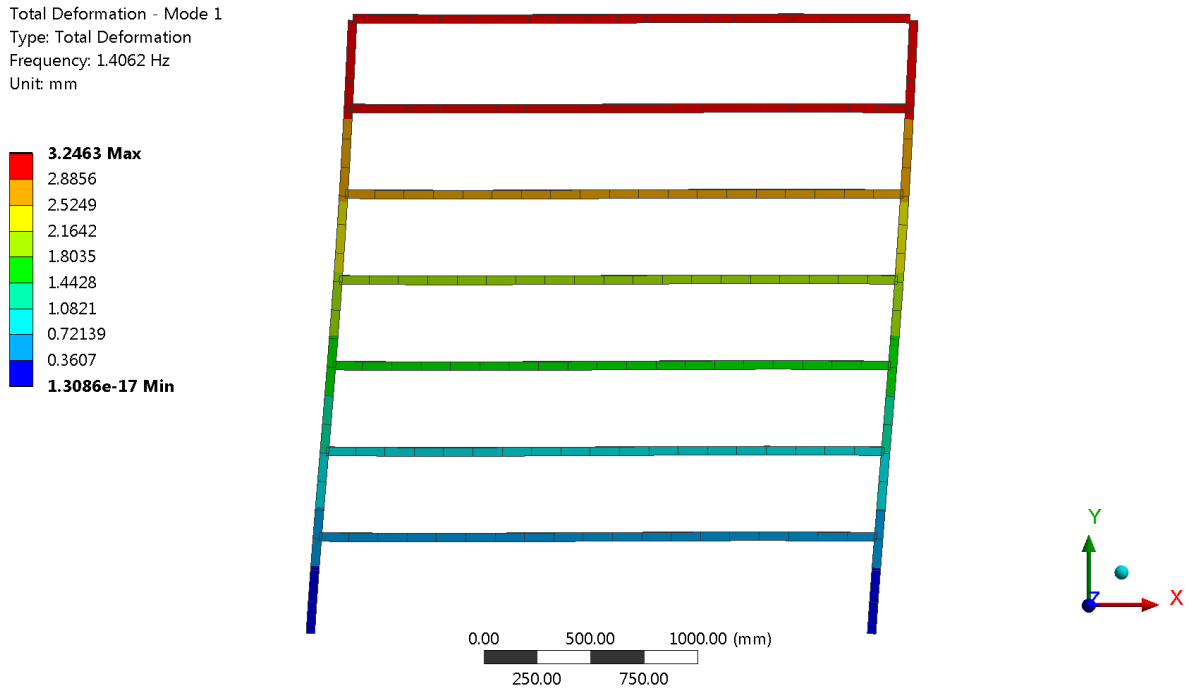


Figura VIII.5 – Forma modal traslacional según eje global X para modelo de ANSYS con masas de bloques.

VIII.4 ELEMENTOS DISCRETOS COMBIN40

En la Figura VIII.1 se observa que los elementos discretos que unen las masas del modelo a los nodos del panel se denominan COMBIN40. Este tipo de elemento es un denominado "elemento de combinación" que se puede utilizar en ANSYS. Consiste en una combinación de un sistema resorte – deslizador y un amortiguador en paralelo, con un elemento del tipo *gap* en serie. Es posible asociar una masa a uno o a los dos elementos nodales (*I* y *J*). El elemento COMBIN40 tiene un grado de libertad en cada nodo. En el caso que se describe en esta tesis dicho grado de libertad es una traslación nodal. De acuerdo a las necesidades del problema, es posible remover del sistema la masa, los resortes, el amortiguador o el elemento *gap*. La Figura VIII.6 muestra el esquema correspondiente a un elemento COMBIN40.

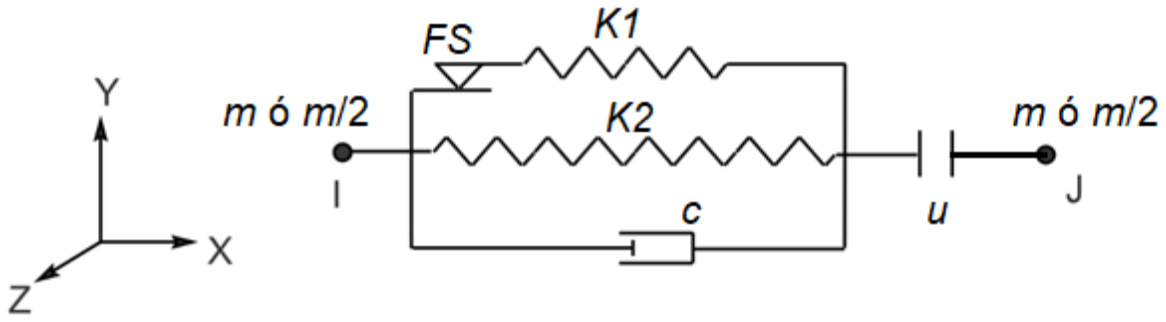


Figura VIII.6 – Características de elemento tipo COMBIN40 (Manual de usuario de ANSYS, 2010).

El elemento COMBIN40 es definido por dos nodos (*I* y *J*), dos constantes de rigidez de resorte (*K1* y *K2*), un coeficiente de amortiguamiento viscoso *c*, una masa *m*, el tamaño del *gap u* y una fuerza limitante de deslizamiento *FS*.

Cuando se asignan valores nulos a las constantes de rigidez, de amortiguamiento y al valor *u* del *gap*, se remueven estos componentes del elemento. En caso de existir masa, la misma puede estar aplicada totalmente en el nodo *I* o en el *J*, o distribuida de manera equitativa entre ambos nodos.

La fuerza de deslizamiento *FS* representa el valor absoluto de fuerza que debe ser excedido en el resorte para que se produzca el deslizamiento. Si este parámetro se fija en 0, se remueve la propiedad de deslizamiento del elemento y se asume una conexión rígida.

Además, se añade además característica de separación, de manera que permita que la rigidez del elemento *K1* se haga nula una vez que se alcanza la fuerza de deslizamiento *FS*. Dicha característica es aplicable tanto a separación por tracción como aplastamiento por compresión.

Al elemento *gap* se le puede asignar una propiedad de cierre. Esta característica hace que una vez que el valor de *u* se hace nulo en un análisis, el *gap* no puede volver a abrirse.

En el caso que se analiza en esta tesis, el valor *u* correspondiente al *gap* es nulo, ya que no se utilizará esta característica del elemento. Además, los valores de la constante de rigidez *K2* y el amortiguamiento *c* también son 0. Por ello, la relación fuerza – desplazamiento resultante del elemento será la de un sistema resorte – deslizador con capacidad de tracción y compresión, ver Figura

VIII.7 (a). Cuando el desplazamiento en el elemento es tal que la fuerza en el resorte (*F1*) alcanza el valor de *FS*, el elemento desliza y la componente *F1* de la fuerza en el resorte permanece constante. En el caso que se ingresara como entrada un valor de *FS* negativo, la rigidez *K1* pasaría a ser nula y el elemento se mueve sin una fuerza de resorte *F1* que lo resista. Este comportamiento se ilustra en la Figura VIII.7 (b).

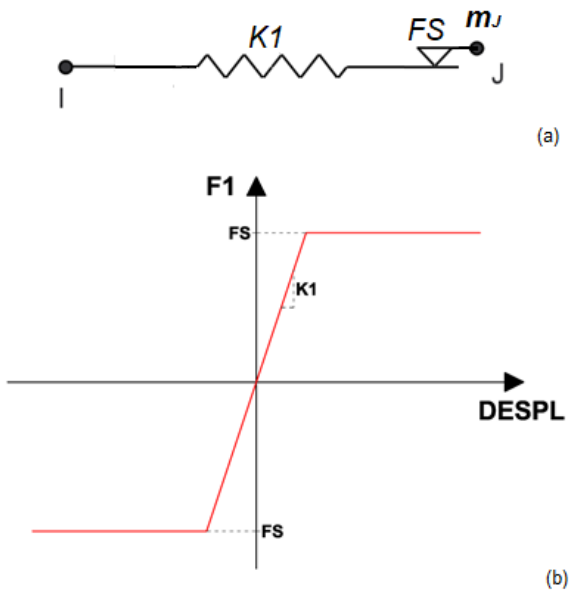


Figura VIII.7 – Comportamiento de elemento COMBIN40 para u=c=*K2*=0, sistema deslizador – resorte.

En el caso del PSFG, es evidente que este elemento tendrá que tener como entrada una fuerza de deslizamiento *FS* distinto de 0, esto provoca que el comportamiento del elemento pase a ser no lineal y no conservativo. Los elementos no conservativos requieren que la carga sea aplicada de manera muy gradual y en la secuencia apropiada.

Es importante notar que a medida que se incrementa la rigidez del elemento, se dificulta la convergencia en el modelo. Esto se tratará en la calibración de los parámetros de este elemento.

VIII.4.a Calibración de rigidez *K1*

La calibración de la rigidez *K1* del elemento COMBIN40 a utilizar en el modelo simplificado de PSFG fue realizada en base a modelos computacionales elaborados para intentar reproducir las mediciones de algunos de los ensayos de canal simple descriptos en el Capítulo IV.

Los modelos básicamente consisten en dos cuerpos rígidos que se encuentran unidos por un elemento COMBIN40. Por un lado, se tiene una placa con igual masa que el canal de aluminio y, por el otro, se tiene un bloque prismático de igual masa que el bloque de plomo utilizado en el ensayo (5.16kg). En la Figura VIII.8 se puede observar un esquema del modelo, en el mismo el elemento COMBIN40 aparece representado como un resorte que une a los dos cuerpos en cuestión. La placa está vinculada a la base por medio de una junta traslacional que sólo le permite desplazamientos según el eje global Z indicado en la Figura VIII.8.

La excitación en estos modelos fue aplicada en la placa como historia de desplazamientos remotos según el eje global Z, las cuales se obtuvieron integrando dos veces los registros de aceleración de la mesa vibratoria. De esta manera, se hizo variar el valor de la rigidez *K1* hasta lograr que la respuesta del bloque se asemeje lo más posible a las respuestas discutidas en el apartado IV.6.c.(iii).

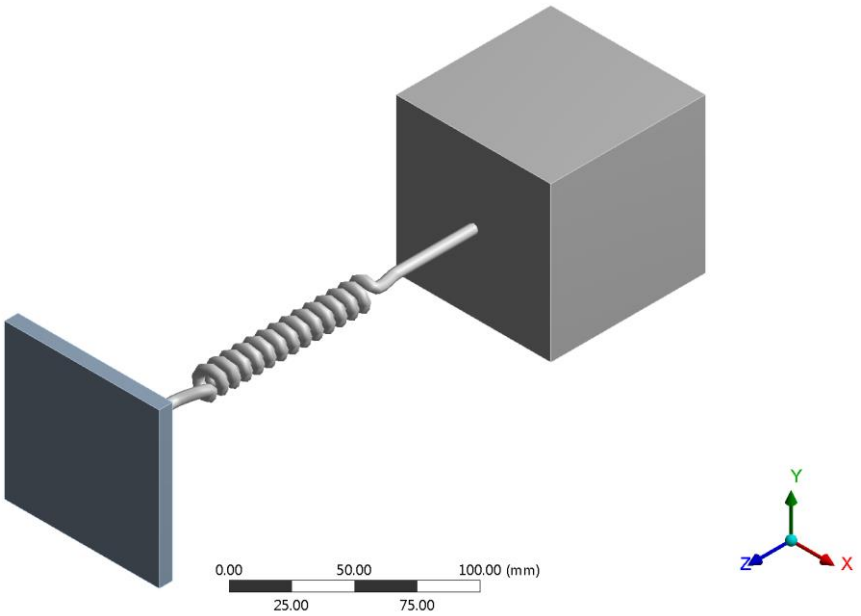


Figura VIII.8 – Modelo de cuerpos rígidos en ANSYS para calibración de parámetro *K1* de elemento COMBIN40.

Considerando un coeficiente de rozamiento μ constante e igual a 0.10, lo cual dio una muy buena aproximación para los ensayos de canal simple según lo expuesto en V.2.b, la fuerza de deslizamiento *FS* del elemento COMBIN40 se calcula de la siguiente manera:

$$FS = \mu \cdot g \cdot m \tag{VIII.1}$$

$$FS = 0.10 \cdot 9.81 m/s^2 \cdot 5.16 kg$$

$$FS = 5.06 N$$

Una vez fijado el valor de la fuerza de deslizamiento del bloque, corresponde evaluar el valor adecuado para la rigidez *K1*. Con este objetivo se evaluaron cuatro órdenes de magnitud diferentes para este parámetro del elemento COMBIN40.

En la Figura VIII.9 a la Figura VIII.11 se comparan las aceleraciones absolutas del bloque en tres ensayos (uno con registro armónico, otro con el sismo de Mendoza y, por último, con el sismo de Kobe) con los resultados obtenidos de los modelos recién descriptos variando *K1*. Para obtener estos resultados se utilizó un paso de integración de 0.002s.

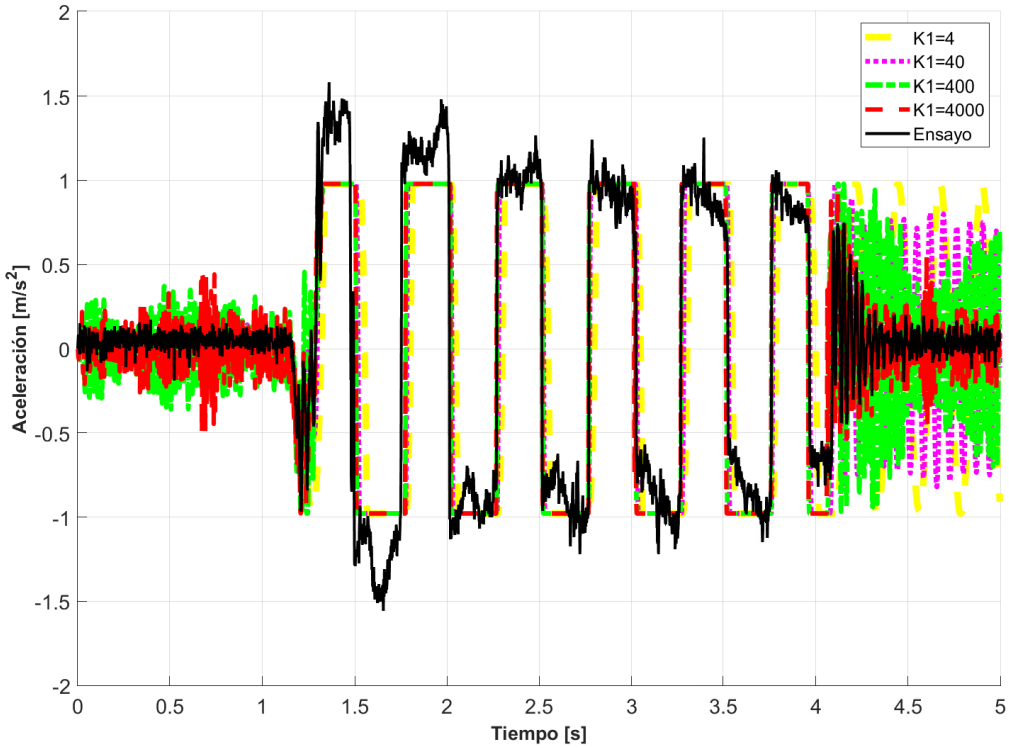


Figura VIII.9 – Aceleración absoluta de bloque en ensayo comparada con resultados de modelos con distintos órdenes de magnitud de *K1*, registro armónico.

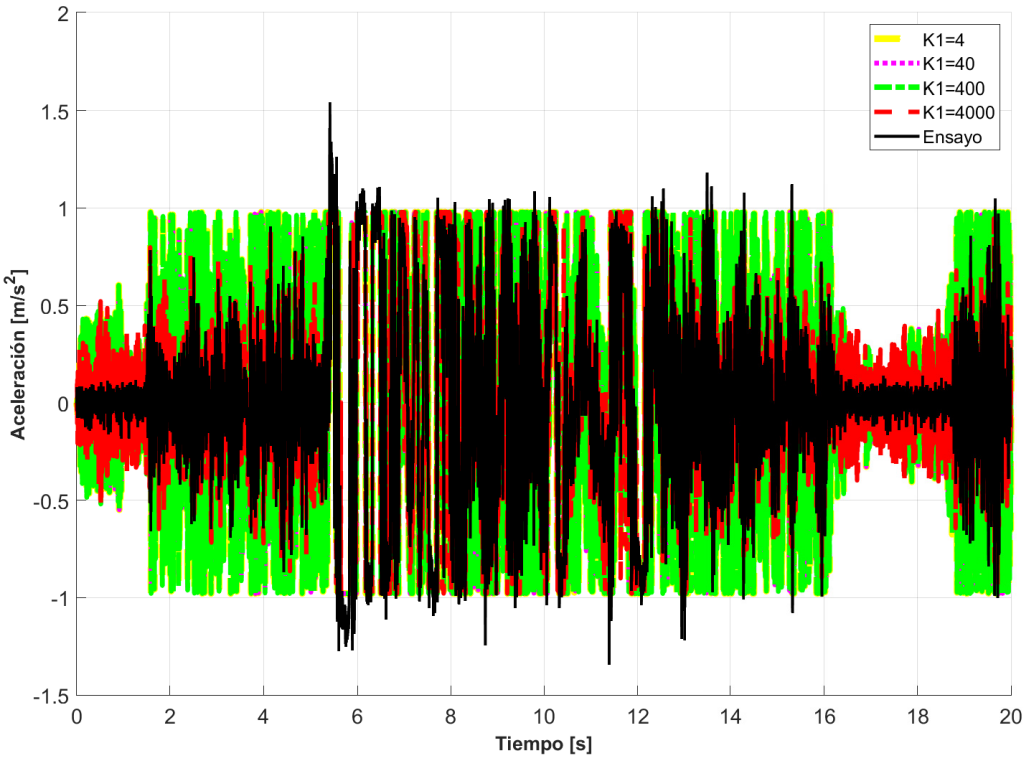


Figura VIII.10 – Aceleración absoluta de bloque en ensayo comparada con resultados de modelos con distintos órdenes de magnitud de *K1*, registro Mendoza.

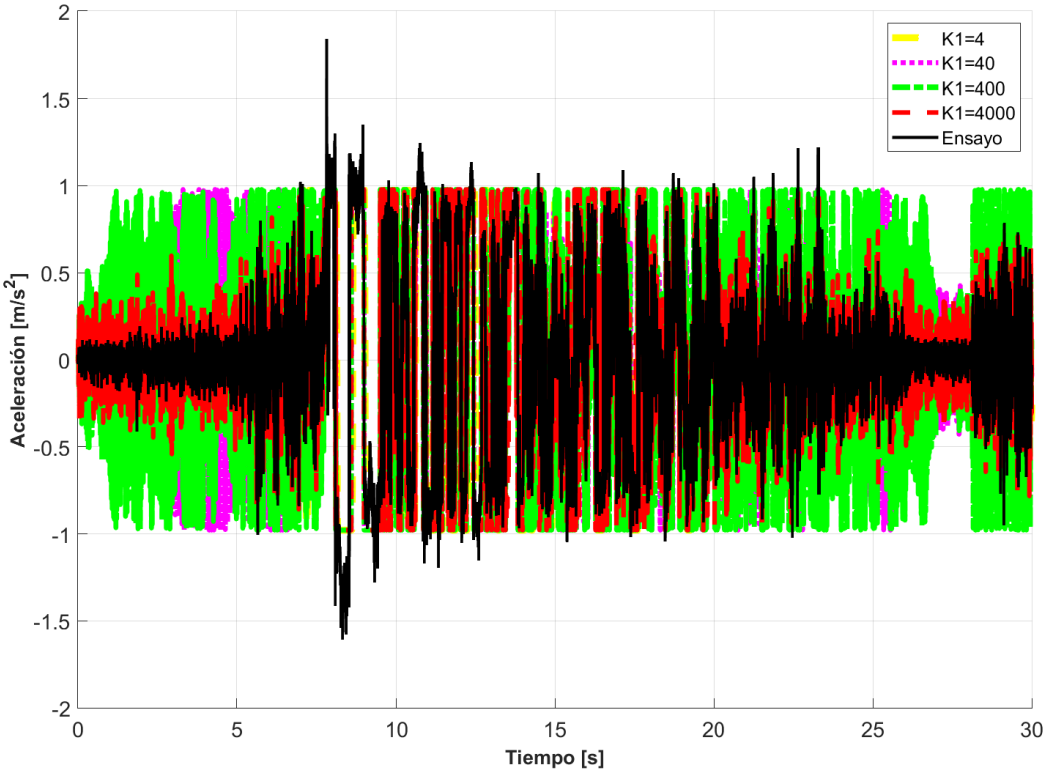


Figura VIII.11 – Aceleración absoluta de bloque en ensayo comparada con resultados de modelos con distintos órdenes de magnitud de *K1*, registro Kobe.

De las figuras previas puede recalcarse que a medida que el orden de magnitud de la rigidez *K1* crece, las curvas de respuesta parecen modelar de forma más exacta la respuesta real del bloque con fases *stick* y *slip*. Claramente se puede apreciar que los valores de rigidez 4, 40 y 400 tienen problemas para reproducir las fases donde el bloque se encuentra unido al canal. Adicionalmente, se debe mencionar que en este análisis no se incluyeron respuestas con valores de *K1* superiores a 4000, ya que pudo verificarse que para estos casos la convergencia de los modelos se dificultaba considerablemente. De esta manera, puede concluirse que el valor que mejor aproxima la respuesta real del bloque es el que se corresponde con un orden de magnitud de 10^3 para *K1*.

Para verificar esto, se procedió a realizar una comparación entre los desplazamientos residuales del bloque medidos una vez finalizados los ensayos con los valores resultantes de los modelos numéricos. Los resultados de esta comparación se plasman en la Tabla VIII.4, donde efectivamente se puede comprobar que un valor de rigidez de 4000N/mm es el que mejor aproxima las mediciones experimentales.

El último análisis realizado corresponde a los desplazamientos relativos máximos del bloque, ver Tabla VIII.5. En este caso no se cuenta con mediciones experimentales para comparar, sin embargo, puede observarse que para valores de rigidez bajos los desplazamientos máximos tienden a crecer, esto se hace evidente sobre todo para los registros sísmicos de Mendoza y Kobe. Este fenómeno puede adjudicarse a la incapacidad de los modelos con rigidez baja de reproducir el movimiento *stick-slip*, tendiendo a hacer que el bloque deslice en algunos instantes en los que debería estar pegado a la base.

Tabla VIII.4 – Comparación entre valores de desplazamientos residuales del bloque para calibración de *K1*.

***K1* [N/mm]**	**Despl. Residual [mm]**		
	Armónico	**Mendoza**	**Kobe**
4000	22	11	92
400	23	10	92
40	24	11	108
4	14	15	114
Ensayo	23	8	78

Tabla VIII.5 – Comparación entre desplazamientos relativos máximos del bloque para calibración de *K1*.

***K1* [N/mm]**	**Despl. Máximo [mm]**		
	Armónico	**Mendoza**	**Kobe**
4000	30	31	177
400	30	31	178
40	30	31	192
4	19	35	187

De acuerdo a los análisis expuestos, resulta conveniente adoptar un valor de rigidez *K1* elevado, en el orden de 10^3, para que el elemento COMBIN40 pueda llegar a reproducir de forma adecuada ambas fases del movimiento del bloque. Por ello, finalmente se decidió adoptar para *K1* el valor de 4000N/mm.

VIII.5 DESCRIPCIÓN DE MODELO SIMPLIFICADO IMPLEMENTADO EN ANSYS

Habiendo ya calibrado todas las constantes necesarias, se procedió a completar el modelo simplificado del prototipo de PSFG. El mismo se ilustra en la Figura VIII.12. Las masas totales en cada canal (m_A, m_B, m_C, m_D, m_E y m_F) se calcularon como la suma de la masa de los bloques que apoyan sobre cada uno. Estas masas puntuales se vinculan al marco metálico del PSFG únicamente mediante los elementos COMBIN40. Además, como condición de borde sobre cada una de las mismas se especificaron desplazamientos y giros remotos nulos según todos los ejes, con excepción de los desplazamientos según el eje global X (dirección de deslizamiento de los bloques) que permanecieron liberados.

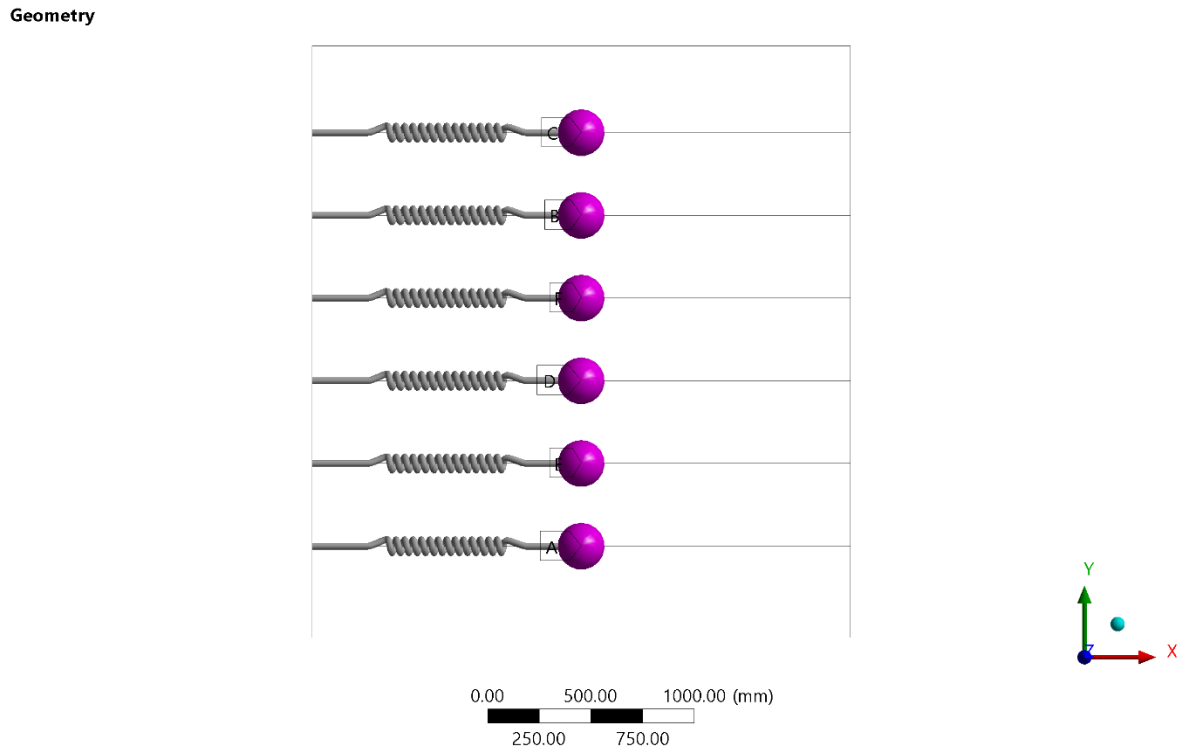


Figura VIII.12 – Modelo Simplificado en ANSYS de prototipo de PSFG.

VIII.5.a Fuerza de deslizamiento *FS*

Con respecto a las fuerzas de deslizamiento para cada elemento COMBIN40, las mismas fueron calculadas mediante expresiones análogas a la ecuación (VIII.1). En ese sentido, sea un canal genérico J sobre el que apoyan un número n de bloques (ver Figura VIII.13). Sobre cada bloque i actúa una fuerza de fricción F_{fi}, cuya reacción acciona directamente sobre el canal.

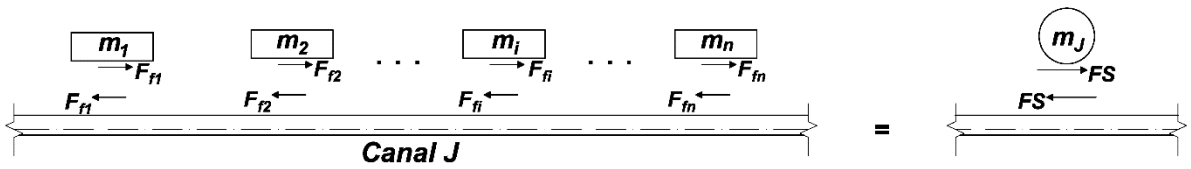


Figura VIII.13 – Determinación de fuerza de deslizamiento *FS* sobre cada elemento COMBIN40.

Para el caso del modelo simplificado propuesto en el que se considera una única masa m_J en todo el canal, la fuerza *FS* será la resultante de todas las fuerzas de fricción actuando sobre el canal. De esta manera, llamando $\mathcal{W}_i$ al peso del bloque i se tiene que:

$$FS = \sum_{i=1}^{n} F_{fi} = \sum_{i=1}^{n} \mu_i \cdot \mathcal{W}_i$$

$$FS = \sum_{i=1}^{n} \mu_i \cdot m_i \cdot g \qquad \text{(VIII.2)}$$

La aceleración de la gravedad g es una constante. Además, si se supone que el coeficiente de rozamiento entre todos los bloques y el canal J es invariable e igual a μ, la expresión para *FS* puede simplificarse resultando:

$$FS = \mu \cdot g \cdot \sum_{i=1}^{n} m_i$$

Pero se conoce que $m_J = \sum_{i=1}^{n} m_i$, por lo que:

$$FS = \mu \cdot g \cdot m_J \qquad \text{(VIII.3)}$$

En la Tabla VIII.6 se sintetizan los valores de *FS* calculados con (VIII.3) para cada elemento COMBIN40 considerando un coeficiente de fricción constante e igual 0.20, valor típico de acuerdo a los ensayos sobre el prototipo de panel descriptos en el Capítulo VII. En cada caso se especifica también la masa total que apoya sobre cada canal. El valor de la rigidez *K1* fue fijado en 4000N/mm para todos los elementos discretos.

Tabla VIII.6 – Parámetros de masa de bloques y fuerzas de deslizamiento para modelo simplificado de prototipo de PSFG.

Canal	Masa total canal [kg]	*FS* [N]
A	32.16	63.10
B	32.88	64.51
C	31.83	62.45
D	32.22	63.22
E	32.52	63.80
F	32.26	63.29

VIII.5.b Análisis modal

En primera instancia, para verificar que las frecuencias del panel fueran próximas a las medidas en los ensayos de vibraciones libres, se realizó un análisis modal del modelo simplificado sin considerar amortiguamiento. En la Tabla VIII.7 se detallan las frecuencias propias correspondientes a los tres primeros modos de vibración del panel dentro de su plano.

Tabla VIII.7 – Primeras tres frecuencias modales en plano del panel, modelo simplificado de prototipo de PSFG.

Modo	Frecuencia [Hz]
1	1.40
2	6.12
3	14.99

Las formas modales correspondientes a las frecuencias enunciadas en la Tabla VIII.7 se grafican en la Figura VIII.14 a la Figura VIII.16. En las mismas no pueden apreciarse las masas correspondientes a cada canal por una cuestión gráfica del programa. Sin embargo, las mismas fueron consideradas en el análisis, tal como se muestra en la Figura VIII.12. Los elementos discretos COMBIN40 fueron representados mediante resortes.

En base a los resultados obtenidos, puede decirse que el modelo simplificado logró obtener una buena aproximación (1.40Hz) de la frecuencia medida en los ensayos de vibraciones libres para el primer modo en el plano del panel con bloques (1.46Hz). Esto resulta de mucha importancia para que la respuesta dinámica del modelo pueda ser cotejada con la obtenida de los ensayos.

Por otro lado, es necesario mencionar que en los ensayos de vibraciones libres del panel no se determinaron las frecuencias de los modos superiores. No obstante, la forma de los dos modos superiores determinados mediante el modelo simplificado del panel coincide con lo que se normalmente puede esperarse para una estructura de estas características.

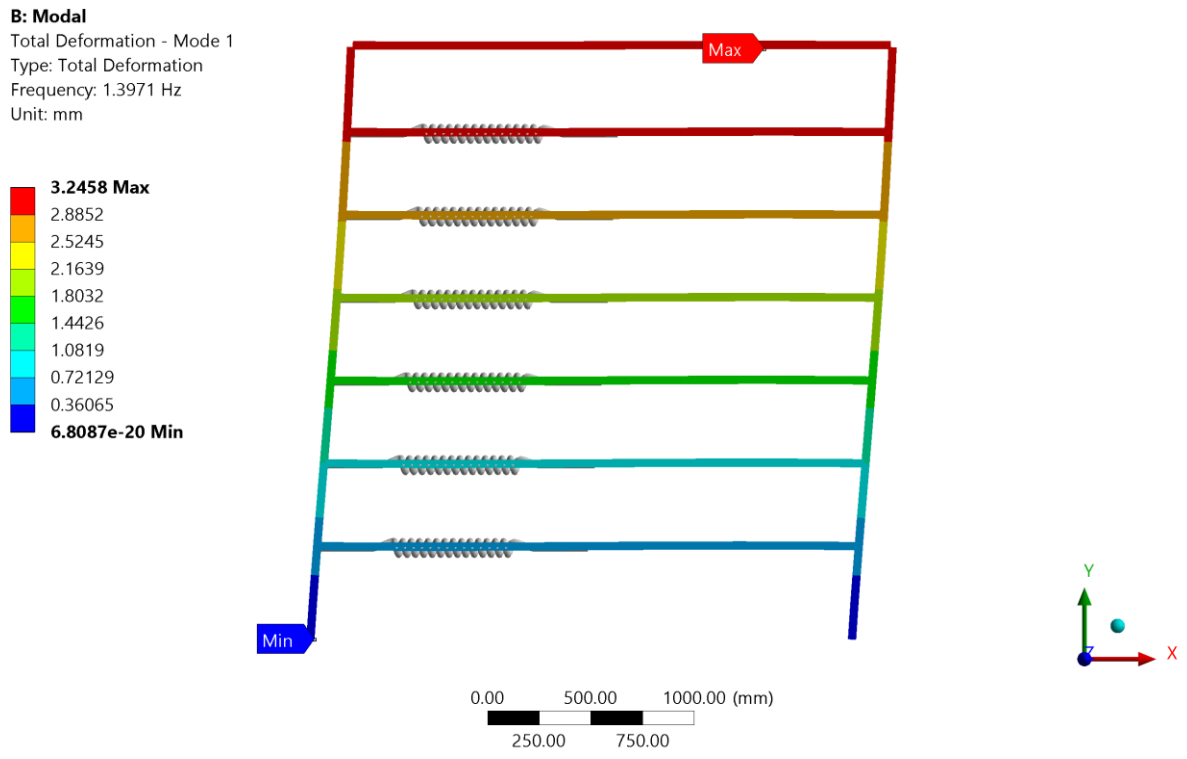


Figura VIII.14 – Forma modo fundamental en plano del panel, modelo simplificado prototipo PSFG.

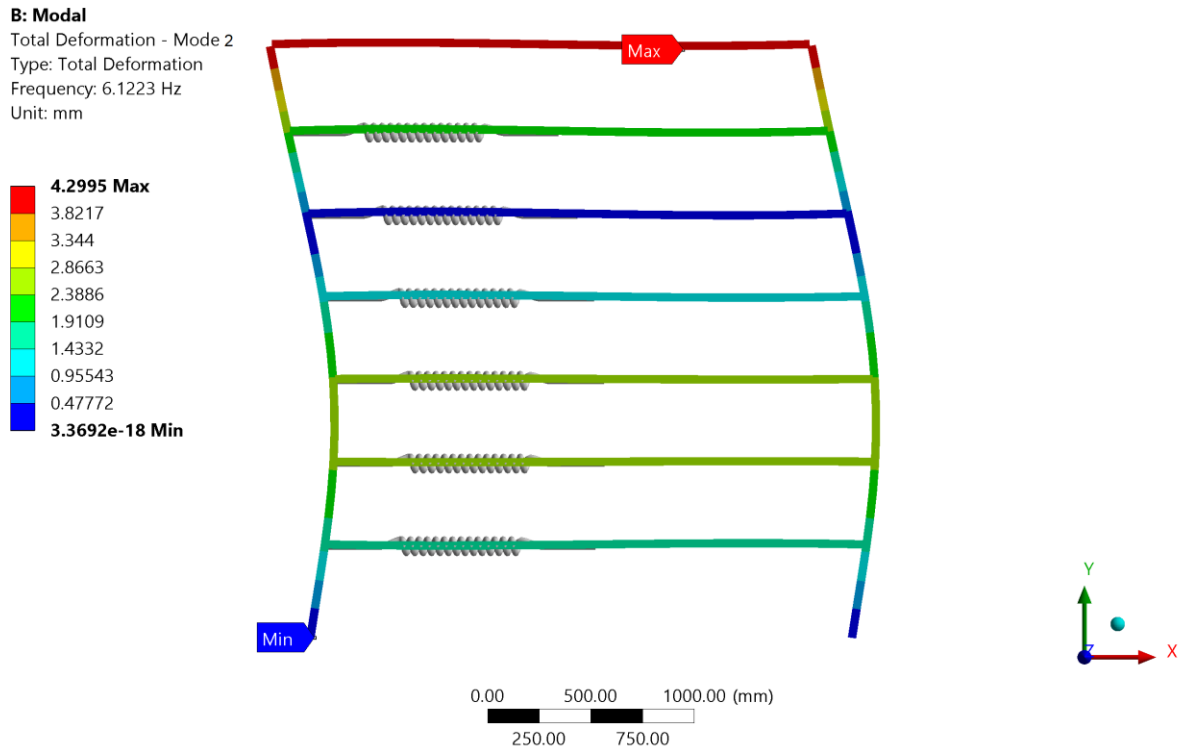


Figura VIII.15 – Forma modo 2 en plano del panel, modelo simplificado prototipo PSFG.

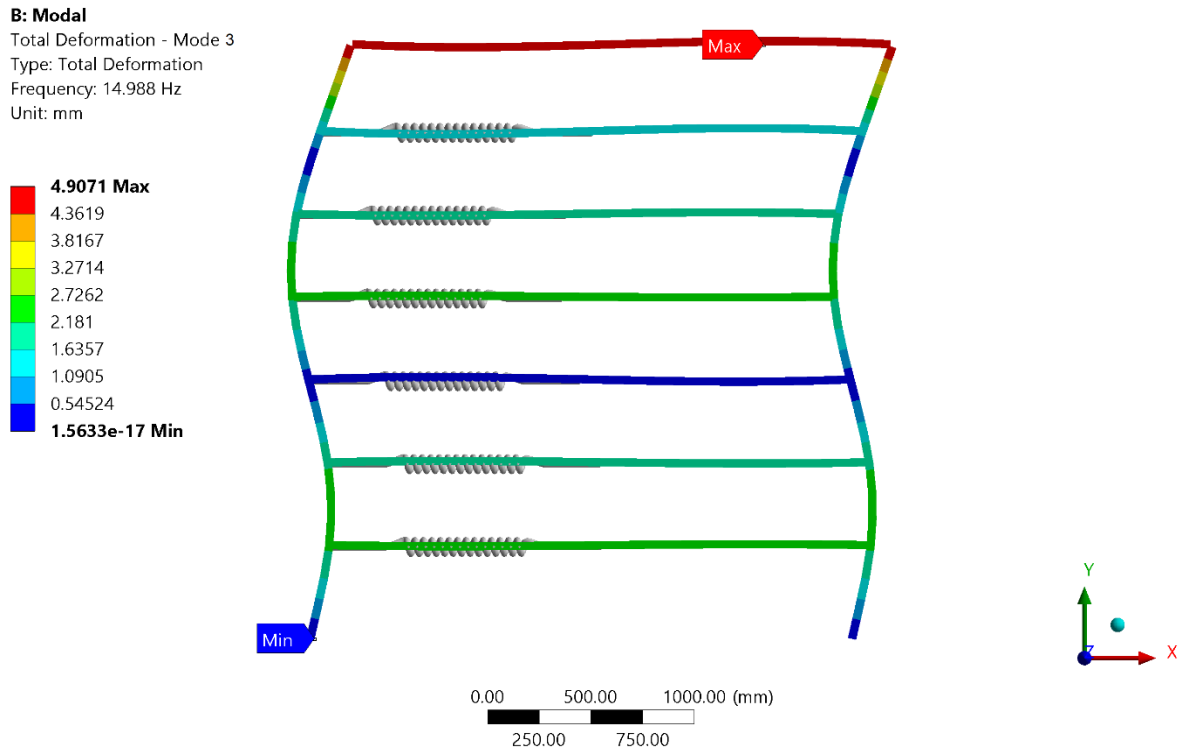


Figura VIII.16 – Forma modo 3 en plano del panel, modelo simplificado prototipo PSFG.

VIII.5.c Análisis dinámicos

En esta sección se discuten los resultados de las simulaciones numéricas llevadas a cabo sobre el modelo simplificado con el objetivo de aproximar el comportamiento experimental del prototipo de PSFG.

VIII.5.c.(i) Amortiguamiento

Para intentar reproducir los ensayos dinámicos del panel, es necesario primero definir el amortiguamiento del sistema. El mismo fue considerado mediante un coeficiente proporcional a la matriz de masa (a_0), ver Clough y Penzien (2003). De esta manera, se propuso una relación de amortiguamiento $\xi = 0.03$ (3%) para el primer modo de vibración en el plano. Nótese que este valor de amortiguamiento es comúnmente utilizado en estructuras metálicas. Asumiendo estas suposiciones, el coeficiente de amortiguamiento puede calcularse como:

$$a_0 = 2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \tag{VIII.4}$$

En esta última ecuación, ω_1 es la frecuencia angular del primer modo de vibración dentro del plano y se calcula en función de la frecuencia f_1 del mismo como sigue:

$$\omega_1 = 2 \cdot \pi \cdot f_1 \tag{VIII.5}$$

$$\omega_1 = 2 \cdot \pi \cdot 1.40\ Hz$$

$$\omega_1 = 8.80\ rad/s$$

Reemplazando este último valor en la ecuación (VIII.4) resulta:

$$a_0 = 2 \cdot 0.03 \cdot 8.80\ rad/s = 0.528\ rad/s$$

Este último valor fue ingresado al programa como el multiplicador de la matriz de masa para determinar la matriz de amortiguamiento.

VIII.5.c.(ii) Resumen de resultados

En los análisis dinámicos, los registros de aceleraciones medidos en la mesa vibratoria durante los ensayos fueron ingresados como excitación sobre el modelo simplificado del panel. Estas aceleraciones se cargaron como movimiento del terreno en la dirección del eje global X.

Los parámetros para las rigideces rotacionales en los nudos como los de los elementos discretos COMBIN40 fueron los que se especificaron a lo largo de este capítulo. El paso de integración adoptado fue de 0.002s, idéntico al intervalo de muestreo utilizado en los ensayos.

El parámetro seleccionado para comparar las mediciones experimentales con los resultados numéricos fue el desplazamiento absoluto del sistema mesa vibratoria – prototipo de PSFG a la altura del canal A (CM0 en la Figura VII.1). En la Tabla VIII.8 se detallan tanto los desplazamientos máximos (Max.) como los valores cuadráticos medios (RMS) resultantes de este análisis. En principio, puede observarse que los errores del modelo simplificado resultan pequeños en relación con los registros del ensayo. En particular, puede observarse que el error en la estimación del desplazamiento máximo fue de alrededor del 6% en promedio, mientras que en el caso del desplazamiento RMS el error resultó ligeramente superior al 8% en promedio. En general, puede concluirse que la aproximación de este parámetro lograda con el modelo simplificado fue muy buena. Esta conclusión se sustenta también en la comparación de las diferentes curvas de respuesta en el tiempo que se verán en apartados subsiguientes.

Tabla VIII.8 – Comparación entre desplazamientos absolutos del sistema mesa vibratoria – prototipo a la altura del canal A, Ensayo vs. Modelo Simplificado.

Registro	**Despl. Abs. Ensayos [mm]**		**Despl. Abs. Modelo Simplificado [mm]**		**Error Despl. Abs. [%]**	
	Max.	**RMS**	**Max.**	**RMS**	**Max.**	**RMS**
Armónico	138	29	130	29	-5.85	-0.29
Cape Mendocino	225	37	213	34	-5.31	-7.13
Chi Chi	244	56	227	53	-6.94	-5.33
Coyote Lake	186	20	174	19	-6.32	-6.92
Mendoza	65	17	62	13	-5.90	-21.19

Otro parámetro de interés es el desplazamiento relativo del panel a la altura del canal A. El mismo se calcula como la diferencia entre los desplazamientos absolutos del sistema mesa vibratoria – prototipo y el registro de desplazamientos de la mesa vibratoria, que se obtiene integrando dos veces los registros de aceleración obtenidos en CM1. La comparación entre los resultados experimentales y los del modelo se sintetiza en la Tabla VIII.9. En este caso los resultados numéricos resultaron menos precisos que los obtenidos para los desplazamientos absolutos, apreciándose un error de casi el 15% en promedio para los desplazamientos máximos. El error promedio crece a alrededor del 20% si se considera el valor cuadrático medio de los desplazamientos relativos de panel.

A pesar de los errores especificados en la Tabla VIII.9, se podrá apreciar en las próximas secciones que las historias de desplazamientos relativos del panel obtenidas numéricamente resultan aceptablemente similares a las experimentales. Los errores del modelo computacional se pueden adjudicar principalmente a la incapacidad de poder reproducir las vibraciones previas a los ensayos como consecuencia del movimiento vertical de acomodamiento de la mesa vibratoria. Este fenómeno provocaba que el prototipo ensayado no parta exactamente de una condición inicial de reposo. Dichas vibraciones pueden distinguirse claramente en los primeros instantes de las curvas correspondientes a los ensayos. En cambio, en las curvas de respuesta de los modelos numéricos no se las puede apreciar

debido a que la excitación sólo está representada por la componente según el eje global X de las aceleraciones de la mesa vibratoria, partiendo el panel de una condición inicial de reposo.

Tabla VIII.9 – Comparación entre desplazamientos relativos del panel a la altura del canal A, Ensayo vs. Modelo Simplificado.

Registro	Despl. Rel. Ensayos [mm]		Despl. Rel. Modelo Simplificado [mm]		Error Despl. Rel. [%]	
	Max.	RMS	Max.	RMS	Max.	RMS
Armónico	63	19	53	17	-16.72	-11.76
Cape Mendocino	62	13	53	10	-14.21	-24.39
Chi Chi	64	18	60	15	-7.21	-20.31
Coyote Lake	74	11	57	9	-23.56	-15.33
Mendoza	47	15	41	10	-12.23	-28.86

Para simplificar la exposición de los resultados se decidió mostrar aquí las respuestas del modelo simplificado correspondientes a dos registros: el armónico con barrido de frecuencia y el de Chi Chi. Las respuestas correspondientes al resto de los registros sísmicos se adjuntan en el anexo B.

VIII.5.c.(iii) Registro armónico con $\ddot{u}_{g0} = 0.30g$ y frecuencias entre 0.75 y 2.00Hz

La Figura VIII.17 muestra la variación en el tiempo de los desplazamientos absolutos del sistema mesa vibratoria – prototipo. De este gráfico se puede deducir que la aproximación dada por el modelo simplificado de PSFG resulta muy satisfactoria.

Asimismo, en la Figura VIII.18 se observan los desplazamientos relativos del panel a la altura del canal A. En este caso se tiene que el modelo computacional presenta una tendencia a subestimar los desplazamientos obtenidos del ensayo. Sin embargo, se puede asumir que la aproximación resultó aceptable. La vibración que puede observarse en los primeros segundos del registro experimental se corresponde con la inducida por el movimiento vertical de la mesa vibratoria previo al comienzo del ensayo.

Las aceleraciones absolutas a la altura del canal A se muestran en la Figura VIII.19. En el caso de la Figura VIII.19 (a) se representan las aceleraciones experimentadas por el canal propiamente dicho. Se observa que el modelo simplificado es capaz de reproducir apropiadamente los registros del ensayo. Paralelamente, en la Figura VIII.19 (b) se graficaron las aceleraciones absolutas de un bloque apoyado sobre el canal A. El modelo computacional no tuvo inconvenientes en ajustar los resultados experimentales en este caso. Además, se puede distinguir de manera clara el plafón de la aceleración de deslizamiento, que para este caso vale aproximadamente 2.00m/s^2.

Similarmente, en la Figura VIII.20 se muestran las aceleraciones a la altura del canal F. Tanto las aceleraciones del canal, Figura VIII.20 (a), como las de un bloque, Figura VIII.20 (b), son reproducidas correctamente por el modelo simplificado. Como es de esperarse, las aceleraciones a la altura del canal F resultan inferiores a las que se tienen a la altura del canal A.

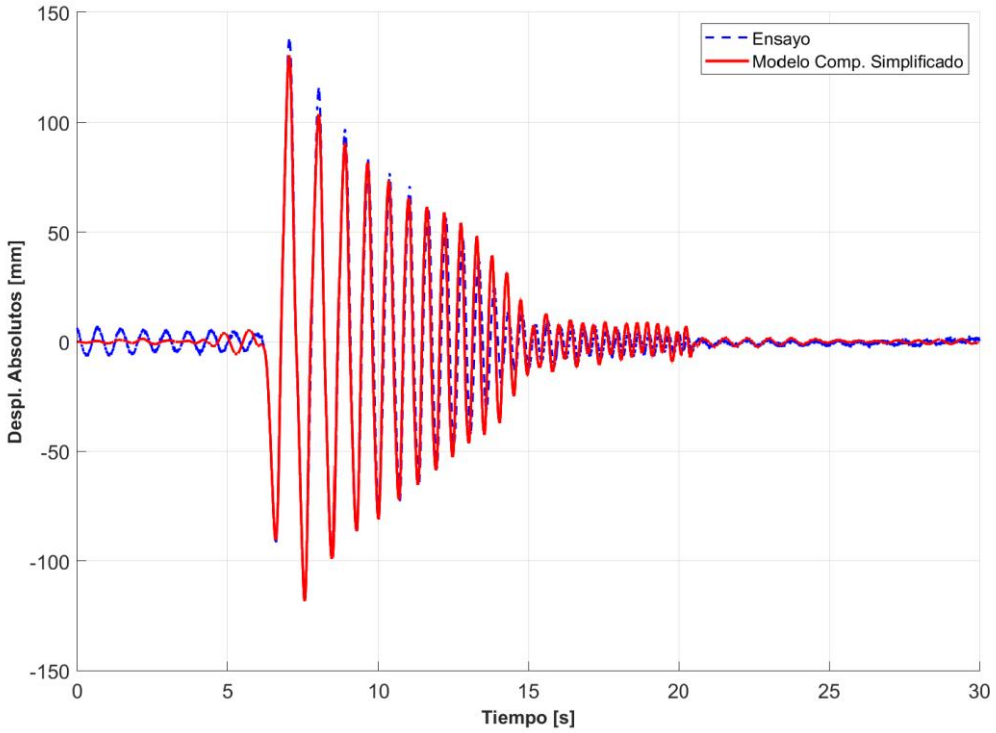


Figura VIII.17 – Desplazamientos absolutos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro armónico.

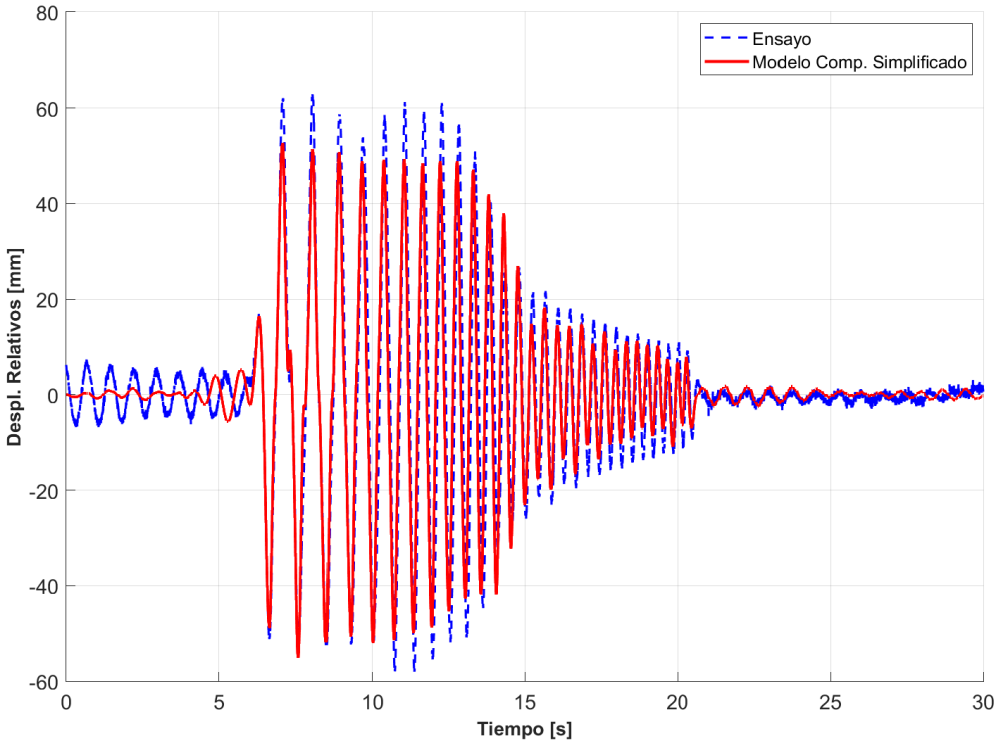


Figura VIII.18 – Desplazamientos relativos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro armónico.

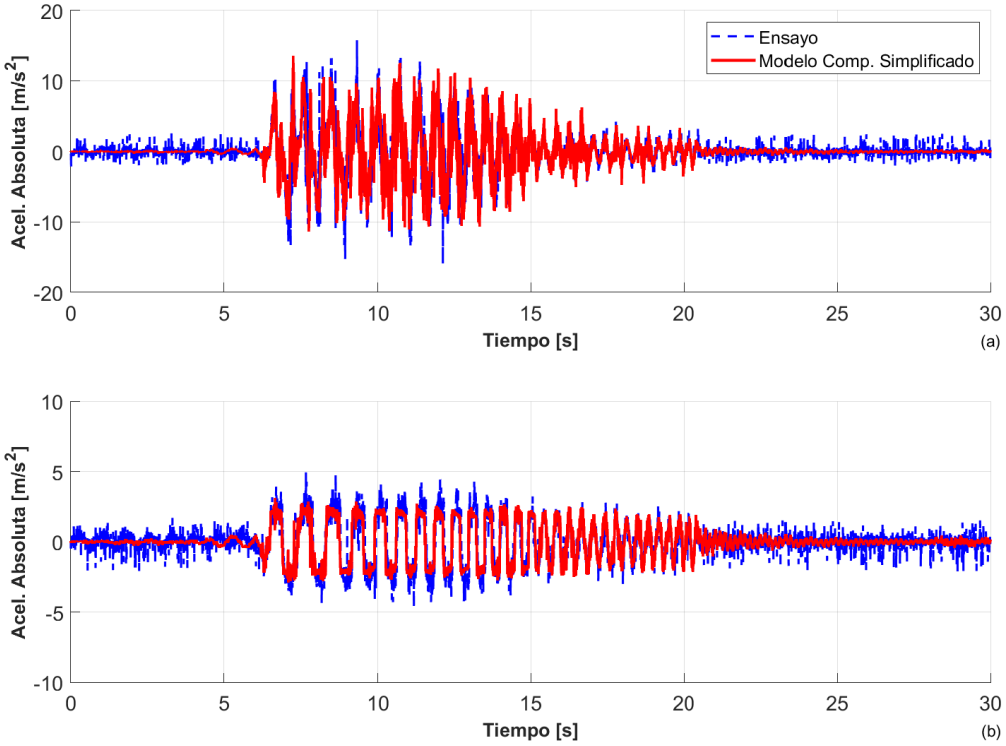


Figura VIII.19 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal A, registro armónico
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

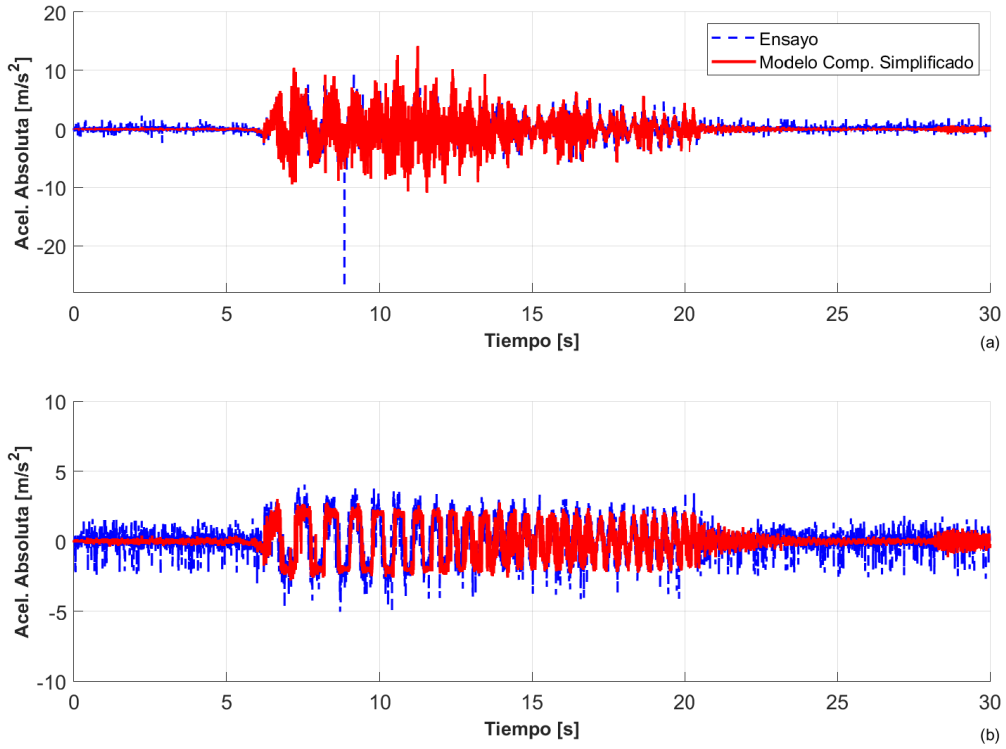


Figura VIII.20 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal F, registro armónico
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

En la Figura VIII.21 se representa la respuesta numérica del elemento COMBIN40 que vincula el canal A con la masa m_A. Observar que el valor del plafón en la variación temporal de las fuerzas del elemento, Figura VIII.21 (a), coincide de forma aproximada con el valor especificado para la fuerza *FS*, que fue de 63.10N en este caso. La Figura VIII.21 (c) muestra la variación de la fuerza en función de los desplazamientos relativos de la masa, de la misma se pueden distinguir los lazos histeréticos que caracterizan a un disipador por fricción.

En la Figura VIII.22 se exhibe la respuesta correspondiente al elemento COMBIN40 del canal F. Valen las acotaciones realizadas para la figura previa. Nótese también que en este caso los desplazamientos relativos de la masa m_F resultaron más acotados que los obtenidos para la masa en el canal A. Esto puede apreciarse con claridad en la Figura VIII.22 (b) donde se aprecia que el máximo desplazamiento relativo de la masa fue de aproximadamente 27mm. Esto resulta lógico, ya que en los ensayos se evidenció que los bloques apoyados en los canales inferiores experimentaron deslizamiento menos pronunciado que los ubicados en los canales superiores.

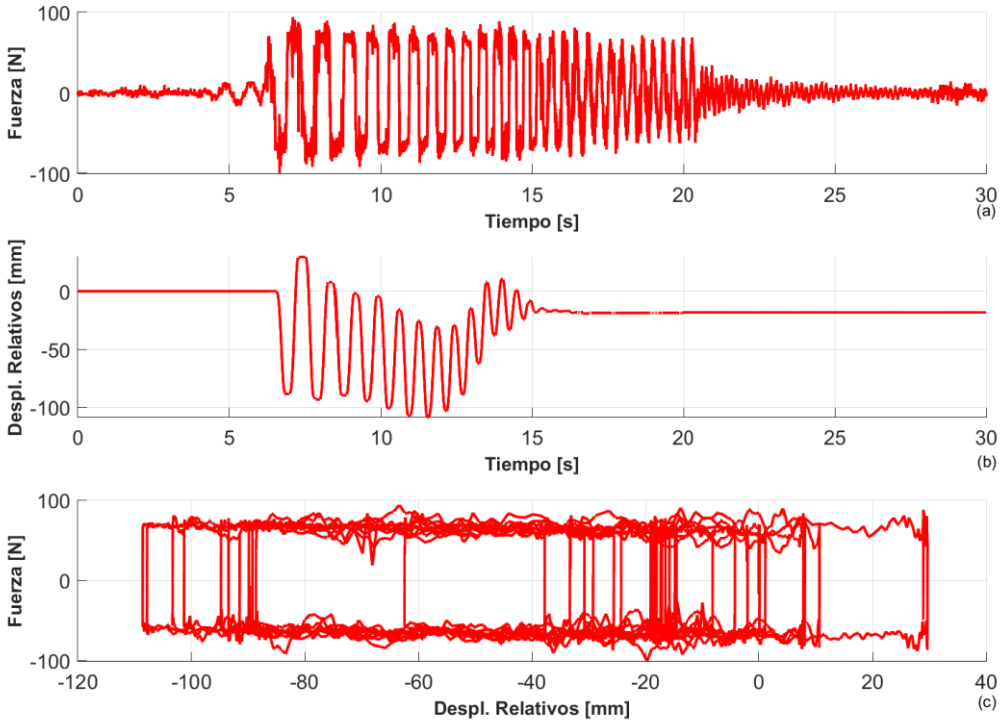


Figura VIII.21 – Respuesta numérica a nivel de Canal A, registro armónico
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_A vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_A.

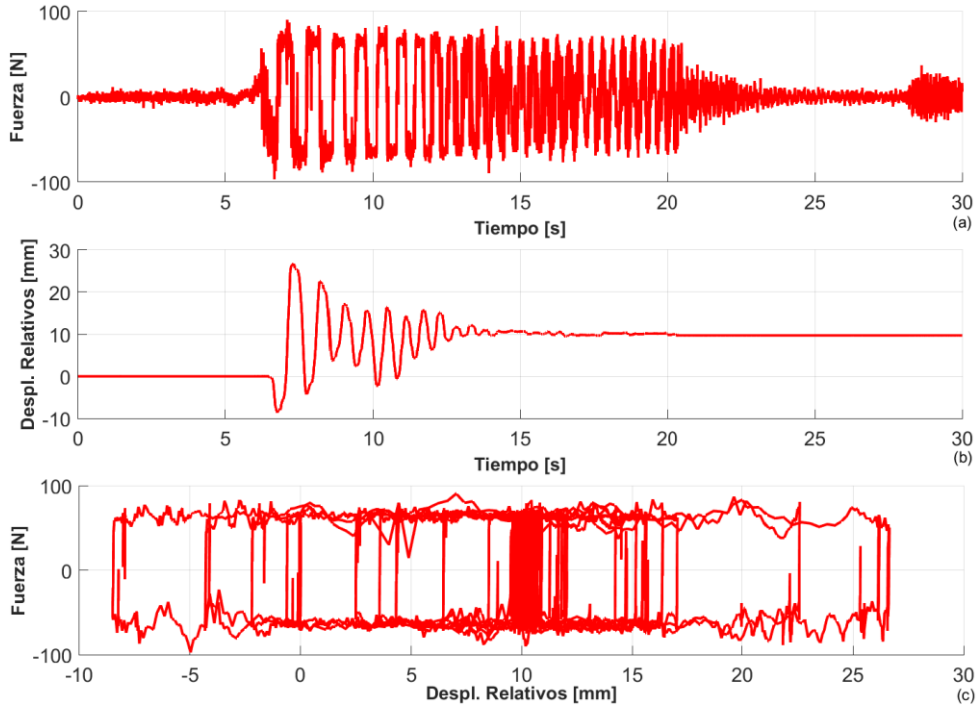


Figura VIII.22 – Respuesta numérica a nivel de Canal F, registro armónico
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_F vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_F.

VIII.5.c.(iv) Sismo Chi Chi

Gran parte de las observaciones realizadas para el caso de la excitación armónica pueden extenderse a una excitación dada por el registro de Chi Chi. El modelo simplificado fue capaz de aproximar el comportamiento experimental del prototipo de PSFG de forma satisfactoria.

En la Figura VIII.23 puede observarse que los desplazamientos absolutos del sistema mesa vibratoria – prototipo, predichos por el modelo fueron muy similares a los registrados en el ensayo.

Con respecto a los desplazamientos relativos a nivel del canal A, de la Figura VIII.24 se tiene que la aproximación realizada por el modelo numérico resultó buena, con una leve tendencia a subestimar los valores obtenidos de los ensayos. En este caso se observa que la vibración inducida en el prototipo ensayado por el movimiento de la mesa vibratoria antes del ensayo tiene más relevancia que para la excitación armónica.

La respuesta a nivel de los canales A y F se muestran en la Figura VIII.25 y en la Figura VIII.26, respectivamente. En ambos casos se aprecia que el modelo simplificado reprodujo correctamente las aceleraciones absolutas experimentales tanto para los canales como para los bloques individuales, pudiéndose identificar en este último caso los instantes en los que el bloque desliza.

Los parámetros de respuesta de los elementos COMBIN40 para los canales A y F se grafican en la Figura VIII.27 y en la Figura VIII.28. Se hace notar que los lazos histeréticos obtenidos para este registro resultaron menos pronunciados que para el registro armónico, especialmente para el canal F.

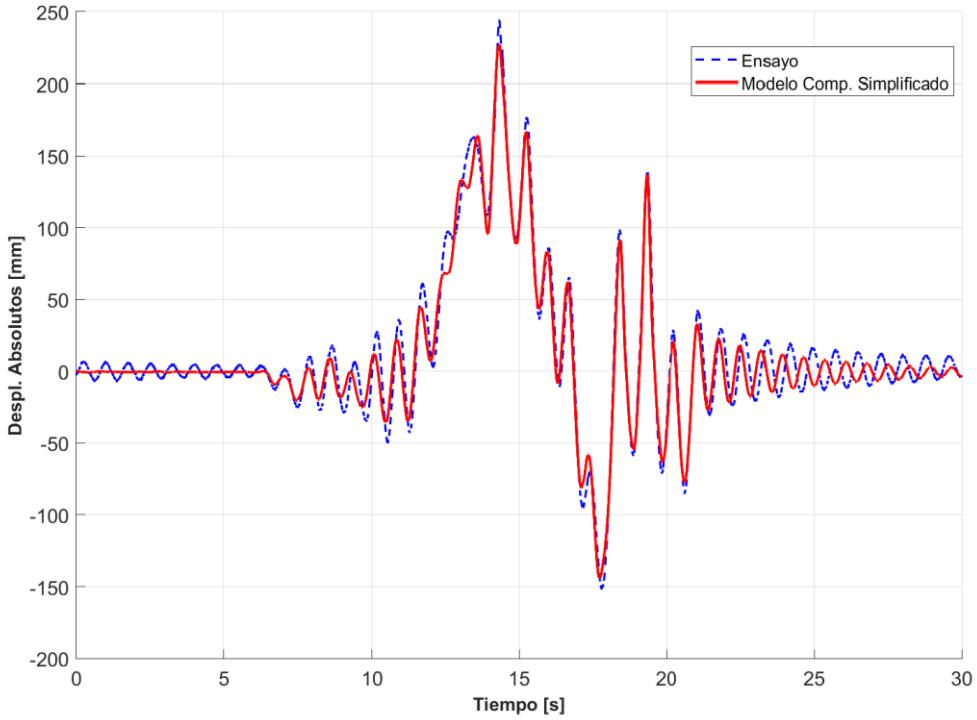


Figura VIII.23 – Desplazamientos absolutos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Chi Chi.

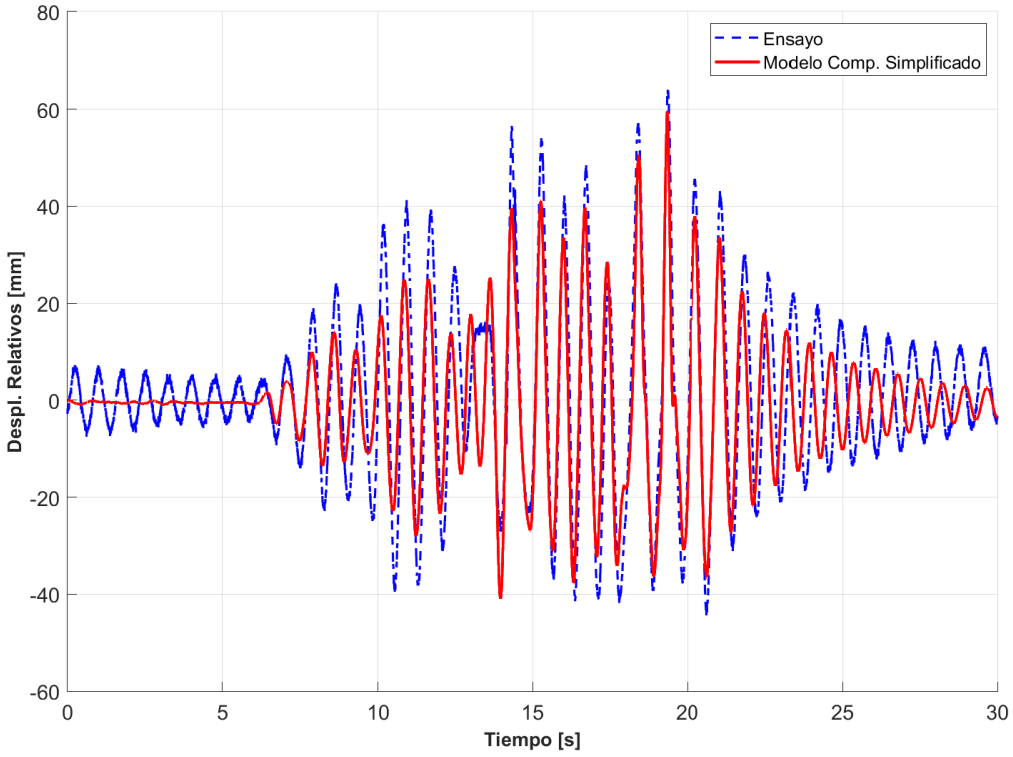


Figura VIII.24 – Desplazamientos relativos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Chi Chi.

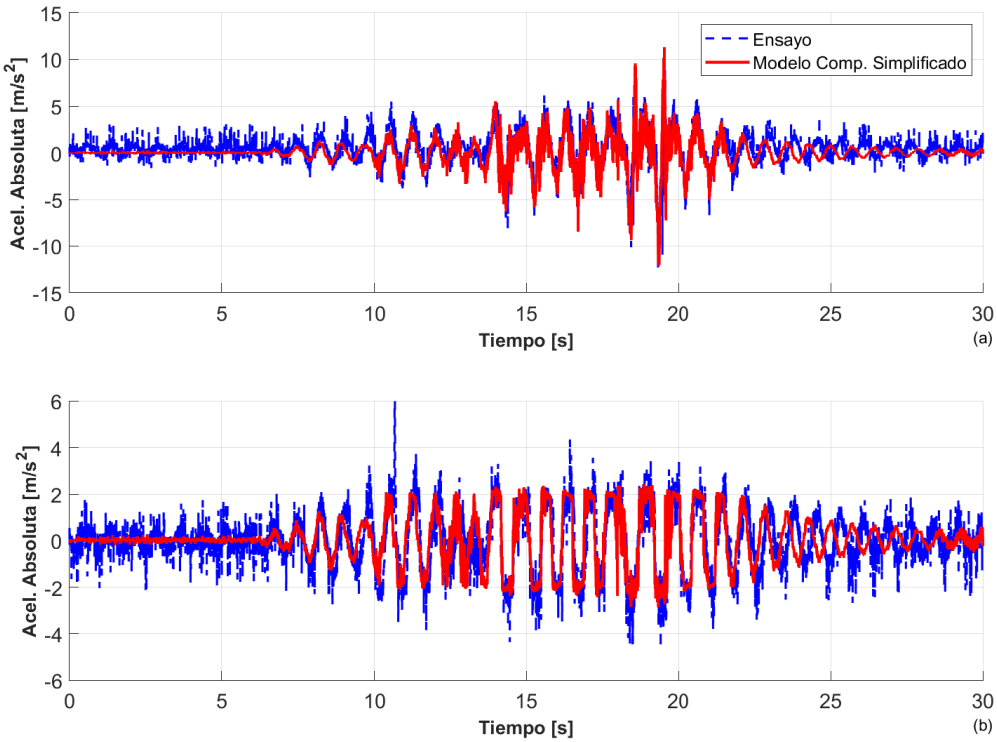


Figura VIII.25 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal A, registro Chi Chi
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

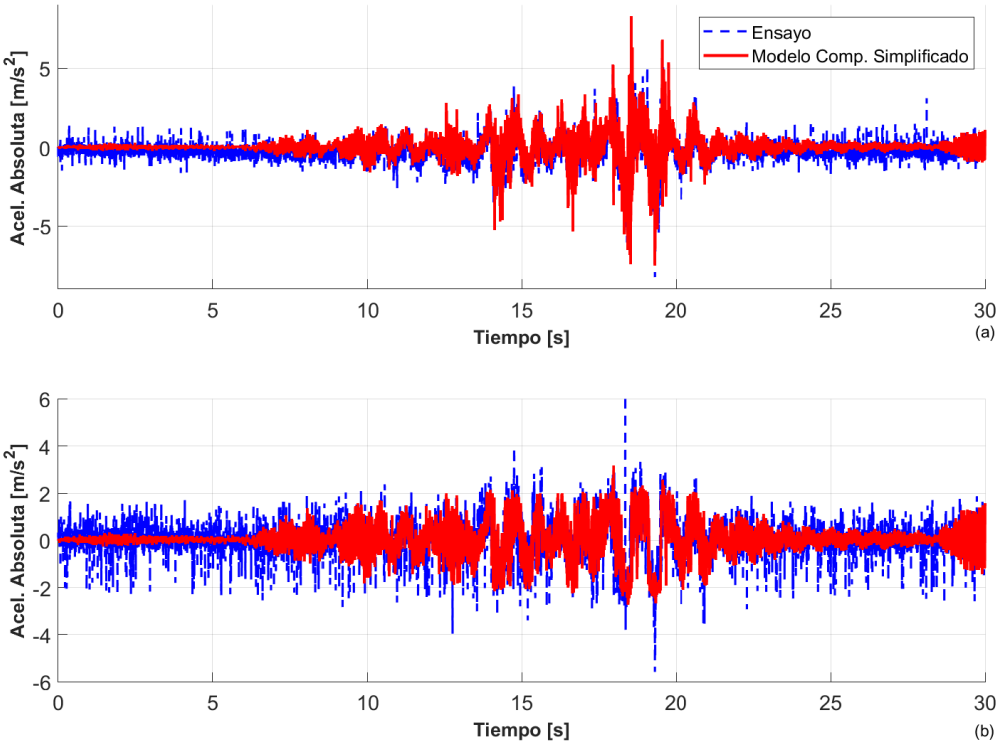


Figura VIII.26 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal F, registro Chi Chi
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

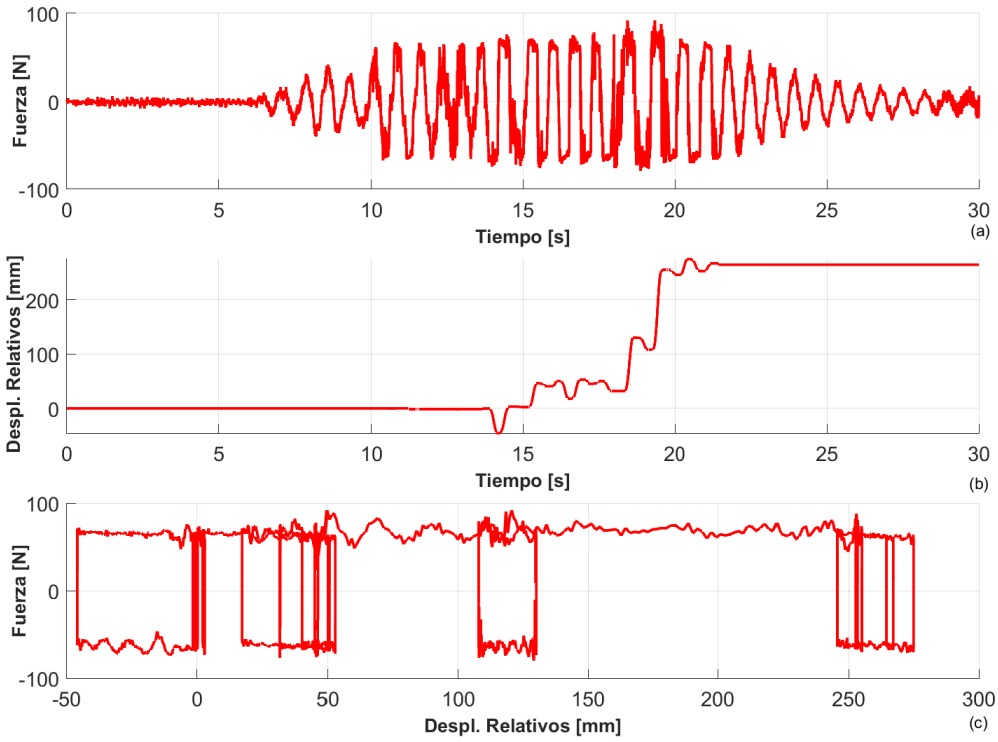


Figura VIII.27 – Respuesta numérica a nivel de Canal A, registro Chi Chi
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_A vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_A.

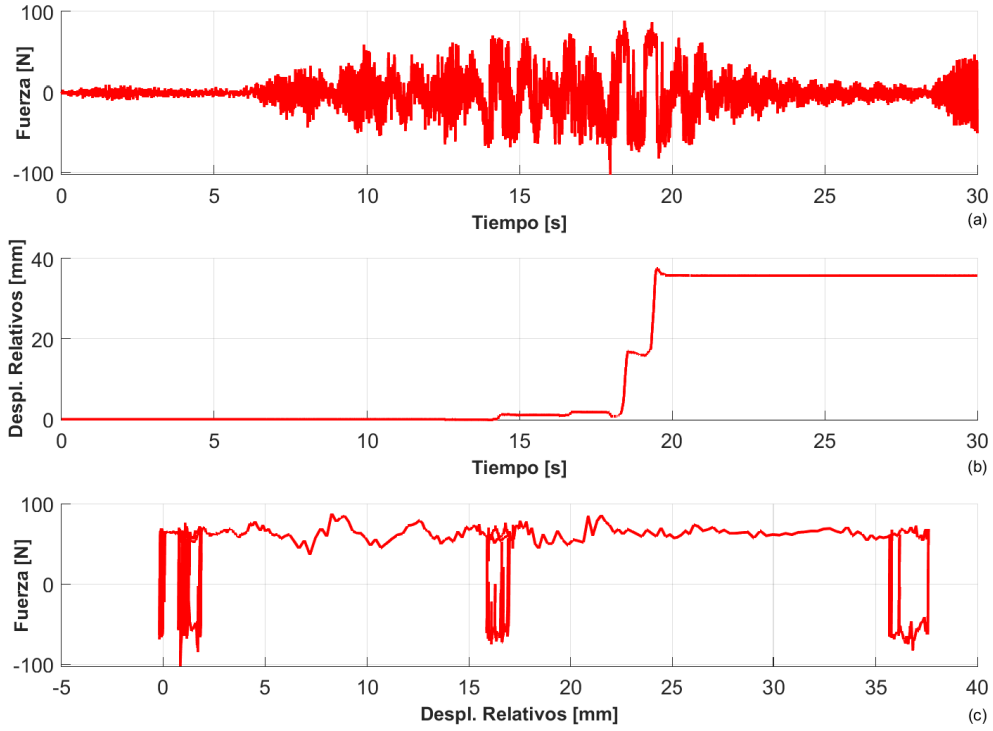


Figura VIII.28 – Respuesta numérica a nivel de Canal F, registro Chi Chi
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_F vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_F.

Los resultados completos para el resto de los registros sísmicos considerados en este análisis pueden consultarse en el anexo B de esta tesis.

VIII.6 CONSIDERACIONES FINALES

En base a los resultados presentados, se puede concluir que se logró un modelo simplificado que describe adecuadamente el comportamiento dinámico del panel. Por lo tanto, es posible afirmar que las hipótesis planteadas al comienzo de este capítulo son correctas. Asimismo, se puede sostener que los criterios utilizados para calibrar los parámetros del modelo fueron apropiados.

El modelo propuesto permite caracterizar el comportamiento dinámico del PSFG sin necesidad de recurrir a elementos de contacto friccional entre cuerpos, lo cual acorta considerablemente los tiempos de cómputo. De esta manera, puede decirse que este tipo de modelo simplificado es apto para ser incorporado en el modelo computacional de una estructura de edificio, de forma de poder evaluar si el refuerzo con estos paneles mejora el desempeño sísmico de la construcción.

CAPÍTULO IX

EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE PSFGS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

IX.1 INTRODUCCIÓN

Los modelos numéricos simplificados propuestos en el Capítulo VIII sirvieron como punto de partida para realizar ejemplos sobre la aplicación de PSFGs a estructuras de edificios. En particular, interesa conocer la manera en que se logra optimizar el comportamiento de la estructura principal como así también estudiar la interacción entre este tipo de panel y la estructura a la que le sirve de refuerzo.

Justamente para evaluar el comportamiento de la estructura reforzada con PSFGs se hizo uso de modelos computacionales. En primer lugar, se eligieron y modelaron dos estructuras tipo representativas de edificaciones en la zona de Cuyo, una de 3 niveles y otra de 10 niveles. Las mismas fueron sometidas a análisis dinámicos lineales de manera de obtener su respuesta sísmica sin los paneles. Para ello, se seleccionaron distintos tipos de sismos tanto de corta duración como de larga duración.

Posteriormente, se dimensionaron PSFGs especiales para cada una de las estructuras, de manera que las frecuencias fundamentales de los paneles coincidieran de forma aproximada con las de los edificios. Esto se hizo para que los paneles pasivos se comportaran, además, como amortiguador de masa sintonizado (AMS). Los paneles fueron modelados siguiendo un procedimiento simplificado similar al que se presentó en el capítulo previo. Los mismos fueron incorporados en el modelo de la estructura principal y se realizaron análisis dinámicos no lineales con los mismos registros utilizados para la estructura sin refuerzo.

Finalmente, se comparan las respuestas entre los modelos con y sin refuerzo en términos de desplazamientos, distorsiones horizontales de piso y esfuerzos de corte y momento en columnas.

IX.2 ESTRUCTURAS SELECCIONADAS PARA EL ESTUDIO

Para realizar el estudio que se describe en el presente Capítulo se seleccionaron dos estructuras típicas de edificios de hormigón armado emplazadas en zona de elevada peligrosidad sísmica. Ambas estructuras fueron propuestas y dimensionadas en la tesis doctoral de Domizio (2015). La planta tipo de las dos estructuras es idéntica y se muestra en la Figura IX.1. De la misma se distinguen dos vanos característicos: uno de 4750mm en la dirección Z, y otro de 4950mm según la dirección X. En todos los casos, las losas son llenas con espesor de 230mm. Sobre ellas se aplica una sobrecarga de servicio uniforme de 2.50kN/m^2. En ambas estructuras la separación entre niveles es de 2650mm en todos los casos con excepción del primer nivel, que se encuentra 3085mm por sobre el nivel del terreno.

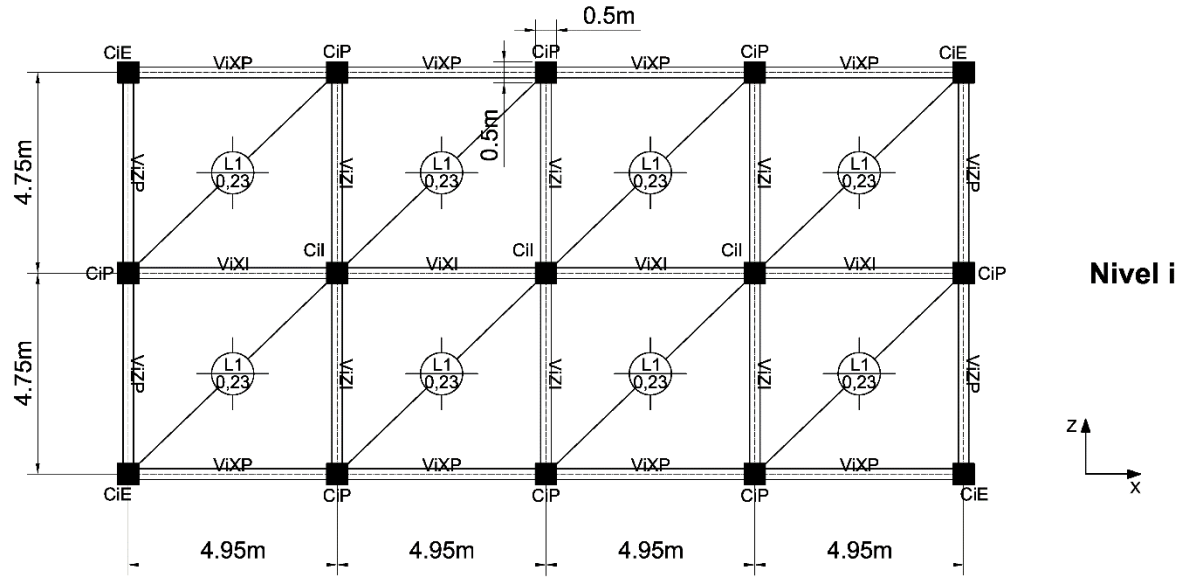


Figura IX.1 – Planta tipo de estructuras de ambos edificios.

IX.2.a Edificio bajo

El edificio bajo consta de una estructura que cuenta con 3 niveles. En la Figura IX.2 se observan los cortes de la estructura en ambas direcciones. Debido a su escasa altura total (8.385m), este tipo de edificios tiende a ser rígido, con frecuencias que se aproximan a 3Hz.

Las dimensiones de las columnas del edificio se sintetizan en la Tabla IX.1. Vale aclarar que con I_e se denota el momento de inercia efectivo de la sección fisurada, determinado mediante los valores propuestos por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2005) en función de las cargas axiales soportadas por las columnas. Dicho valor es expresado en este caso como un factor que multiplica el momento de inercia bruto de la sección I_g.

Asimismo, las dimensiones de las vigas se especifican en la Tabla IX.2. Nótese que en este caso el momento de inercia efectivo de las secciones de las vigas tiene un valor igual a 0.40 veces el momento de inercia bruto de la sección original de acuerdo a lo fijado en el reglamento antes citado.

Tabla IX.1 – Dimensiones de columnas en edificio bajo.

Denominación	Nivel i	h_x [mm]	h_z [mm]	I_e
CiE	1 a 3	500	500	$0.46 \cdot I_g$
CiP	1 a 3	500	500	$0.46 \cdot I_g$
CiI	1 a 3	500	500	$0.46 \cdot I_g$

Tabla IX.2 – Dimensiones de vigas en edificio bajo.

Denominación	Nivel i	b [mm]	h [mm]	I_e
ViXP	1 y 2	250	500	$0.40 \cdot I_g$
	3	250	300	
ViZP	1 y 2	250	500	
	3	250	300	
ViXI	1 y 2	250	500	
	3	250	300	
ViZI	1 y 2	250	500	
	3	250	300	

La masa total de este edificio, considerando tanto las cargas permanentes como el porcentaje de sobrecarga que actúa sobre las losas (25% para edificios de vivienda), es de 548 toneladas (kN.s^2/m).

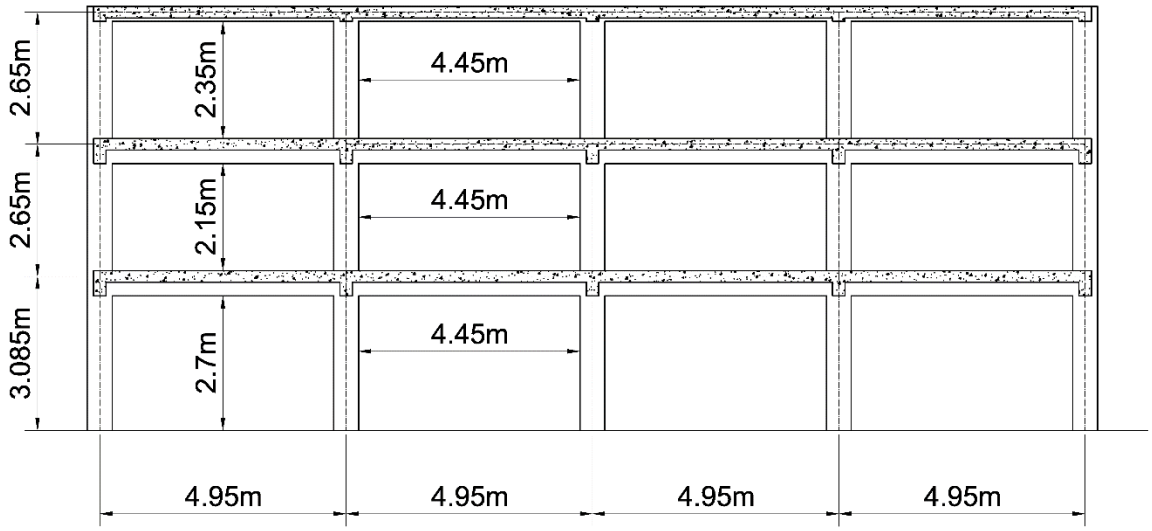
IX.2.b Edificio alto

El edificio alto tiene una estructura de 10 niveles. La Figura IX.3 exhibe los cortes transversales de la estructura en las direcciones X y Z. Este tipo de estructuras esbeltas suele presentar frecuencias más bajas, que a veces pueden ser inferiores a 1Hz.

En este caso las dimensiones de las columnas se especifican en la Tabla IX.3.

Con respecto a las vigas, las medidas se encuentran en la Tabla IX.4.

Para este caso la masa total del edificio de acuerdo al reglamento es de 1986 toneladas.



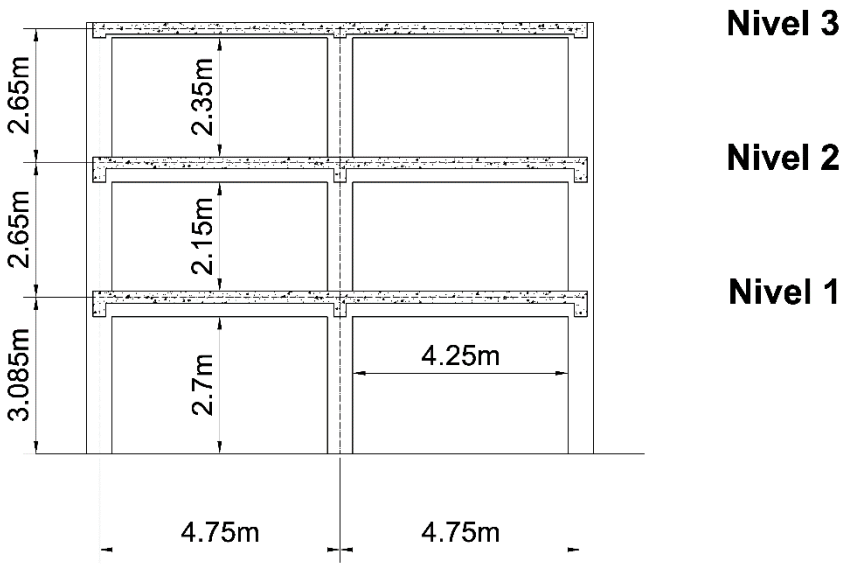


Figura IX.2 – Cortes de edificio bajo de 3 niveles.

Tabla IX.3 – Dimensiones de columnas en edificio alto.

Denominación	Nivel i	h_x [mm]	h_z [mm]	I_e
CiE	1 a 4	700	700	$0.46 \cdot I_g$
	5 a 7	600	600	
	8 a 10	500	500	
CiP	1 a 4	700	700	$0.46 \cdot I_g$
	5 a 7	600	600	
	8 a 10	500	500	
CiI	1 a 4	700	700	$0.46 \cdot I_g$
	5 a 7	600	600	
	8 a 10	500	500	

Tabla IX.4 – Dimensiones de vigas en edificio alto.

Denominación	Nivel i	b [mm]	h [mm]	I_e
ViXP	1 a 4	250	700	$0.40 \cdot I_g$
	5 a 7	250	600	
	8 a 9	250	500	
	10	250	300	
ViZP	1 a 4	250	700	
	5 a 7	250	600	
	8 a 9	250	500	
	10	250	300	
ViXI	1 a 4	250	700	
	5 a 7	250	600	
	8 a 9	250	500	
	10	250	300	
ViZI	1 a 4	250	700	
	5 a 7	250	600	
	8 a 9	250	500	
	10	250	300	

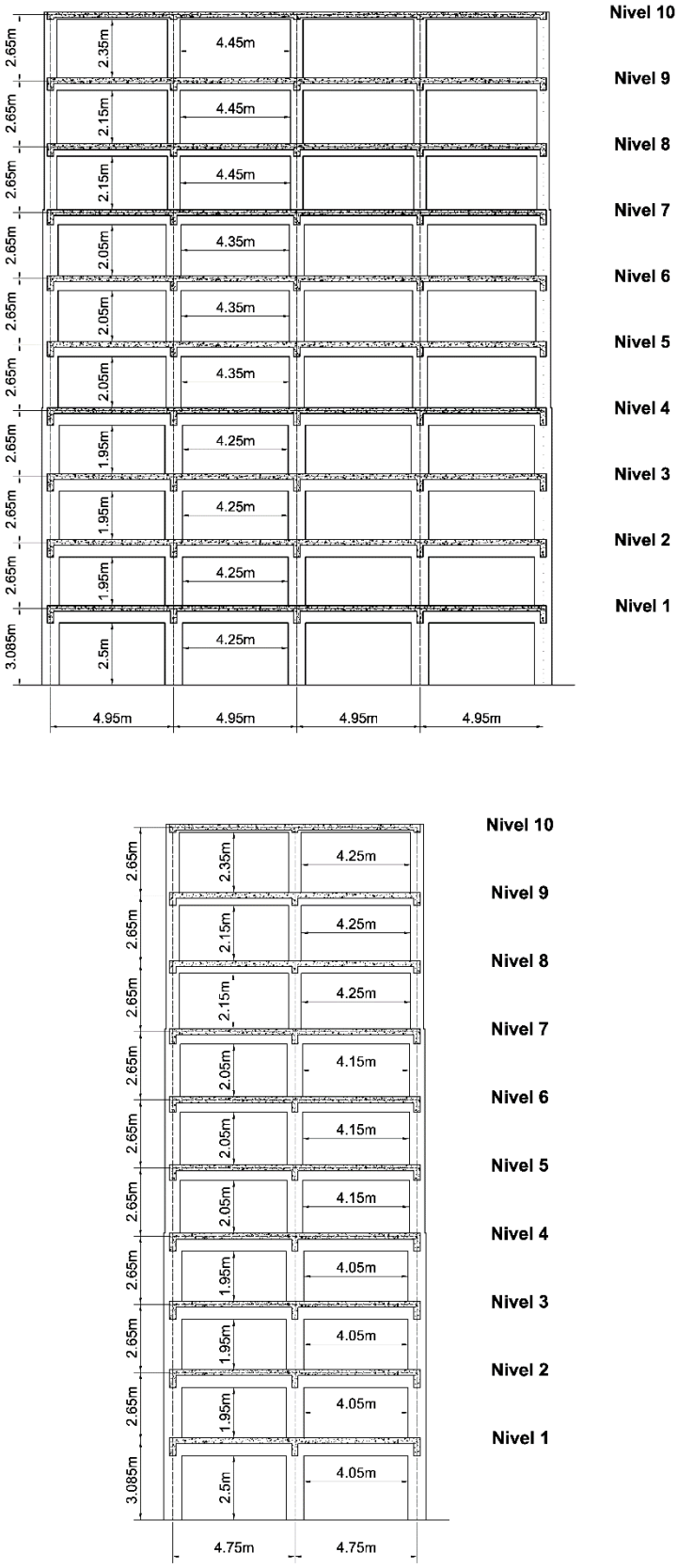


Figura IX.3 – Cortes de edificio alto de 10 niveles.

IX.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE MODELOS COMPUTACIONALES

IX.3.a Generalidades

Los modelos computacionales fueron realizados en el programa ANSYS (2010).

Para simular las vigas y columnas de las estructuras se utilizaron elementos de viga (BEAM188) especificando en cada caso la sección transversal correspondiente. Este tipo de elemento se basa en la teoría de vigas de Timoshenko (Davis, Henshell y Warburton, 1972) que incluye los efectos de deformaciones por corte. La discretización adoptada en este caso fue de elementos con un tamaño máximo de 300mm.

Para simplificar los modelos, se consideraron diafragmas rígidos en coincidencia con cada uno de los niveles. Con este fin se definieron elementos tipo *rigid body element* (RBE2), materializados en el modelo como puntos remotos con comportamiento rígido que comprenden la totalidad de las losas y sus correspondientes masas en cada nivel. Los grados de libertad activos en estos elementos fueron las traslaciones según los ejes X y Z y la rotación según el eje Y.

Adicionalmente, para poder modelar los PSFGs en planta baja y vincularlos a las estructuras a reforzar se incluyeron en los modelos las vigas de fundación de las edificaciones. Estos elementos tienen las mismas secciones transversales que las vigas correspondientes al nivel 1.

Con respecto a las condiciones de borde, se debe mencionar que los nodos de encuentro entre las columnas y las vigas de fundación previamente mencionadas se encuentran empotrados, esto es, con los seis grados de libertad restringidos.

En la Figura IX.4 se pueden observar las perspectivas de los modelos correspondientes a las estructuras sin reforzar.

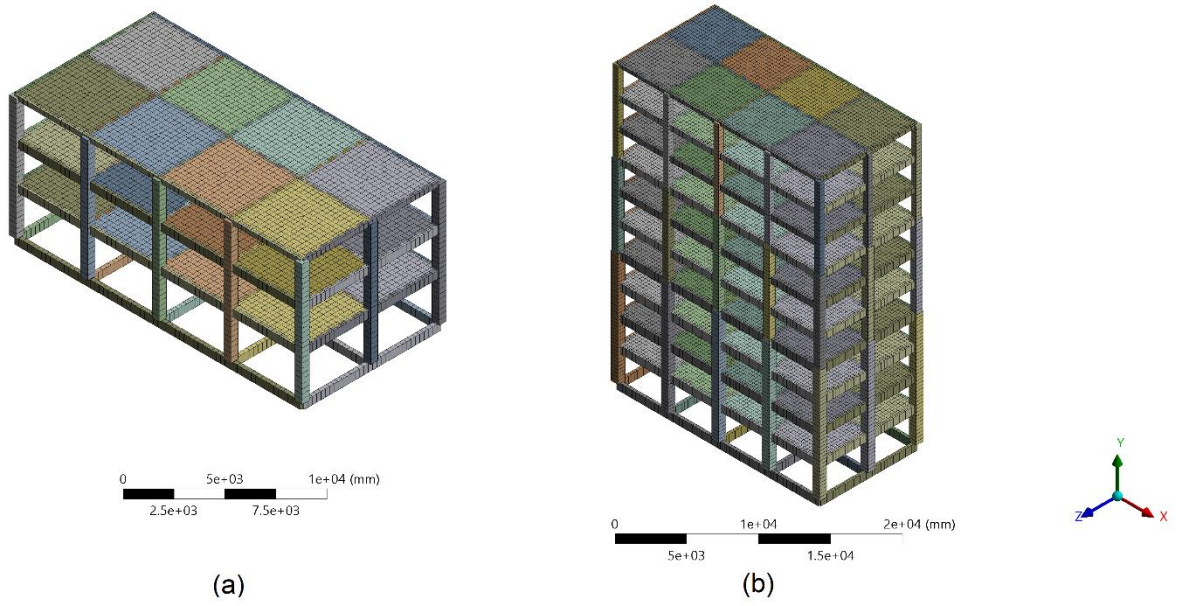


Figura IX.4 – Perspectiva general del mallado en modelos computacionales sin refuerzo.
(a) Edificio bajo, (b) Edificio alto.

IX.3.b Modelación de PSFGs

En los modelos de las estructuras reforzadas, los paneles sismorresistentes de fricción generalizada fueron modelados de la manera simplificada que se describió en el Capítulo VIII. Esto es: los perfiles metálicos del marco y los canales como elementos del tipo BEAM188, los bloques en cada canal como un único punto remoto con masa concentrada (MASS21) igual a la suma de la masa de todos los bloques en el canal y sólo con traslación según el eje X permitida. El vínculo entre cada masa y un elemento vertical del panel se realiza mediante elementos discretos del tipo COMBIN40. En todos los modelos que se describen en este capítulo, no se modelaron los elementos horizontales inferiores de los paneles, sino que directamente se vincularon los elementos verticales de los PSFGs con las vigas de hormigón de la estructura principal.

Vale aclarar que, al adoptarse el método simplificado para modelar los paneles, se supone que se cumplen todas las hipótesis especificadas oportunamente en el apartado VIII.2.

Además, el vínculo entre los elementos verticales de los PSFGs y las vigas de la estructura se realizó definiéndolas como una parte única en el modelo. Esto significa que no se definieron elementos de contacto adicionales entre paneles y estructura principal. Por otro lado, a diferencia de lo especificado en el Capítulo VIII, para el análisis que aquí se realiza, las uniones entre los perfiles metálicos de los PSFGs fueron consideradas como rígidas de manera de simplificar el análisis. Esto implica que los dos elementos concurrentes a un nodo experimentan igual giro.

El material seleccionado para los elementos horizontales y verticales de los paneles fue acero F-24 debido a que las masas en cada uno de los canales resultaron un tanto más elevadas de lo inicialmente previsto, por lo que se hizo necesario incrementar la rigidez de los marcos metálicos.

La Figura IX.5 ilustra dos perspectivas donde se observan los modelos de las estructuras reforzadas con PSFGs en todos los vanos según el eje X. Las esferas color magenta representan las masas en cada uno de los canales de los paneles. Asimismo, los elementos discretos COMBIN40 se representan como resortes en coincidencia con cada canal.

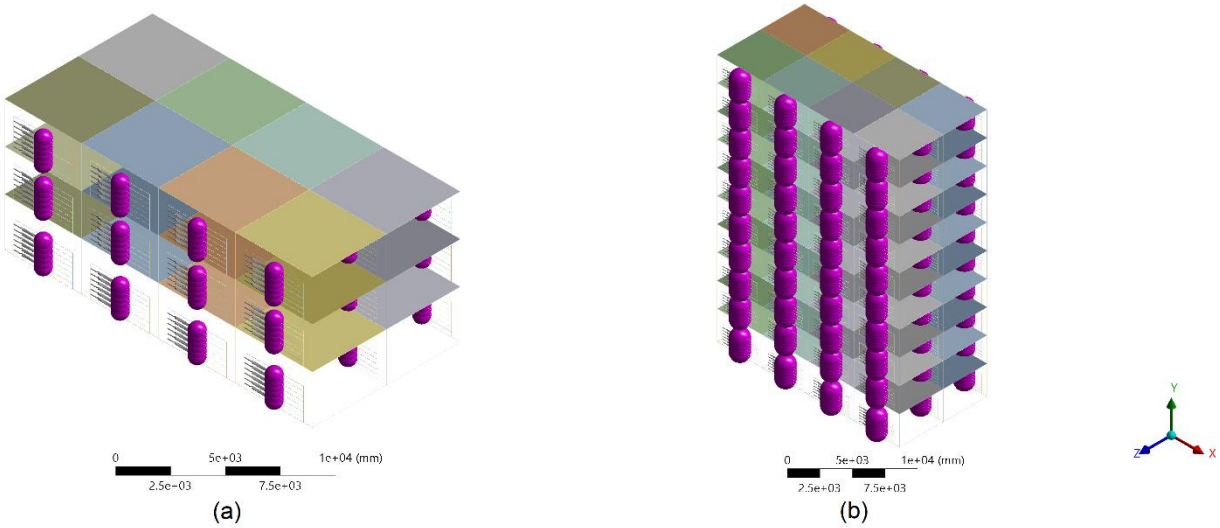


Figura IX.5 – Perspectiva general de los modelos computacionales con refuerzo.
(a) Edificio Bajo, (b) Edificio Alto.

IX.3.c Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales se sintetizan en la Tabla IX.5. Es necesario recalcar que debido a que el programa ANSYS no cuenta con una opción específica de reducción en los momentos de inercia de las secciones, se optó por modificar los módulos de elasticidad de los materiales de manera de obtener el efecto deseado de disminución de rigidez por fisuración en vigas y columnas de hormigón armado. De esta manera, se definieron materiales del tipo Hormigón Armado diferenciados según se trate de vigas o columnas. Asimismo, el material denotado simplemente como "Hormigón Armado" se refiere al que se utilizó para definir las losas y las vigas de fundación de la estructura principal.

Tabla IX.5 – Propiedades de los materiales utilizados en los modelos

Propiedad	Hormigón Armado	Hormigón Armado (Vigas)	Hormigón Armado (Columnas)	Acero (PSFG)
Peso Unitario γ [kN/m^3]	24	24	24	78
Módulo de Elasticidad E [MPa]	23000	9200	10565	200000
Módulo de Poisson μ_P [-]	0.18	0.18	0.18	0.30
Módulo de Elasticidad Transversal G [MPa]	9746	3898	4477	76923

IX.4 ANÁLISIS DE VIBRACIONES LIBRES

Se hizo un análisis de vibraciones libres sobre cada estructura de manera de poder determinar sus frecuencias propias para poder posteriormente diseñar los paneles disipadores a agregar como refuerzo.

IX.4.a Edificio bajo

En la Tabla IX.6 se sintetizan los valores de las frecuencias para los tres primeros modos del edificio bajo. Mientras que en la Figura IX.6 a la Figura IX.8 se aprecian las formas modales. Puede observarse que el modo fundamental es traslacional según el Eje Z del modelo. El segundo modo tiene una frecuencia bastante similar a la del primero y es traslacional según el Eje X. El tercer modo es torsional con desplazamientos similares en ambas direcciones.

Tabla IX.6 – Frecuencias de edificio bajo.

Modo	Frecuencia [Hz]	Tipo
1	2.36	Flexional 1 según Eje Z
2	2.41	Flexional 1 según Eje X
3	2.80	Torsional

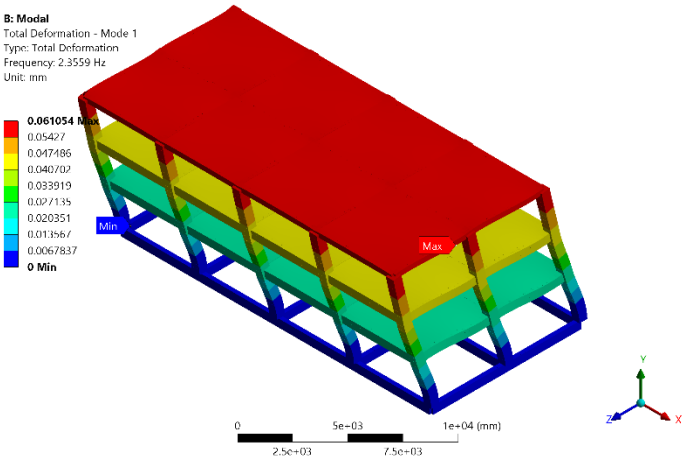


Figura IX.6 – Edificio bajo modo 1: traslación según eje Z, $f_1 = 2.36\ Hz$.

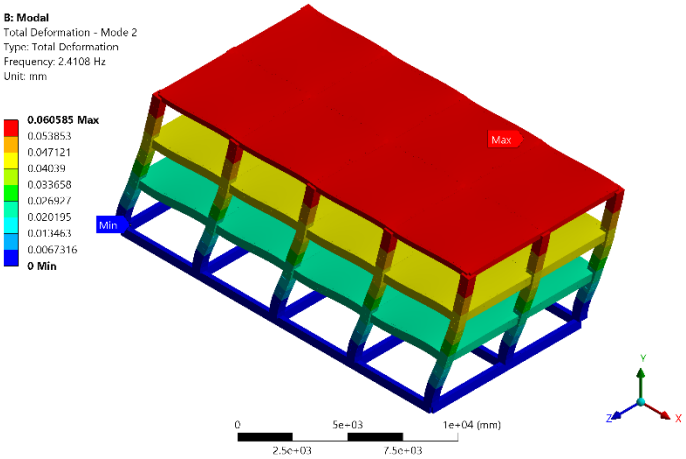


Figura IX.7 – Edificio bajo modo 2: traslación según eje X, $f_2 = 2.41\ Hz$.

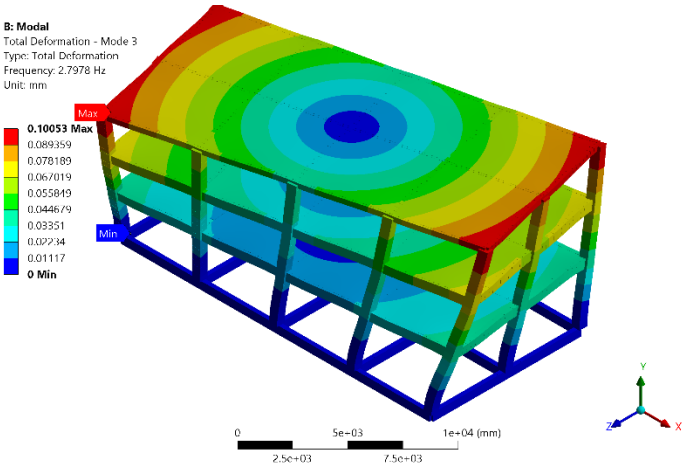


Figura IX.8 – Edificio bajo modo 3: torsión, $f_3 = 2.80\ Hz$.

IX.4.b Edificio alto

De manera análoga se procedió con el mismo análisis para el modelo del edificio de 10 niveles. En este caso las frecuencias determinadas se encuentran en la Tabla IX.7. En la Figura IX.9 a la Figura IX.11 se muestran las formas modales obtenidas para los tres primeros modos de esta estructura. En ellas puede apreciarse que el modo 1 es traslacional según la dirección del Eje Z. En contraste, el segundo modo es traslacional pero respecto a la dirección del Eje X. El tercer modo corresponde a una forma torsional.

Tabla IX.7 – Frecuencias de edificio alto.

Modo	Frecuencia [Hz]	Tipo
1	1.05	Flexional 1 según Eje Z
2	1.12	Flexional 1 según Eje X
3	1.29	Torsional

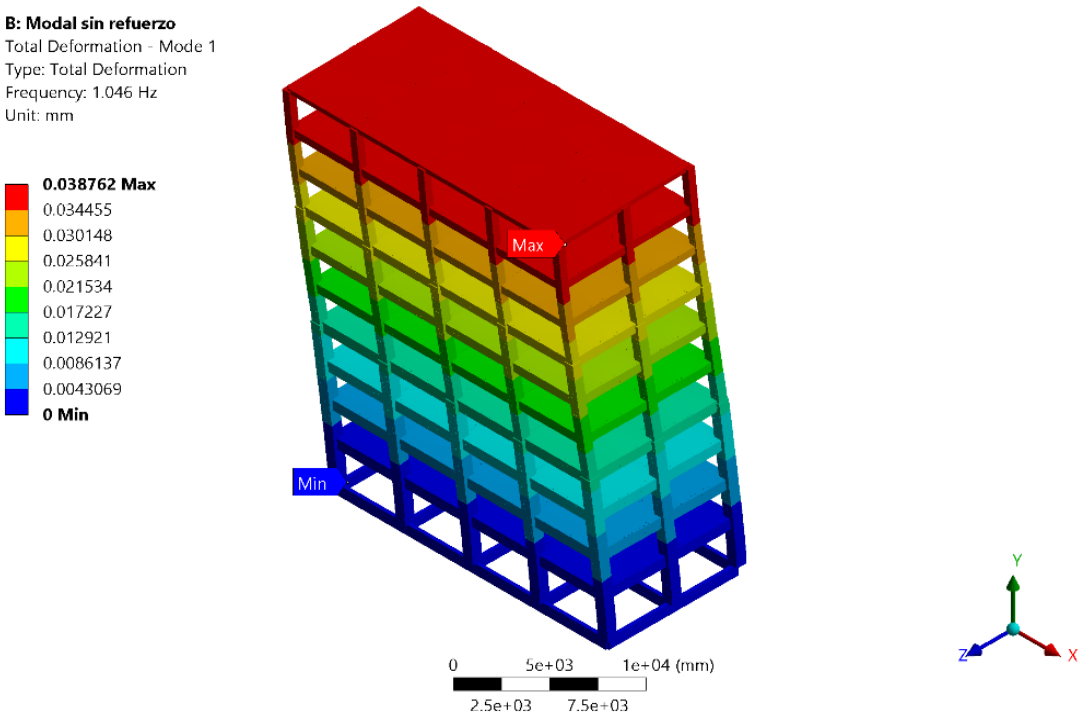


Figura IX.9 – Edificio alto modo 1: traslación según Eje Z, $f_1 = 1.05\ Hz$.

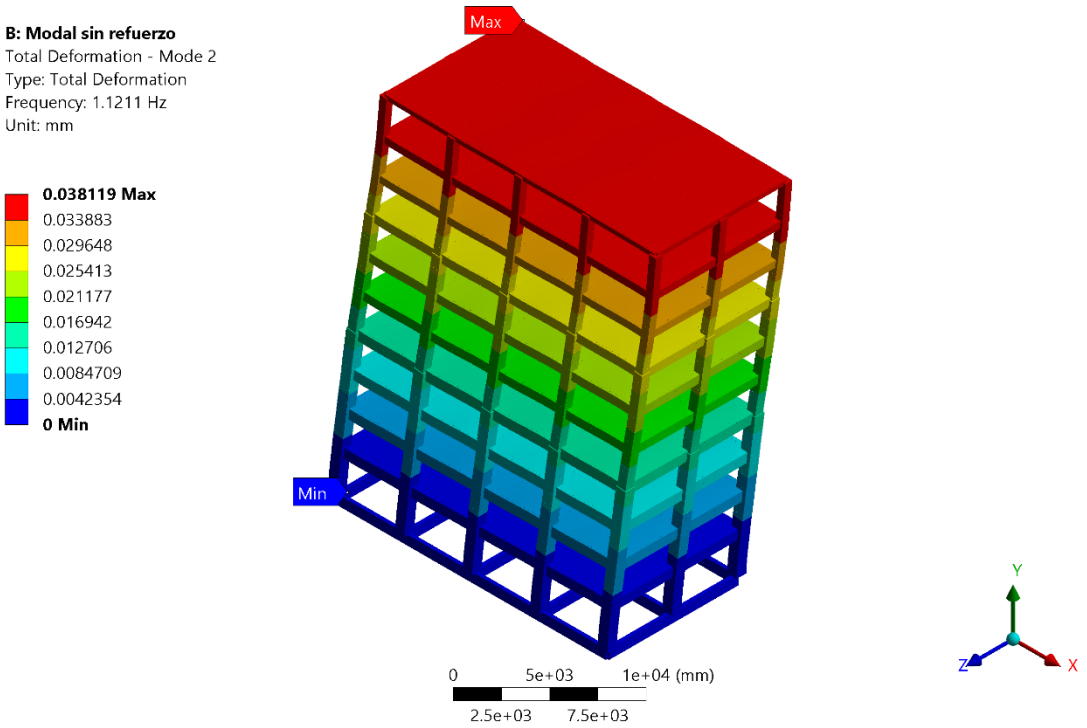


Figura IX.10 – Edificio alto modo 2: traslación según Eje X, $f_2 = 1.12\ Hz$.

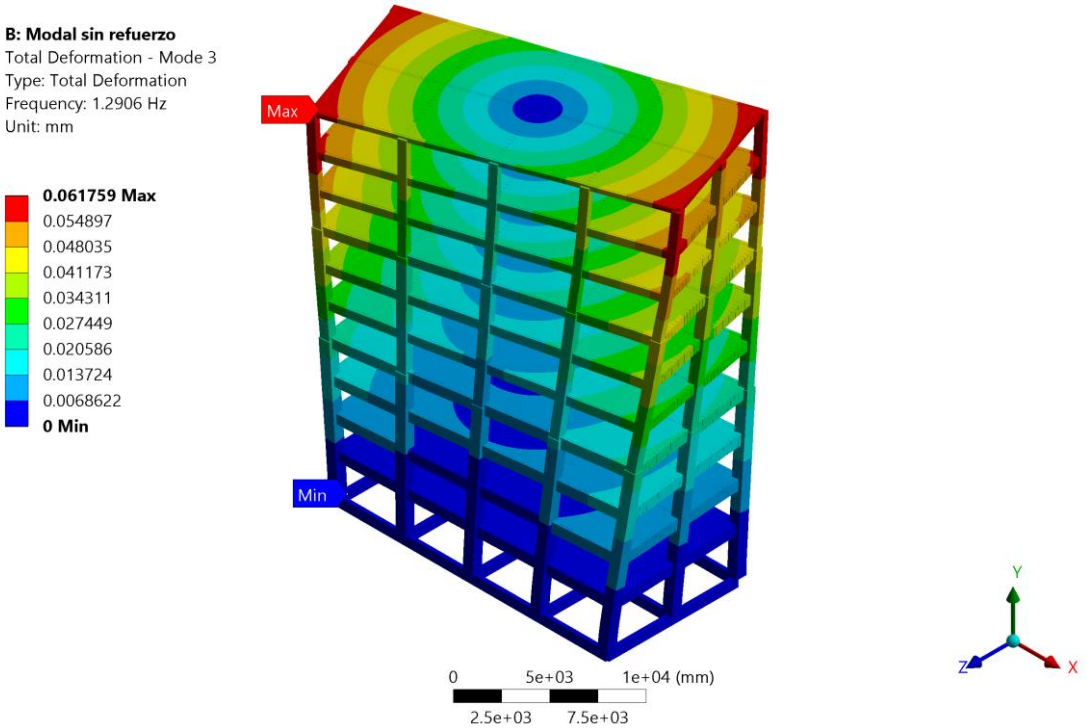


Figura IX.11 – Edificio alto modo 3: torsión, $f_3 = 1.29\ Hz$.

IX.5 AMORTIGUAMIENTO EN MODELOS DE ESTRUCTURA SIN REFUERZO

Los modelos utilizados para los análisis dinámicos presentan la particularidad de que combinan una estructura de hormigón armado con los PSFGs, cuyos marcos son de acero. Por este motivo, se decidió definir el amortiguamiento de acuerdo a cada material.

Para el caso de los modelos de la estructura original sin refuerzo, el amortiguamiento se adoptó proporcional a la matriz de rigidez (Clough y Penzien, 2003). Consecuentemente, para todos los materiales del tipo "Hormigón Armado" especificados en la Tabla IX.5, se calculó un coeficiente a_1 de manera de lograr una relación de amortiguamiento ξ igual al 5% respecto al crítico en coincidencia con la frecuencia correspondiente al modo traslacional según el eje X.

Los valores de a_1 utilizados para los modelos del edifico bajo es detallan en la Tabla IX.8. Asimismo, en la Tabla IX.9 se hace lo propio para los modelos del edificio alto.

El amortiguamiento correspondiente a los paneles de acero de los PSFGs será discutido en una sección posterior.

Tabla IX.8 – Amortiguamiento de Rayleigh para hormigón armado en edificio bajo.

Material	Frecuencia f [Hz]	Frecuencia Angular ω [rad/s]	ξ [-]	a_1 [s/rad]
Hormigón Armado	2.41	15.15	0.05	0.0066

Tabla IX.9 – Amortiguamiento de Rayleigh para hormigón armado en edificio alto.

Material	Frecuencia f [Hz]	Frecuencia Angular ω [rad/s]	ξ [-]	a_1 [s/rad]
Hormigón Armado	1.12	7.04	0.05	0.0142

IX.6 DISEÑO DE REFUERZO CON PSFGS

De los análisis de vibraciones libres anteriormente descriptos, se puede observar que para ambas estructuras las frecuencias de los dos primeros modos resultaron muy similares. Además, se observa también que el número de vanos que poseen las estructuras según el eje X es mayor que según el eje Z. Como consecuencia, el diseño del refuerzo en ambas estructuras se realizó según la dirección del eje X para poder disponer un mayor número de PSFGs.

En este apartado se exponen los lineamientos generales que se utilizaron en cada edificio para determinar los parámetros de los PSFGs.

IX.6.a Edificio bajo

IX.6.a.(i) Generalidades

El objetivo al momento de diseñar los PSFGs fue que la frecuencia del primer modo de vibración del panel en su propio plano fuera lo más próxima posible a la frecuencia del primer modo traslacional de la estructura principal según el eje X. Con esto se logra un efecto adicional de amortiguador de masa sintonizado para el caso en que los bloques no están deslizando (*stick*).

Con estos fines se dimensionó un único tipo de PSFG para reforzar la estructura del edificio bajo. En este caso, la altura adoptada para el panel fue de 2000mm, con una luz libre de 3800mm. Con esta longitud de canales se logra una revancha de aproximadamente 280mm entre los perfiles verticales del PSFG y la cara de las columnas de la estructura original. El panel propuesto cuenta con seis canales diferentes separados 286mm entre sí.

Las secciones de acero utilizadas para el dimensionado del PSFG fueron perfiles U de 140x54x4mm tanto para los elementos verticales como para el elemento horizontal superior, mientras que para los canales horizontales se usaron perfiles U de 80x40x1.5mm. En la Figura IX.12 se observa un esquema del panel de refuerzo diseñado para esta estructura.

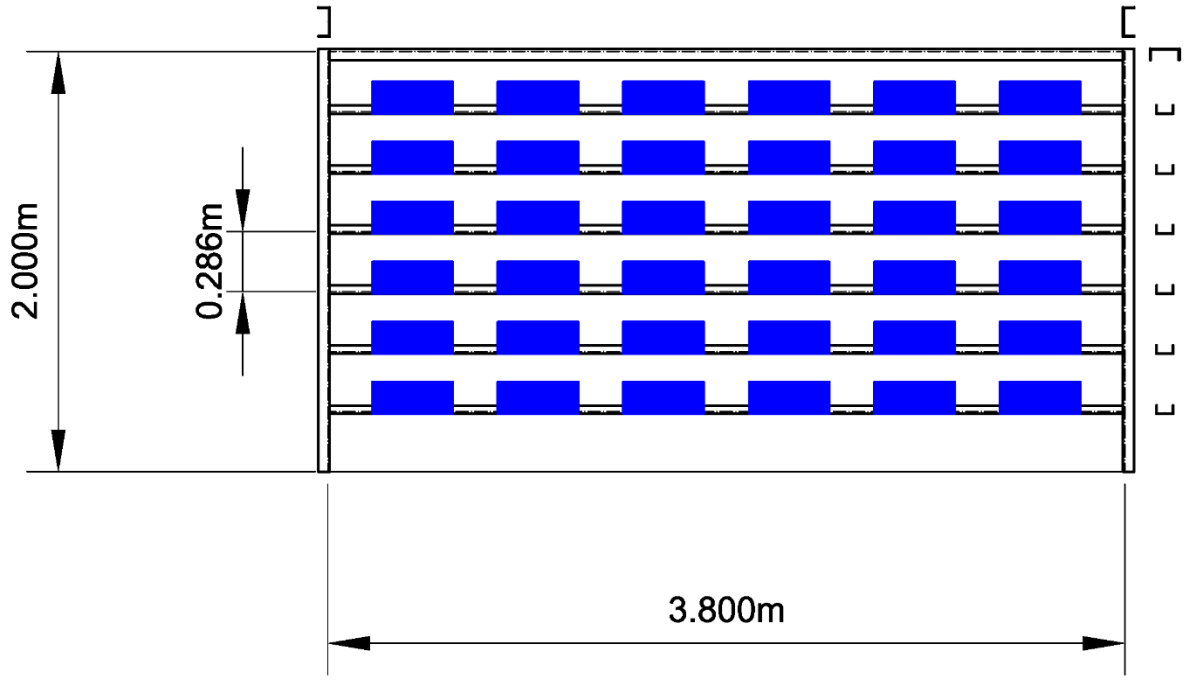


Figura IX.12 – Esquema de PSFG de refuerzo utilizado para el edificio bajo.

IX.6.a.(ii) Masa en paneles

Para determinar la cantidad de masa a disponer en los paneles, se consideró pertinente estimar el peso que tendrían muros de mampostería llena dispuestos en todos los vanos de la estructura según el Eje X. Este análisis se encuentra plasmado en la Tabla IX.10, donde se asume que el peso unitario de

los muros de mampostería llena es de $\gamma_{mamp.\ llena} = 17\ kN/m^3$, de acuerdo a lo dispuesto en el reglamento CIRSOC 101 (2005). El espesor supuesto para los mismos es de 0.15m. Si se suman todos los valores en la última columna de la Tabla IX.10, se tiene que la masa total que aportarían estos muros a la ya especificada en el apartado IX.2.a es de 100 toneladas. Esto equivale aproximadamente a un 18% adicional de masa al valor total del modelo del edificio bajo sin refuerzo (548 toneladas).

Tabla IX.10 – Masas totales por piso para muros de mampostería llena dispuestos en edificio bajo.

Piso	Nº de Paneles por Piso	Dimensiones Muros [m]			Volumen de Muro [m³]	Peso por Muro [kN]	Peso Total Piso [kN]	Masa Total Piso [ton]
		Espesor	Largo	Alto				
PB	12	0.15	4.45	2.70	1.80	30.64	367.66	37.48
1º Piso	12	0.15	4.45	2.15	1.44	24.40	292.77	29.84
2º Piso	12	0.15	4.45	2.35	1.57	26.67	320.00	32.62

Considerando lo recién mencionado, se adoptó una relación de masas ν de un 10% entre la masa total de los bloques en los PSFGs y la suma de la masa del modelo sin refuerzo más la masa estimada para los muros de mampostería. Esto es:

$$\nu = \frac{M_{bloques\ PSFG}}{M_{modelo} + M_{muros}} = 0.10$$

$$M_{bloques\ PSFG} = \nu \cdot (M_{modelo} + M_{muros})$$

$$M_{bloques\ PSFG} = 0.10 \cdot (548\ ton + 100\ ton)$$

$$M_{bloques\ PSFG} = 65\ ton$$

Para facilitar la modelación, se consideró igual masa en todos los canales. Por lo tanto, dividiendo el valor total recién calculado en los 216 canales distribuidos en los 36 paneles de refuerzos, se tiene un total de 300 kg de masa en cada canal. Para este análisis, se supuso que la masa aportada por los perfiles metálicos de los marcos es despreciable con respecto a la de los bloques que apoyan sobre los mismos.

IX.6.a.(iii) Análisis modal de PSFG de refuerzo

Con el objetivo de verificar que la frecuencia fundamental del PSFG de refuerzo propuesto se aproximara a la frecuencia fundamental de la estructura en la dirección X, se realizó un modelo del panel aislado el cual fue sometido a un análisis de vibraciones libres.

Para el modelado del marco externo y los canales del panel se usaron elementos de viga tipo BEAM188. En cada canal se concentró el valor de la masa determinada en el apartado anterior y se la vinculó al marco mediante elementos COMBIN40. Dichas masas sólo tienen permitido

desplazamientos según el eje X. Los elementos verticales del PSFG se consideraron empotrados en la base.

En la Tabla IX.11 se sintetizan las frecuencias finales obtenidas para los primeros tres modos en el plano del panel. Adicionalmente, en la Figura IX.13 se ilustra la forma traslacional con desplazamientos según el eje X correspondiente al modo 1 del panel.

Tabla IX.11 – Frecuencias de PSFG de refuerzo para edifico bajo.

Modo	Frecuencia [Hz]
1	2.41
2	9.66
3	34.27

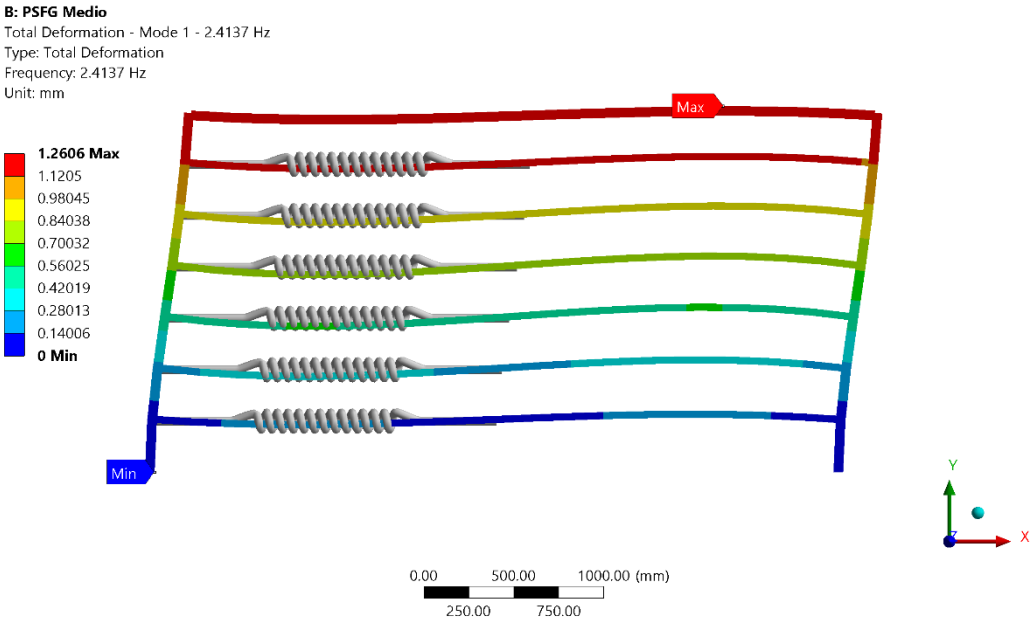


Figura IX.13 – Forma modal correspondiente al modo 1 del PSFG de refuerzo para edificio bajo, $f_1 = 2.41\ Hz$.

IX.6.b Edificio alto

IX.6.b.(i) Generalidades

Se utilizó un único tipo de PSFG para toda la estructura del edificio alto. En este caso la altura adoptada para el mismo fue de 1.900m, mientras que la luz entre ejes de los elementos verticales fue de 3.800m. Con estas dimensiones se logra una separación mínima de 204 mm entre los elementos verticales del panel y las caras de las columnas de hormigón del edificio original. El número de canales adoptado en este caso fue de seis, los mismos se encuentran dispuestos de manera uniforme cada 271mm.

Con respecto a las dimensiones de los perfiles, para los elementos verticales y para el elemento horizontal superior se usaron perfiles U de 40x30x2mm, mientras que para los canales horizontales se utilizaron perfiles U de 80x28.5x2mm. La Figura IX.14 ilustra la configuración de estos paneles, en azul se dibujaron los bloques de plomo.

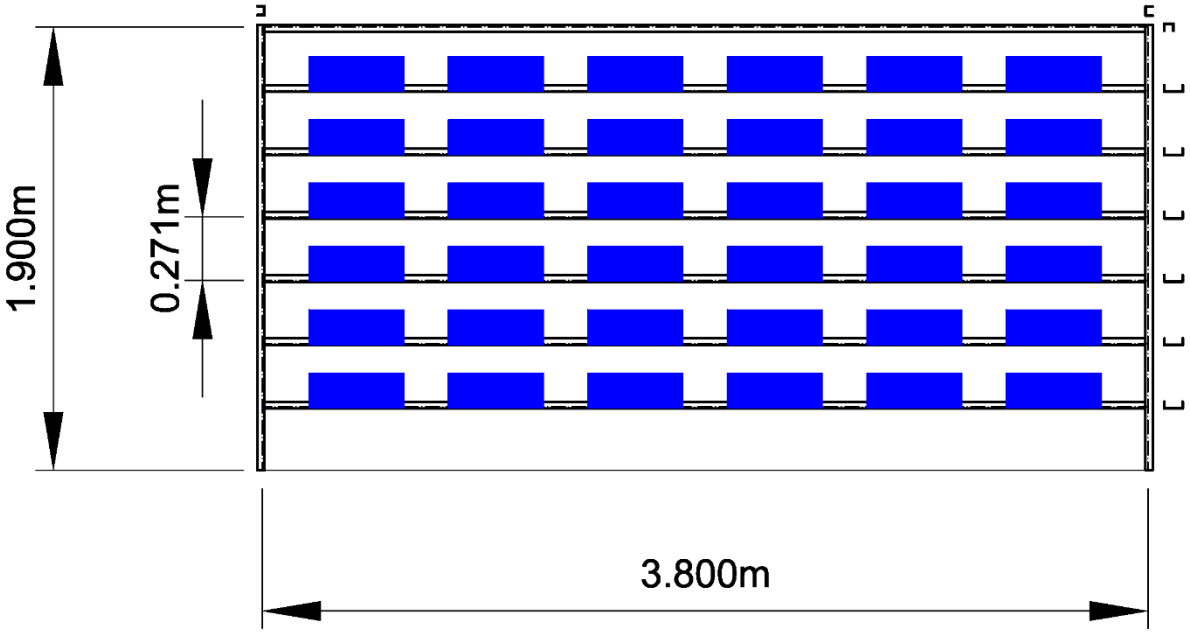


Figura IX.14 – Esquema de PSFG de refuerzo utilizado para el edificio alto.

IX.6.b.(ii) Masa en paneles

Para determinar la masa de los PSFGs de refuerzo del edificio alto se adoptó el mismo criterio que se definió en la sección IX.6.a.(ii) para el edificio bajo. Considerando muros de mampostería llena de 0.15m de espesor dispuestos en todos los vanos de la estructura según el Eje X, se agrega una masa 286 ton, este valor surge de la suma de todos los valores parciales de la última columna de la Tabla IX.12. De esta forma, se adiciona aproximadamente un 14% de masa al valor total del modelo del edificio alto original sin refuerzo (1986 ton).

Adoptando una relación de masas ν de un 10% entre la masa total de los bloques dispuestos en los paneles y la suma de la masa del modelo sin refuerzo más la masa estimada para los muros de mampostería, se tiene que:

$$\nu = \frac{M_{bloques\ PSFG}}{M_{modelo} + M_{muros}} = 0.10$$

$$M_{bloques\ PSFG} = \nu \cdot (M_{modelo} + M_{muros})$$

$$M_{bloques\ PSFG} = 0.10 \cdot (1986\ ton + 286\ ton)$$

$$M_{bloques\ PSFG} = 227\ ton$$

Tabla IX.12 – Masas totales por piso para muros de mampostería llena dispuestos en edificio alto.

Piso	Nº de Paneles por Piso	Dimensiones Muros [m]			Volumen de Muro [m^3]	Peso por Muro [kN]	Peso Total Piso [kN]	Masa Total Piso [ton]
		Espesor	Largo	Alto				
PB	12	0.15	4.25	2.50	1.59	27.09	325.13	33.14
1º Piso	12	0.15	4.25	1.95	1.24	21.13	253.60	25.85
2º Piso	12	0.15	4.25	1.95	1.24	21.13	253.60	25.85
3º Piso	12	0.15	4.25	1.95	1.24	21.13	253.60	25.85
4º Piso	12	0.15	4.35	2.05	1.34	22.74	272.88	27.82
5º Piso	12	0.15	4.35	2.05	1.34	22.74	272.88	27.82
6º Piso	12	0.15	4.35	2.05	1.34	22.74	272.88	27.82
7º Piso	12	0.15	4.45	2.15	1.44	24.40	292.77	29.84
8º Piso	12	0.15	4.45	2.15	1.44	24.40	292.77	29.84
9º Piso	12	0.15	4.45	2.35	1.57	26.67	320.00	32.62

Para simplificar el análisis, se considera igual masa sobre cada uno de los canales. Consecuentemente, si se divide el valor de 227 ton calculado en el número total de canales en los PSFGs de refuerzo, que es de 720, se obtiene un total de 316 kg de masa en cada canal. Al igual que en el caso del refuerzo para el edificio bajo, en este caso también se consideró la hipótesis de que la masa aportada por los perfiles de acero resulta despreciable comparada con la de los bloques de plomo que apoyan sobre los mismos.

IX.6.b.(iii) Análisis modal de PSFG de refuerzo

El análisis modal sobre el panel propuesto para el refuerzo del edificio alto se realizó en los mismos términos que los descriptos en la sección IX.6.a.(iii) para el PSFG de refuerzo del edificio bajo.

Las frecuencias resultantes de este análisis para los primeros tres modos se especifican en la Tabla IX.13. Puede observarse que la frecuencia correspondiente al modo 1 del PSFG es prácticamente idéntica a la del primer modo traslacional del edificio alto en la dirección X. En la Figura IX.15 se tiene un esquema con la forma correspondiente al modo 1 del panel.

Tabla IX.13 – Frecuencias de PSFG de refuerzo para edifico alto.

Modo	Frecuencia [Hz]
1	1.12
2	4.08
3	8.13

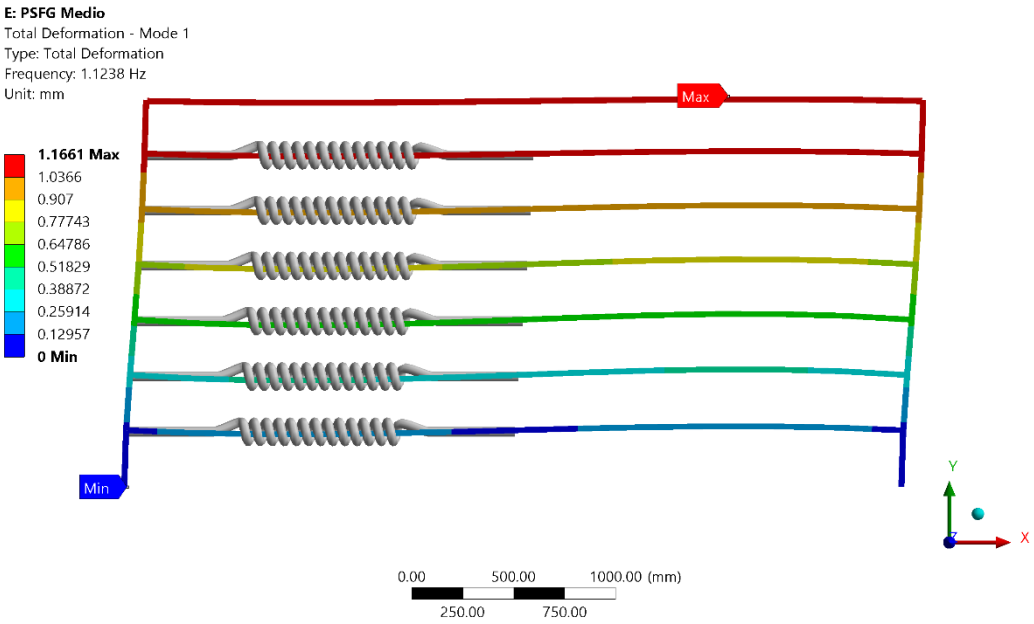


Figura IX.15 – Forma modal correspondiente al modo 1 del PSFG de refuerzo para edificio alto, $f_1 = 1.12\ Hz$.

IX.6.c Amortiguamiento en modelos de estructura reforzada

En el caso de los modelos con refuerzos de PSFGs, al amortiguamiento proporcional a la rigidez mencionado en el apartado IX.5, se le agrega el amortiguamiento propio de los paneles. Este último se supuso como proporcional a la matriz de masa de los paneles, con un criterio similar al indicado en el apartado VIII.5.c.(i). De esta manera, para el material "Acero" mencionado en la Tabla IX.5 se determinó el factor a_0 de forma de tener una relación de amortiguamiento del 3% para la frecuencia correspondiente al primer modo traslacional según el eje X del panel.

Los valores de a_0 se muestran en la Tabla IX.14 y en la Tabla IX.15 para el edificio bajo y el edificio alto, respectivamente.

Tabla IX.14 – Amortiguamiento de Rayleigh para acero en edificio bajo.

Material	**Frecuencia f [Hz]**	**Frecuencia Angular ω [rad/s]**	**ξ [-]**	**a_0 [rad/s]**
Acero	2.41	15.15	0.03	0.9089

Tabla IX.15 – Amortiguamiento de Rayleigh para acero en edificio alto.

Material	**Frecuencia f [Hz]**	**Frecuencia Angular ω [rad/s]**	**ξ [-]**	**a_0 [rad/s]**
Acero	1.12	7.04	0.03	0.4226

IX.7 REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS PARA LOS ANÁLISIS

Se seleccionaron un total de 5 acelerogramas para cada una de las construcciones analizadas en este capítulo. En la elección de los mismos se intentó tener un criterio lo más amplio posible: por ello, se utilizaron tanto registros que pertenecen a sismos del tipo impulsivo como registros que corresponden a eventos de larga duración. Adicionalmente, para considerar acciones sísmicas severas, con la mayor respuesta dinámica posible, se buscó que el período correspondiente a los picos de los espectros de pseudo-aceleración coincidiera de forma aproximada con el período de la estructura a reforzar.

IX.7.a Edificio bajo

Las principales características de los registros sísmicos seleccionados para el análisis del edificio bajo se resumen en la Tabla IX.16. De la misma puede deducirse que se seleccionaron dos registros correspondientes a sismos de falla cercana con duración efectiva (t_e) corta (Darfield y Loma Prieta) y tres registros correspondientes a sismos de larga duración (Tohoku, Maule e Imperial Valley-06). Los acelerogramas correspondientes, junto con su duración efectiva remarcada en rojo, se grafican en la Figura IX.16.

En la Figura IX.17 se dibujan los espectros de pseudo-aceleración correspondientes a los registros sísmicos seleccionados. La línea vertical negra representa el período del primer modo traslacional de la estructura original del edificio bajo según el eje X. Puede apreciarse que los picos de casi todos los espectros coinciden de forma aproximada con el período señalado de la estructura. La única excepción es el registro correspondiente al sismo de Imperial Valley-06, que presenta pseudo-aceleraciones próximas a 5m/s^2 para una amplia gama de períodos que abarca desde 0.10 hasta 0.90s.

Tabla IX.16 – Características de registros seleccionados para análisis de edificio bajo.

Evento	Estación	Componente	M_w	t_0 $[s]$	t_e $[s]$	Δt_m $[s]$	I_A $[m/s]$	PGA $[m/s^2]$
Tohoku (2011)[3]	Motegi TCG014	NS	9.0	299.990	64.610	0.01	20.083	7.101
Maule (2010)[2]	Constitución	CH 1	8.8	143.285	59.800	0.005	19.653	5.273
Darfield (2010)[2]	Hororata High School	S72E	7.1	81.880	9.540	0.02	3.055	4.525
Imperial Valley-06 (1979)[1]	Delta	262	6.5	100.14	51.42	0.01	2.389	2.312
Loma Prieta (1989)[1]	Gilroy Array #1	090	6.9	39.985	3.705	0.005	1.690	4.754

[1] PEER Strong Ground Motion Database
[2] Center for Engineering Strong Motion Data
[3] Strong-motion Seismographs Networks (K-NET, KiK-net)

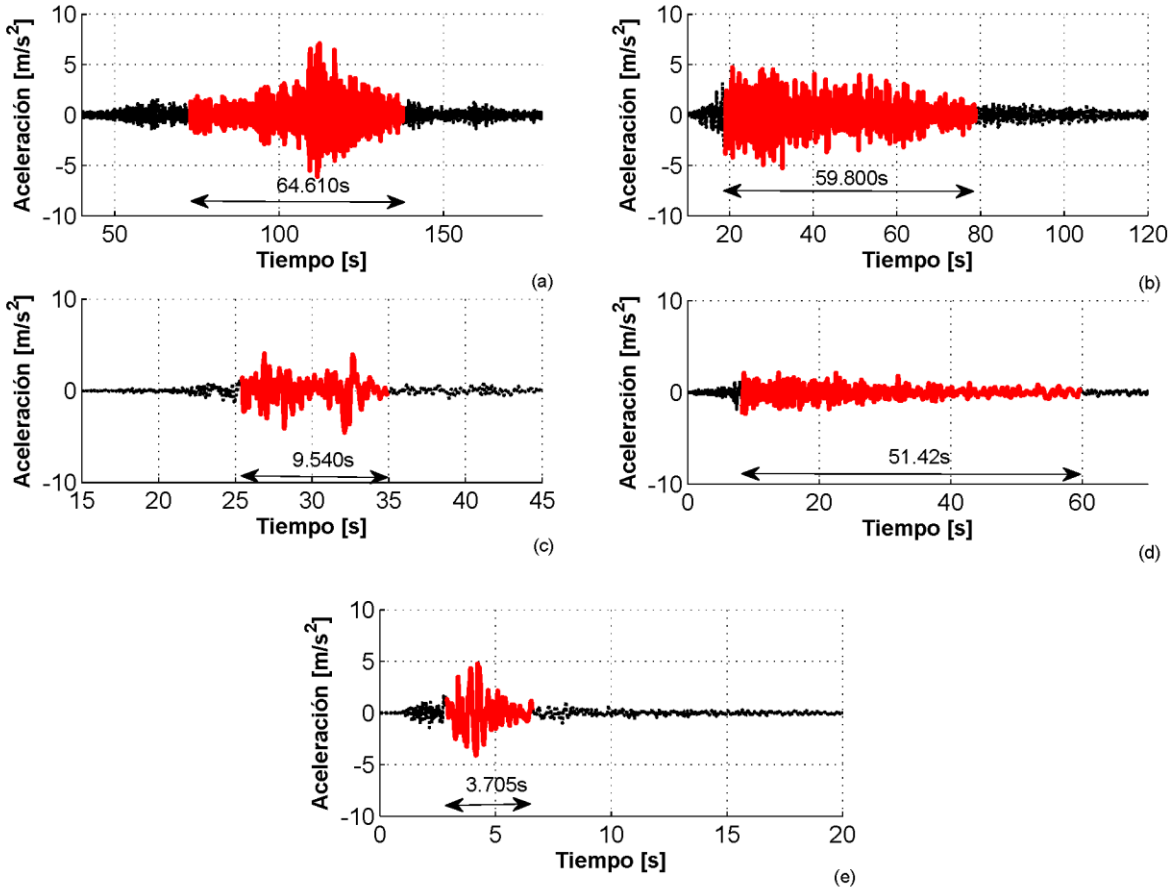


Figura IX.16 – Registros sísmicos utilizados en análisis de edificio bajo.
(a) Tohoku, (b) Maule, (c) Darfield, (d) Imperial Valley-06 y (e) Loma Prieta.

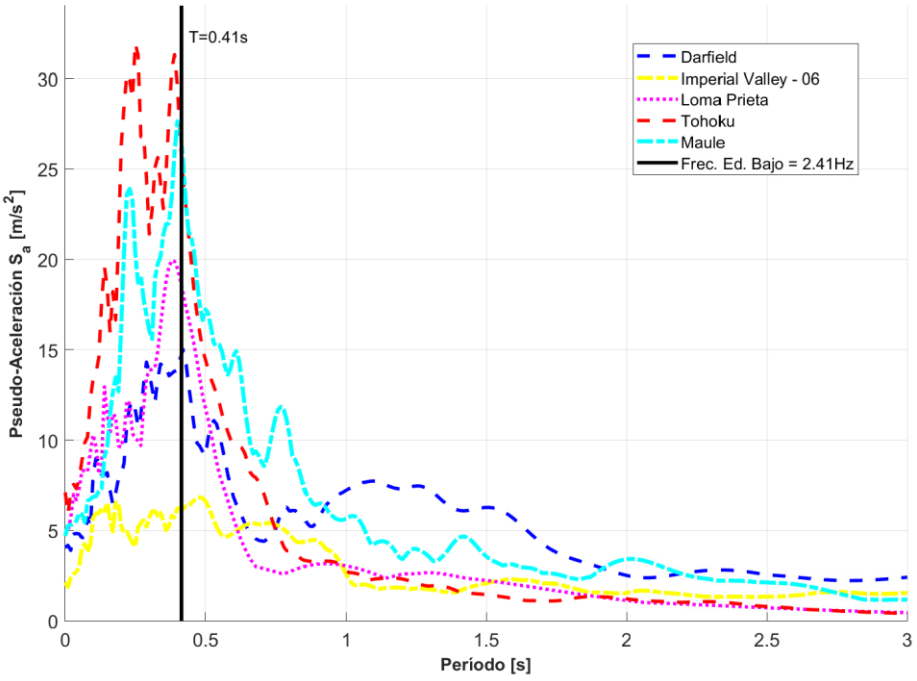


Figura IX.17 – Espectros de pseudo-aceleración de registros seleccionados para análisis de edificio bajo.

IX.7.b Edificio alto

En la Tabla IX.17 se especifican las principales características de los acelerogramas elegidos para el análisis del edificio alto. En este caso se hace notar que dos de estos registros pertenecen a sismos impulsivos de corta duración (Chi Chi y Northridge), mientras que los tres restantes (Algarrobo, Kocaeli y Tokachi-Oki) corresponden a eventos duración prolongada. Las aceleraciones del terreno para cada uno de los registros seleccionados se muestran en la Figura IX.18.

Tabla IX.17 – Características de registros seleccionados para análisis de edificio alto.

Evento	**Estación**	**Componente**	M_w	$t_0\ [s]$	$t_e\ [s]$	Δt_m $[s]$	I_A $[m/s]$	PGA $[m/s^2]$
Algarrobo (1985)[2]	Viña del Mar	S20W	8.0	34.816	32.113	0.017	4.292	3.439
Chi Chi (1999)[1]	CHY080	N	7.7	89.990	22.020	0.005	6.909	8.438
Kocaeli (1999)[1]	Ambarli	ATS090	7.6	150.400	37.185	0.005	1.240	1.823
Northridge (1994)[1]	W. Pico Canyon Rd.	046	6.7	24.98	6.25	0.01	1.544	4.116
Tokachi-Oki (2003)[3]	Shizunai HDKD06	NS2	8.0	300.000	39.370	0.005	1.461	1.887

[1] PEER Strong Ground Motion Database
[2] Center for Engineering Strong Data Motion Data
[3] Strong-motion Seismographs Networks (K-NET, KiK-net)

En la Figura IX.19 se muestran los espectros de pseudo-aceleración de los sismos elegidos junto con una línea vertical negra que marca el período correspondiente a la frecuencia del primero modo flexional del edificio según el Eje X. Nótese como el valor máximo de estos espectros sísmicos coincide de forma aproximada con la frecuencia indicada de la estructura principal.

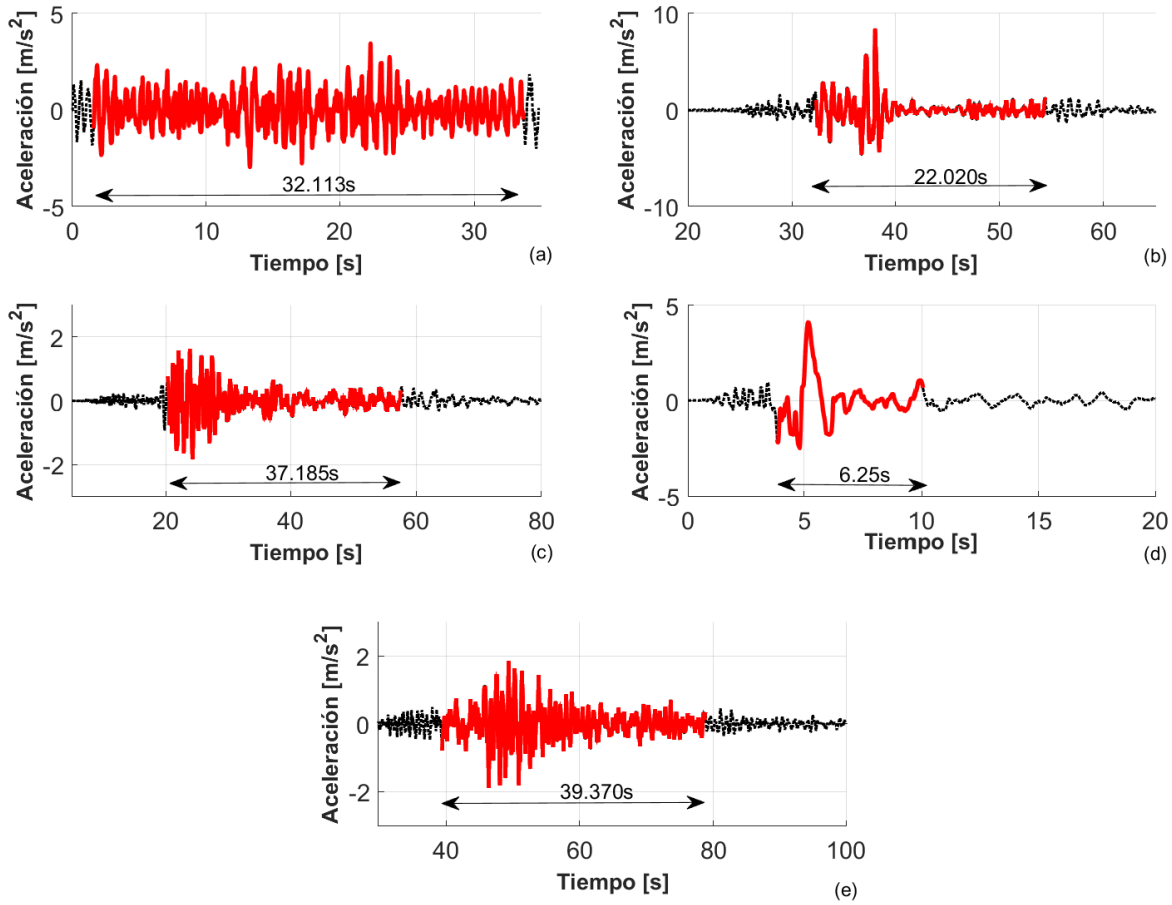


Figura IX.18 – Registros sísmicos utilizados en análisis de edificio alto.
(a) Algarrobo, (b) Chi Chi, (c) Kocaeli, (d) Northridge y (e) Tokachi-Oki.

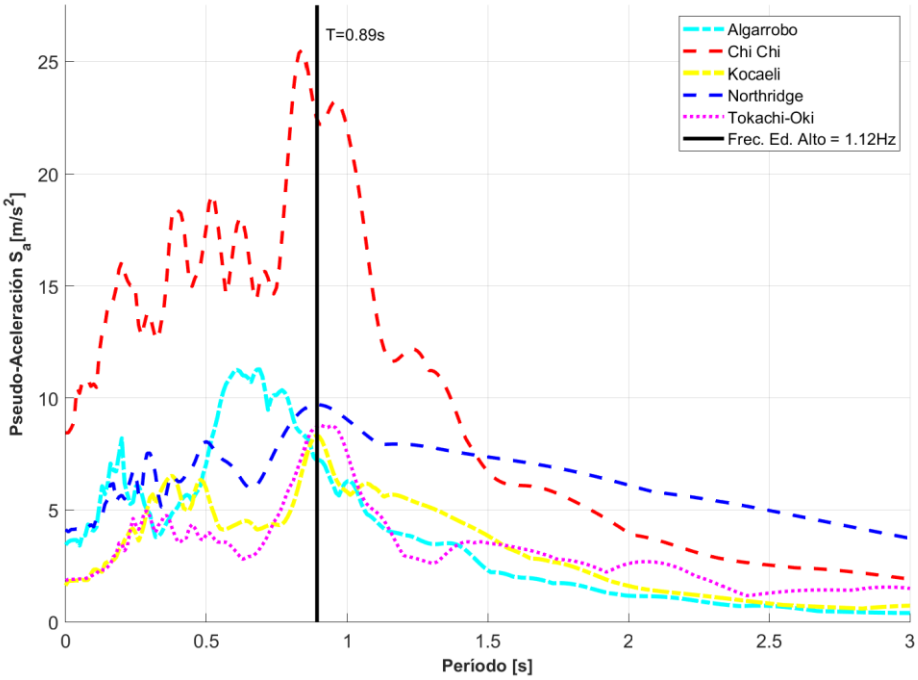


Figura IX.19 – Espectros de pseudo-aceleración de registros seleccionados para análisis de edificio alto.

IX.8 PASOS DE INTEGRACIÓN PARA ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS REFORZADAS

Para los análisis dinámicos lineales que se hicieron sobre la estructura sin refuerzo, el paso de integración se adoptó como igual al intervalo de muestreo Δt_m de los acelerogramas.

El *solver* utilizado para los análisis dinámicos no lineales de las estructuras reforzadas fue el de matrices dispersas tipo directo. Sin embargo, debido a la complejidad de los modelos con refuerzo de PSFGs, se tuvieron problemas de convergencia numérica para pasos de integración (Δt) iguales a los intervalos de muestreo (Δt_m) de los registros. Ello llevó a adoptar pasos de integración más pequeños de manera de poder obtener los resultados para estos casos. Se comprobó que, en general, para los modelos con refuerzo de PSFG una buena primera aproximación para el intervalo de integración es de $\Delta t_m/5$ para asegurar la convergencia. Sin embargo, este parámetro depende de cada registro.

IX.8.a Edificio bajo

Los pasos de integración utilizados para cada registro en los análisis dinámicos del edificio bajo reforzado se sintetizan en la Tabla IX.18.

Tabla IX.18 – Pasos de integración para modelos de edificio bajo reforzado con PSFGs.

Evento	Estación	Componente	Δt_m $[s]$	Δt $[s]$
Tohoku (2011)	Motegi TCG014	NS	0.01	0.002
Maule (2010)	Constitución	CH 1	0.005	0.0025
Darfield (2010)	Hororata High School	S72E	0.02	0.004
Imperial Valley-06 (1979)	Delta	262	0.01	0.0025
Loma Prieta (1989)	Gilroy Array #1	090	0.005	0.0025

IX.8.b Edificio alto

En la Tabla IX.19 se muestran los pasos de integración para cada registro con los que se logró la convergencia del modelo reforzado con PSFGs del edificio alto.

Tabla IX.19 – Pasos de integración para modelos de edificio alto reforzado con PSFGs.

Evento	Estación	Componente	Δt_m $[s]$	Δt $[s]$
Algarrobo (1985)	Viña del Mar	S20W	0.017	0.0034
Chi Chi (1999)	CHY080	N	0.005	0.0025
Kocaeli (1999)	Ambarli	ATS090	0.005	0.0025
Northridge (1994)	W. Pico Canyon Rd.	046	0.01	0.0025
Tokachi-Oki (2003)	Shizunai HDKD06	NS2	0.005	0.0025

IX.9 RESULTADOS OBTENIDOS PARA EJEMPLO 1: EDIFICIO BAJO

Los resultados obtenidos con el modelo computacional del edificio bajo reforzado con los PSFGs se muestran en esta sección.

Vale aclarar que los edificios originales propuestos por Domizio (2015) no consideraban ni la masa ni la rigidez de la mampostería. Para mantener los resultados comparables con los mismos, se trabajó bajo la hipótesis de que los muros de mampostería aportan masa y rigidez de manera tal que las frecuencias del edificio sin refuerzo permanecen inalteradas con respecto al modelo de la estructura sin refuerzo que no considera el aporte de la mampostería.

IX.9.a Desplazamientos y distorsiones para distintos coeficientes de roce

Suponiendo que todos los canales de los paneles poseen un coeficiente de roce uniforme, se evaluaron las respuestas de la estructura reforzada para tres valores diferentes del mismo: 0.05, 0.20 y 0.50. El objetivo fue determinar el valor que provee mayor disipación y, por lo tanto, presenta los menores desplazamientos de la estructura principal. Las fuerzas de deslizamiento FS de los elementos COMBIN40 en cada canal de los PSFGs se calcularon en función de la masa total y el valor de μ según la ecuación (VIII.3), las mismas se especifican en la Tabla IX.20.

Tabla IX.20 – Fuerzas de deslizamiento en cada canal para cada coeficiente de rozamiento, edificio bajo.

μ [-]	FS [N]
0.05	147.15
0.20	588.60
0.50	1471.50

En particular, para este estudio se hizo hincapié en los desplazamientos del diafragma rígido correspondiente al nivel 3 de la estructura principal, denotado como x_{N3}. Se comparan tanto los desplazamientos máximos como los desplazamientos cuadráticos medios (RMS) de la estructura reforzada con los de la estructura original. En este análisis se consideraron también las distorsiones horizontales de piso (θ) ya que constituyen la limitación reglamentaria que el INPRES-CIRSOC 103 (2005) impone sobre las deformaciones. La síntesis de los resultados obtenidos de este estudio se encuentra en la Tabla IX.21.

De acuerdo al análisis realizado puede concluirse que la efectividad de los PSFGs no fue muy pronunciada, disminuyendo los desplazamientos máximos de la estructura principal en valores que oscilan desde el 0 hasta el 13%. En contraste, los desplazamientos RMS presentan reducciones un poco más importantes que llegan a ser de hasta aproximadamente el 22% en el caso del registro de Darfield.

En el caso de PSFGs incorporados a edificios, se evidencia que a mayor coeficiente de rozamiento la disipación es mayor. Esto quiere decir que, a mayor fuerza de control en cada canal, la respuesta de la estructura del edificio se hace más pequeña. Los desplazamientos relativos en cada uno de los niveles usando PSFGs con diferentes factores de fricción se observan en la Figura IX.20 para el registro

de Maule. De la misma se aprecia claramente que los paneles con mayor fricción resultan más eficientes en disminuir los desplazamientos del edificio.

El efecto de los PSFGs con $\mu = 0.50$ sobre la respuesta de la estructura principal se observa en la Figura IX.21, donde se ilustran los desplazamientos en el centro de masa del nivel 3 para la estructura original y para la estructura reforzada excitadas por el registro de Maule.

Algo similar se observa para las distorsiones horizontales de piso, que tienden a disminuir a medida que los coeficientes de fricción de los PSFGs se incrementan, ver Figura IX.22 para el sismo de Maule.

Estas tendencias tienden a repetirse para todos los registros sísmicos seleccionados. En ese sentido, resultados similares se observan en la Figura IX.23, Figura IX.24 y Figura IX.25 para el sismo de Darfield. Los resultados para los registros restantes se adjuntan en el anexo C de esta tesis.

Tabla IX.21 – Desplazamientos y distorsiones máximas para estructura del edificio bajo.

Registro	**μ [-]**	**Despl. Nivel 3 x_{N3} [mm]**		**Variación x_{N3} Max. [%]**	**Variación x_{N3} RMS [%]**	**Distorsión Máxima θ [%]**	**Variación θ Max. [%]**
		Max. Abs.	**RMS**				
Tohoku (2011)	Sin PSFGs	152	25	-	-	2.00	-
	0.05	151	24	**-0.86**	**-1.52**	1.99	**-0.83**
	0.20	145	23	**-4.83**	**-6.74**	1.92	**-4.30**
	0.50	134	21	**-11.76**	**-14.68**	1.77	**-11.44**
Maule (2010)	Sin PSFGs	156	29	-	-	2.06	-
	0.05	154	28	**-1.32**	**-2.79**	2.03	**-1.32**
	0.20	148	26	**-5.12**	**-9.74**	1.95	**-5.16**
	0.50	138	24	**-11.55**	**-16.99**	1.82	**-11.66**
Darfield (2010)	Sin PSFGs	87	18	-	-	1.14	-
	0.05	86	18	**-1.11**	**-0.93**	1.13	**-1.05**
	0.20	82	16	**-5.34**	**-10.28**	1.08	**-5.48**
	0.50	75	14	**-13.55**	**-21.87**	0.99	**-13.64**
Imperial Valley-06 (1979)	Sin PSFGs	35	9	-	-	0.46	-
	0.05	34	9	**-2.40**	**-4.44**	0.45	**-2.32**
	0.20	33	8	**-6.16**	**-11.26**	0.43	**-6.12**
	0.50	35	8	**-0.59**	**-15.59**	0.46	**-0.69**
Loma Prieta (1989)	Sin PSFGs	108	20	-	-	1.42	-
	0.05	106	19	**-1.04**	**-2.54**	1.41	**-1.03**
	0.20	104	18	**-3.44**	**-7.26**	1.37	**-3.52**
	0.50	100	17	**-7.26**	**-12.88**	1.32	**-7.32**

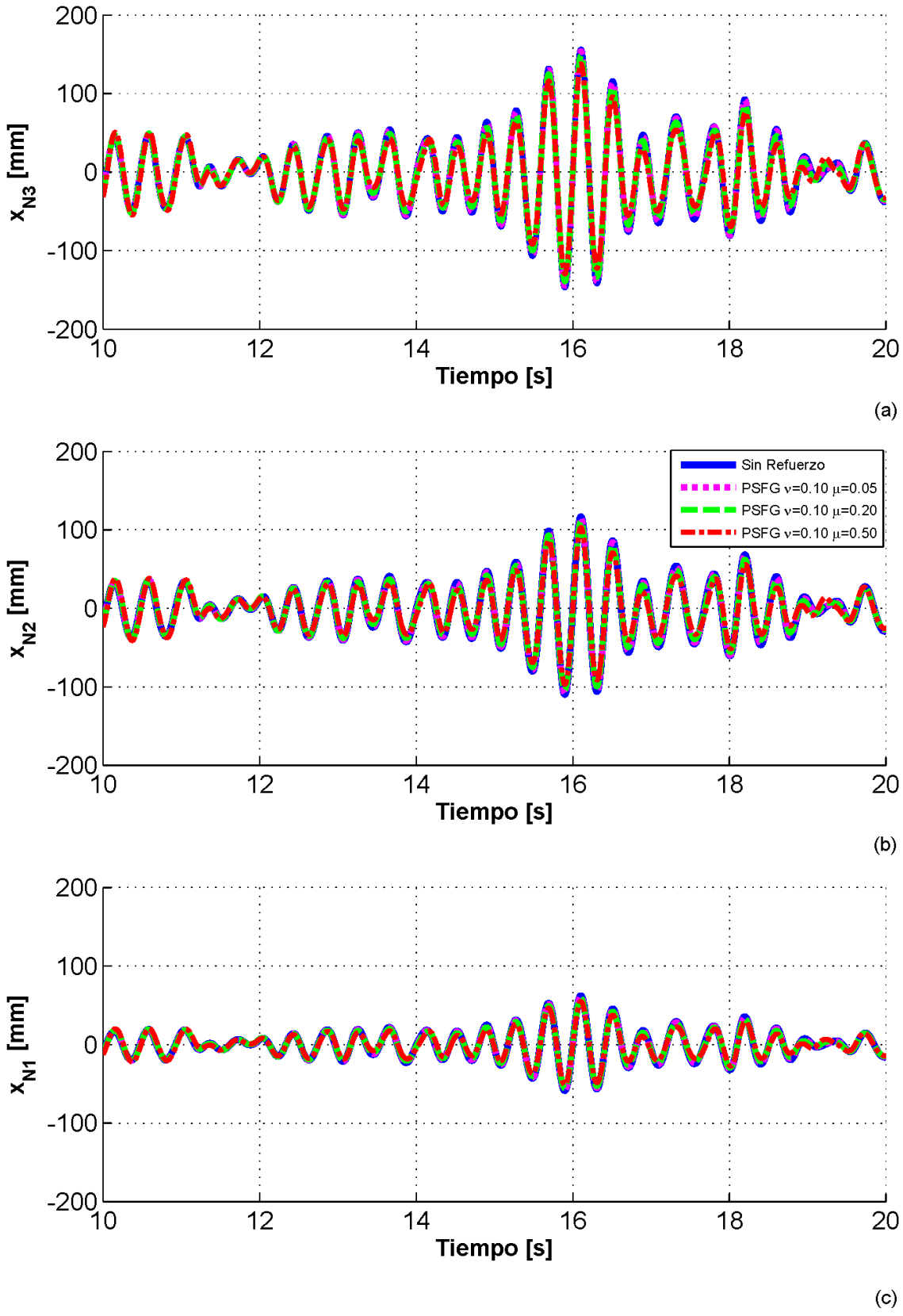


Figura IX.20 – Desplazamientos relativos para edificio bajo, registro Maule.
(a) Nivel 3, (b) Nivel 2 y (c) Nivel 1.

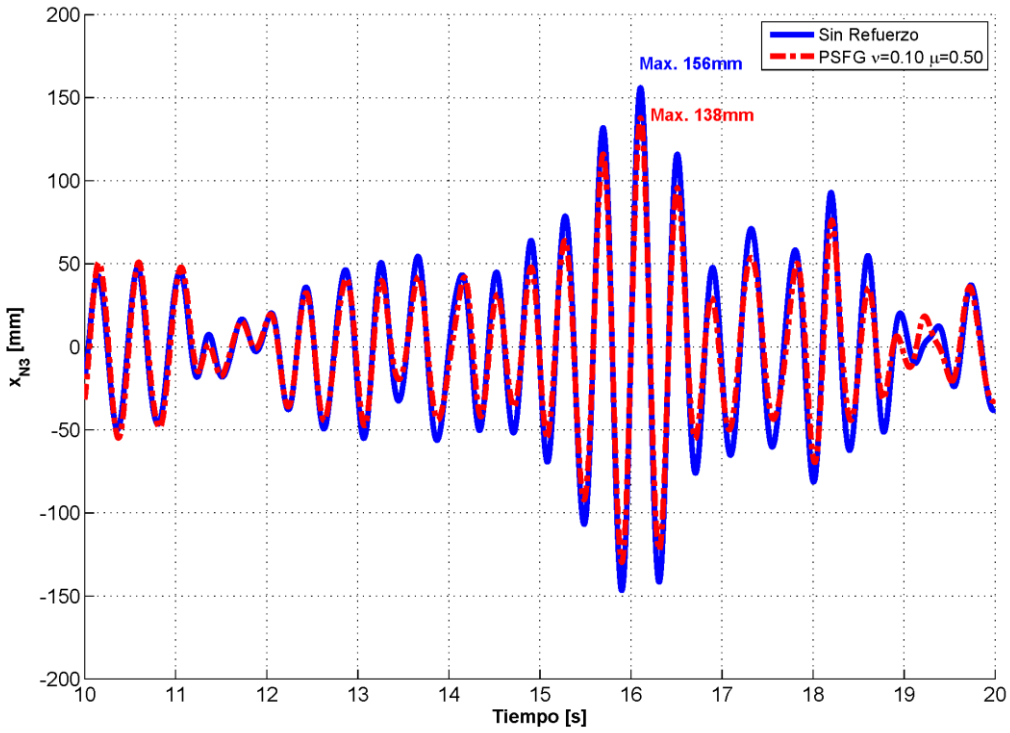


Figura IX.21 – Desplazamientos Relativos Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, Registro Maule.

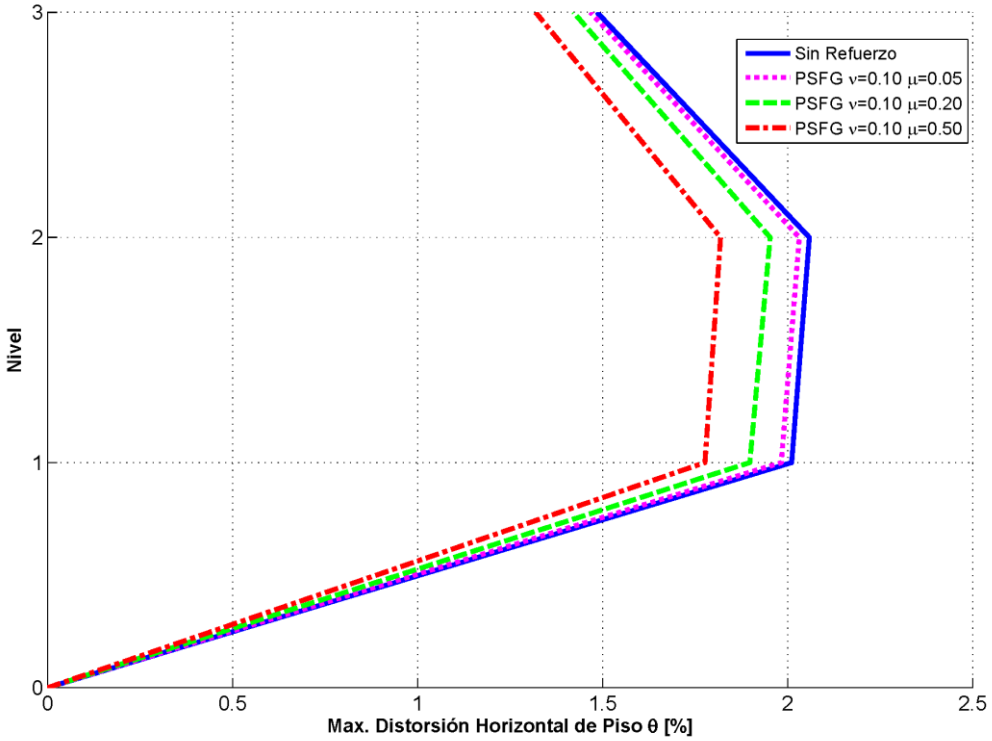


Figura IX.22 – Máximas distorsiones de piso, registro Maule.

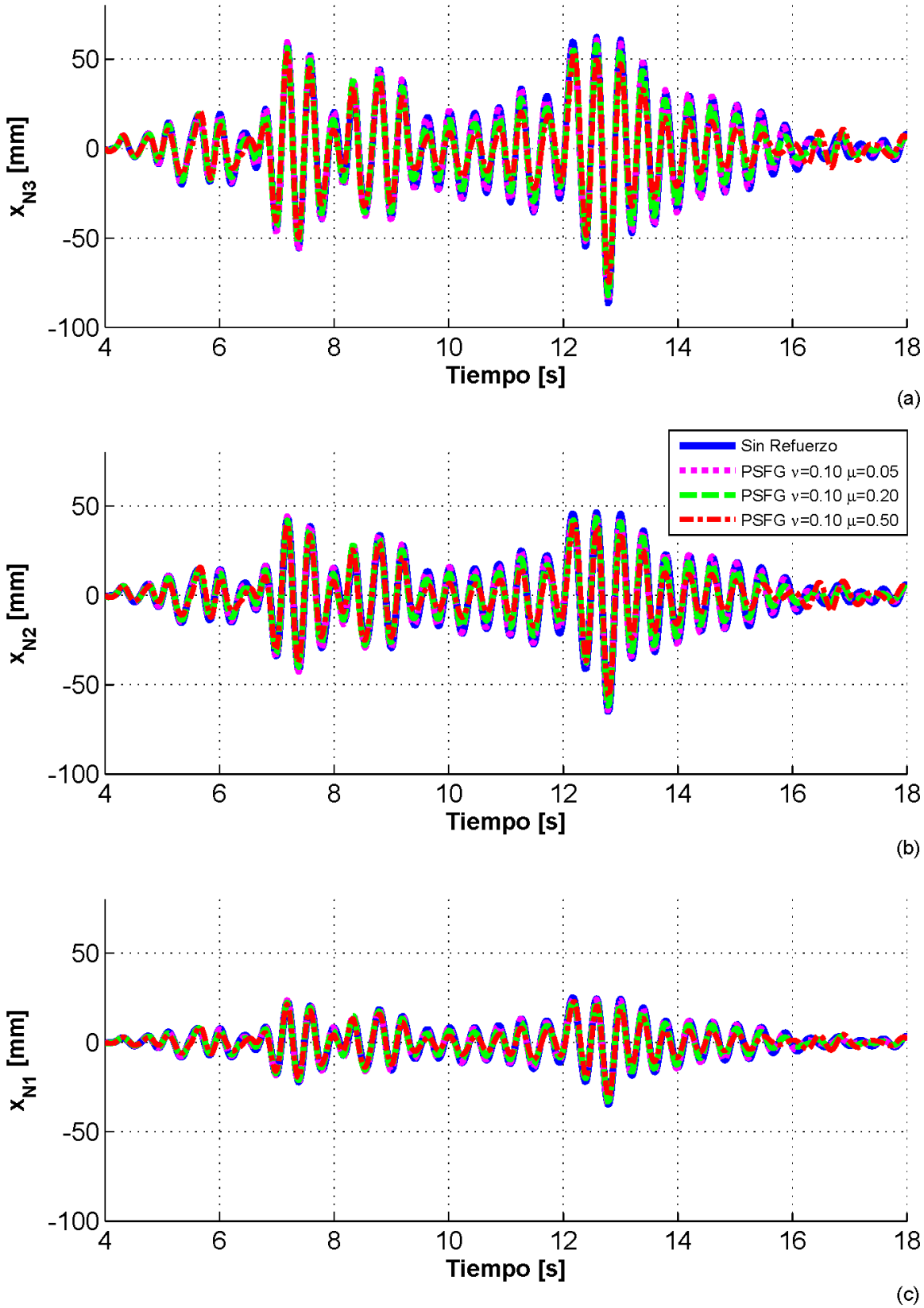


Figura IX.23 – Desplazamientos relativos para edificio bajo, registro Darfield.
(a) Nivel 3, (b) Nivel 2 y (c) Nivel 1.

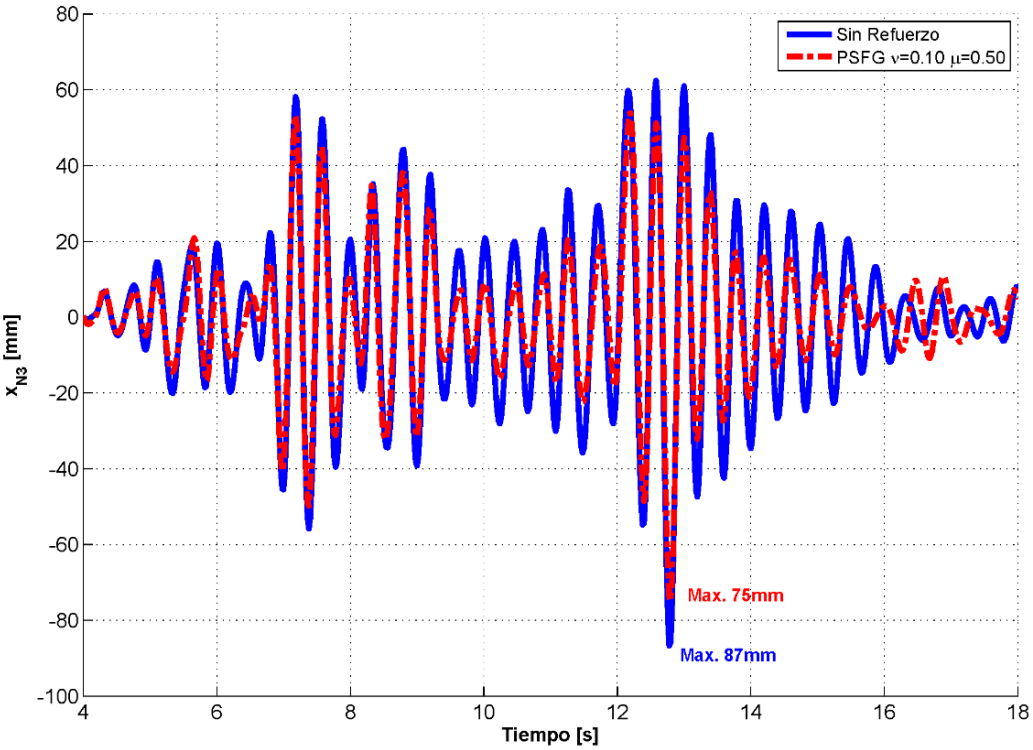


Figura IX.24 – Desplazamientos Relativos Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Darfield.

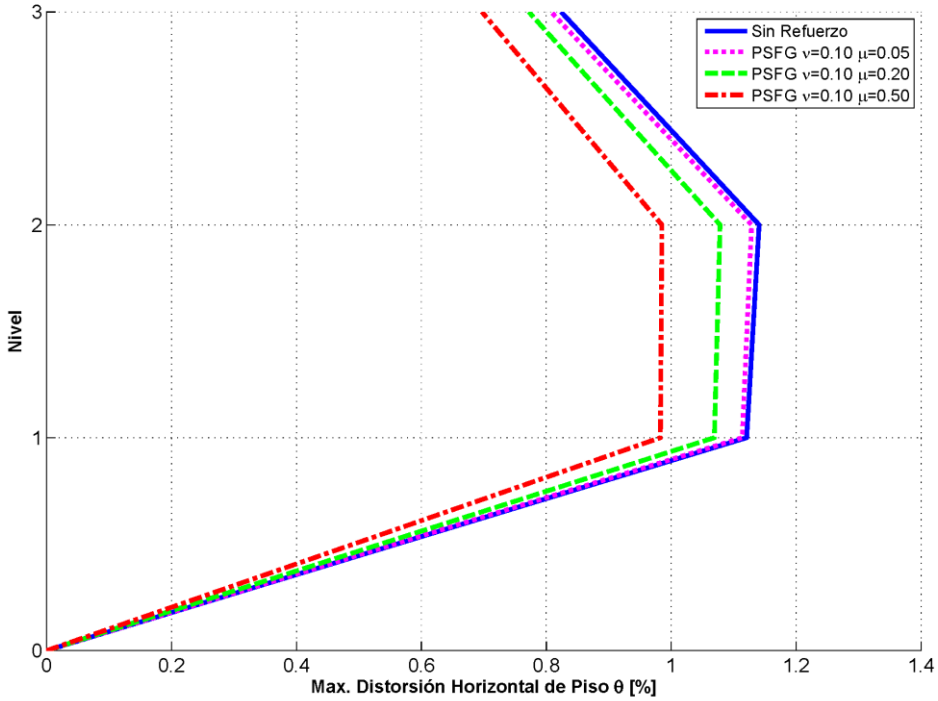


Figura IX.25 – Máximas distorsiones de piso, registro Darfield.

Finalmente, se evaluó la respuesta de la estructura principal en términos de la frecuencia. En ese sentido, en la Figura IX.26 se grafica el cuadrado del módulo de la transformada de Fourier de los desplazamientos del nivel 3 en función de la frecuencia para el registro de Maule. En el caso de la estructura sin refuerzo se destaca un pico muy pronunciado que coincide con la frecuencia del primer modo flexional según el Eje X del edificio bajo (2.41 Hz). Nótese como a medida que el coeficiente de fricción de los PSFGs en la estructura reforzada se va incrementando, el pico se va atenuando cada vez más pero siempre permaneciendo sobre el mismo valor de frecuencia.

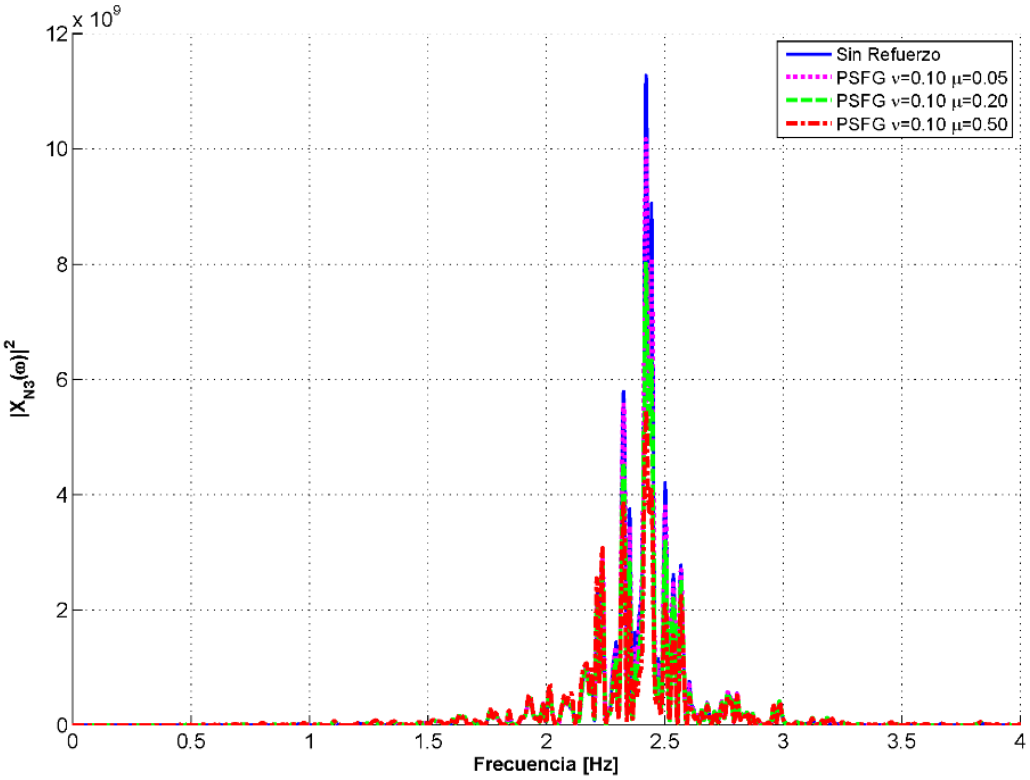


Figura IX.26 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Maule.

IX.9.b Variación de esfuerzos internos en una línea de columnas

Considerando los resultados expuestos en el apartado anterior, se realizó un estudio de la variación de los esfuerzos internos en la línea correspondiente a la columna central (CiI) de la planta tipo mostrada en la Figura IX.1. Para este análisis sólo se tuvieron en cuenta los resultados obtenidos para la estructura reforzada con los PSFGs con $\mu = 0.50$, que resultaron ser los más convenientes entre las alternativas evaluadas.

Al tratarse de análisis dinámicos, para realizar esta comparación de los esfuerzos internos en la columna se eligió el instante de tiempo correspondiente al desplazamiento máximo en el tercer nivel de la estructura original. Los parámetros de comparación fueron los esfuerzos de corte y los de momento.

En la Figura IX.27 y en la Figura IX.28 se observa la disminución en los esfuerzos internos de la columna analizada para los sismos de Maule y Darfield, respectivamente. La diferencia entre la estructura original y la reforzada puede apreciarse más claramente en el caso de los diagramas de corte. La disminución de las solicitaciones de momentos en la columna resulta con valores similares a los esfuerzos de corte.

Asimismo, en la Tabla IX.22 se resumen los esfuerzos internos de la columna estudiada a nivel de base para la totalidad de los registros seleccionados. Se observa que la reducción alcanzada en el corte basal de este elemento oscila entre un 7% en el caso del registro de Loma Prieta y un 20% para Darfield.

Los diagramas de momento y corte que se obtuvieron para el resto de los acelerogramas utilizados en este análisis se adjuntan en el anexo C de esta tesis.

Tabla IX.22 – Variación de esfuerzos internos a nivel de base en columna CiI central, edificio bajo.

Registro	**μ [-]**	**Esfuerzos Base CiI Central**		**Variación [%]**
		V_{max} [kN]	**M_{max} [kN.m]**	
Tohoku (2011)	Sin PSFGs	904.7	1597.1	-
	0.50	789.1	1392.6	**-12.79**
Maule (2010)	Sin PSFGs	921.3	1630.2	-
	0.50	813.9	1440.3	**-11.65**
Darfield (2010)	Sin PSFGs	515.3	909.9	-
	0.50	448.8	791.4	**-12.89**
Imperial Valley – 06 (1979)	Sin PSFGs	209.2	369.4	-
	0.50	166.5	293.6	**-20.41**
Loma Prieta (1989)	Sin PSFGs	629.6	1115.0	-
	0.50	583.7	1033.3	**-7.30**

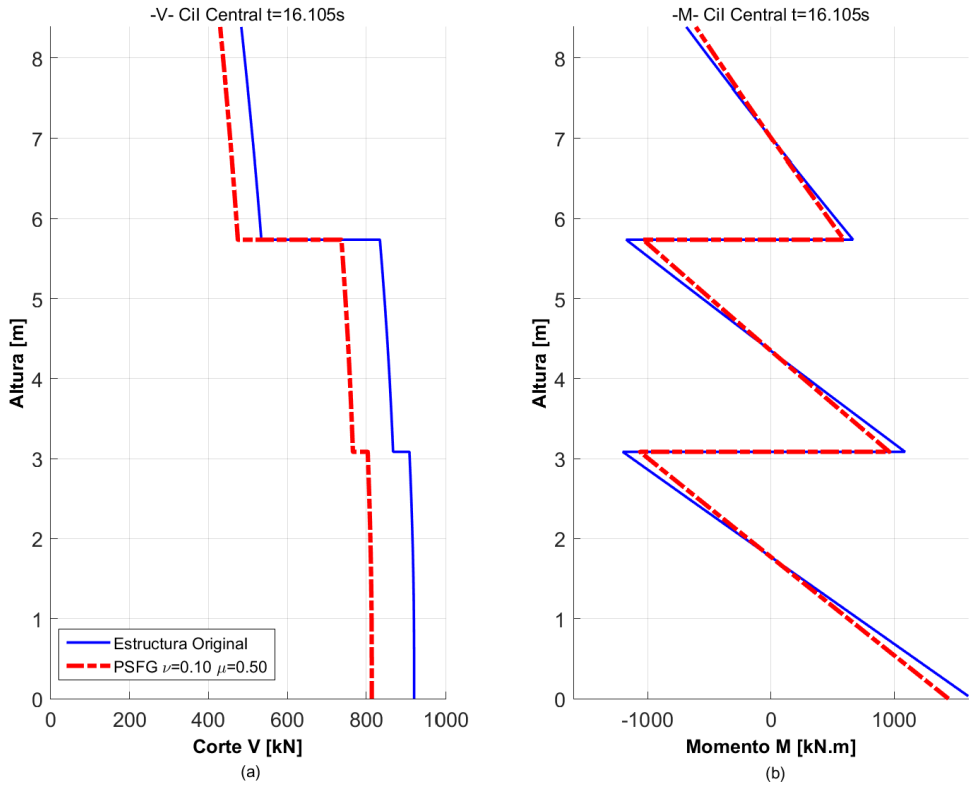


Figura IX.27 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 16.105s$ registro Maule. (a) Corte; (b) Momento.

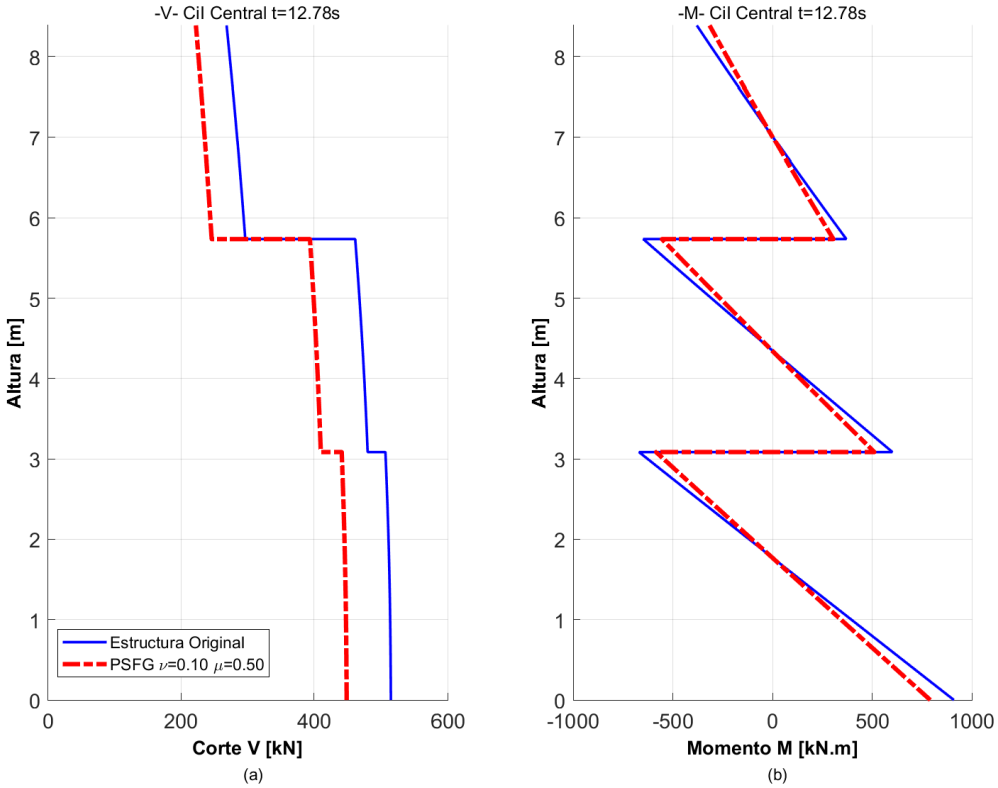


Figura IX.28 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 12.78s$ registro Darfield. (a) Corte; (b) Momento.

IX.9.c Respuesta de un panel

Para corroborar que los PSFGs funcionaran de manera correcta, se procedió a realizar un estudio sobre la respuesta de uno de los mismos. Para ello se eligió un panel apoyado sobre el nivel 2 de la edificación, denotado como PSFG 2P VB PI. El mismo se encuentra resaltado en la perspectiva que se muestra en la Figura IX.29.

Al igual que en el apartado anterior, sólo se analiza el caso en que el coeficiente de rozamiento es igual a 0.50. Para simplificar la exposición, en esta sección sólo se muestran los resultados obtenidos con el registro de Darfield. El resto de las respuestas determinadas se puede consultar en el anexo C.

Con el objetivo de analizar el contraste entre las respuestas a diferentes alturas del panel, se incluyen los resultados correspondientes al canal superior A y al inferior F.

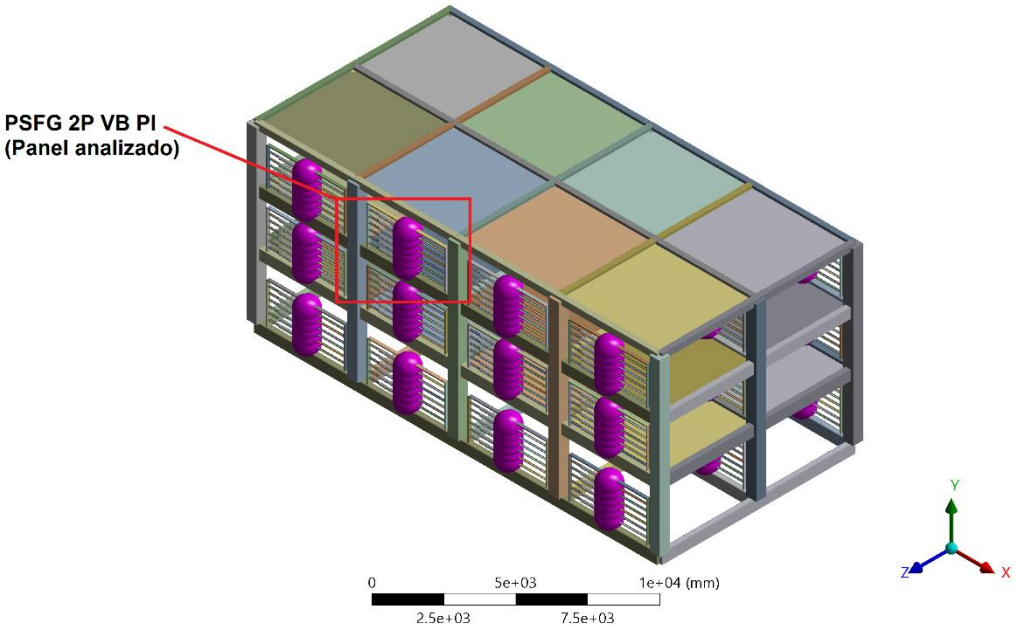


Figura IX.29 – Panel PSFG 2P VB PI utilizado para evaluar respuestas en análisis dinámicos.

En primer lugar, se analizan los desplazamientos relativos del panel medidos entre el elemento horizontal superior del marco y el punto de unión entre la viga de hormigón armado y el PSFG. Los resultados para el sismo de Darfield se aprecian en la Figura IX.30. Se observa un máximo de 55mm en correspondencia aproximada con los 13s del registro. En ese sentido, se hace notar que los desplazamientos detectados en los paneles tienen el mismo orden de magnitud que los obtenidos en los ensayos del prototipo descriptos en el Capítulo VII.

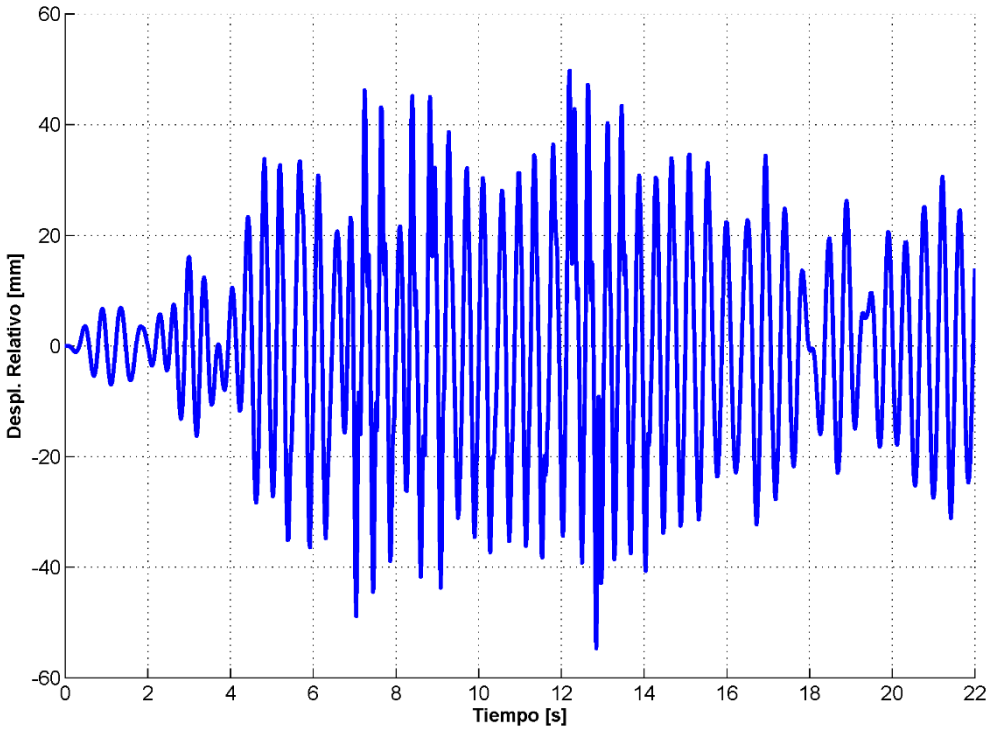


Figura IX.30 – Desplazamientos relativos de PSFG 2P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Darfield.

En la Figura IX.31 se observan tanto las aceleraciones absolutas del canal F como las de la masa vinculada al mismo. Claramente pueden distinguirse los instantes de deslizamiento de la masa. Adicionalmente, se hace notar que el valor del plafón de aceleraciones de los bloques es de alrededor de 5.00m/s^2, lo que se corresponde con un factor de fricción de 0.50. Paralelamente, en la Figura IX.32 (a) se representa la relación entre la fuerza de roce sobre la masa del canal F y los desplazamientos relativos de la misma. Se distinguen los lazos histeréticos prácticamente rectangulares que caracterizan la disipación de energía por fricción. En la Figura IX.32 (b) se muestran los desplazamientos relativos de dicha masa en el tiempo. Los intervalos de deslizamiento de la masa coinciden de manera exacta con los que se observan en el gráfico de aceleraciones de la Figura IX.31.

Las aceleraciones absolutas a la altura del canal superior A se grafican en la Figura IX.33. Como era de esperarse, las aceleraciones en este canal resultan más elevadas que las del F por encontrarse a una altura más elevada. Por ello, se tiene que los bloques apoyados sobre este canal deslizan períodos de tiempo más prolongados. La respuesta de la masa correspondiente al canal A se observa en la Figura IX.34, donde se observan lazos histeréticos más pronunciados que los obtenidos para el canal F.

Por todo lo expuesto hasta aquí, puede concluirse que el comportamiento del PSFG analizado se ajusta a lo esperado de acuerdo a lo expuesto en los capítulos previos de la tesis.

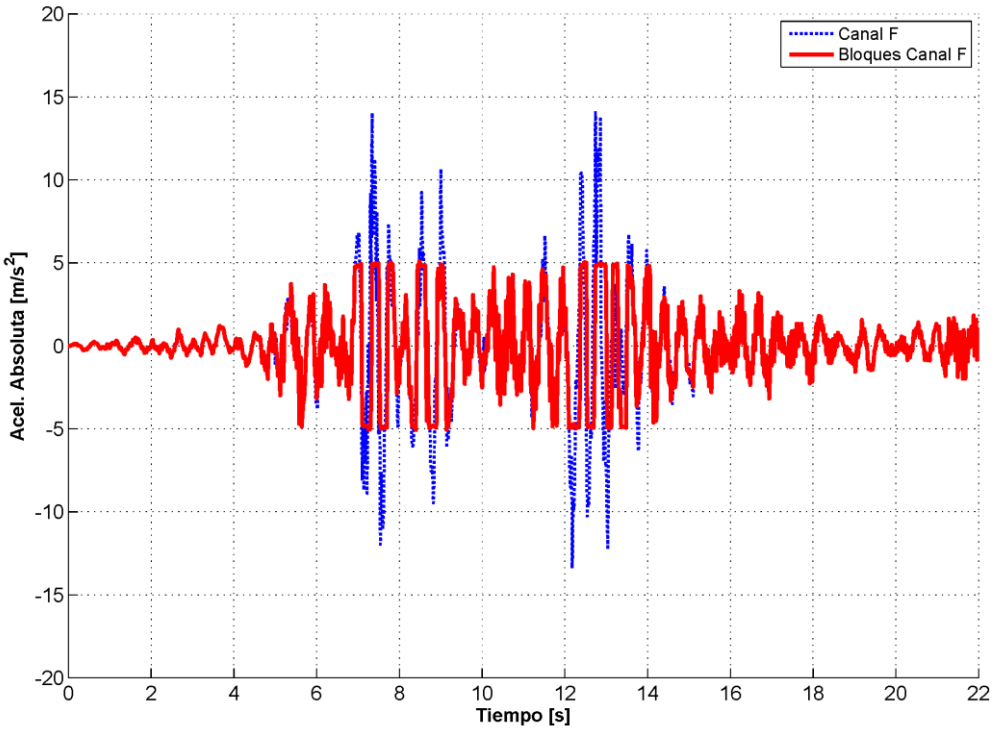


Figura IX.31 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Darfield.

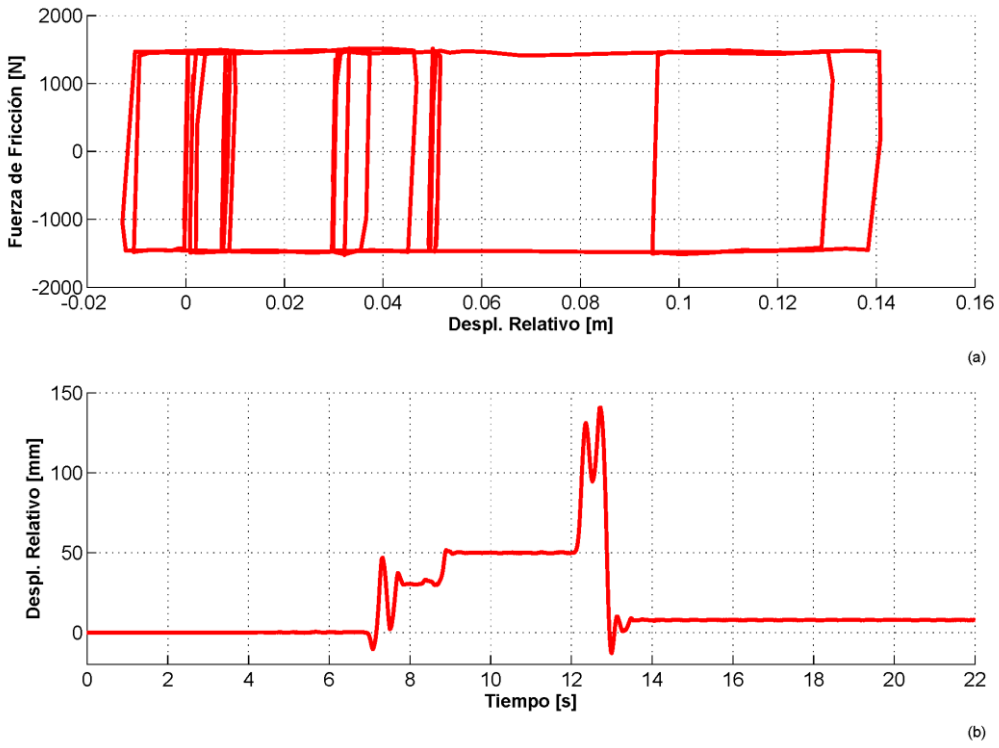


Figura IX.32 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Darfield.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

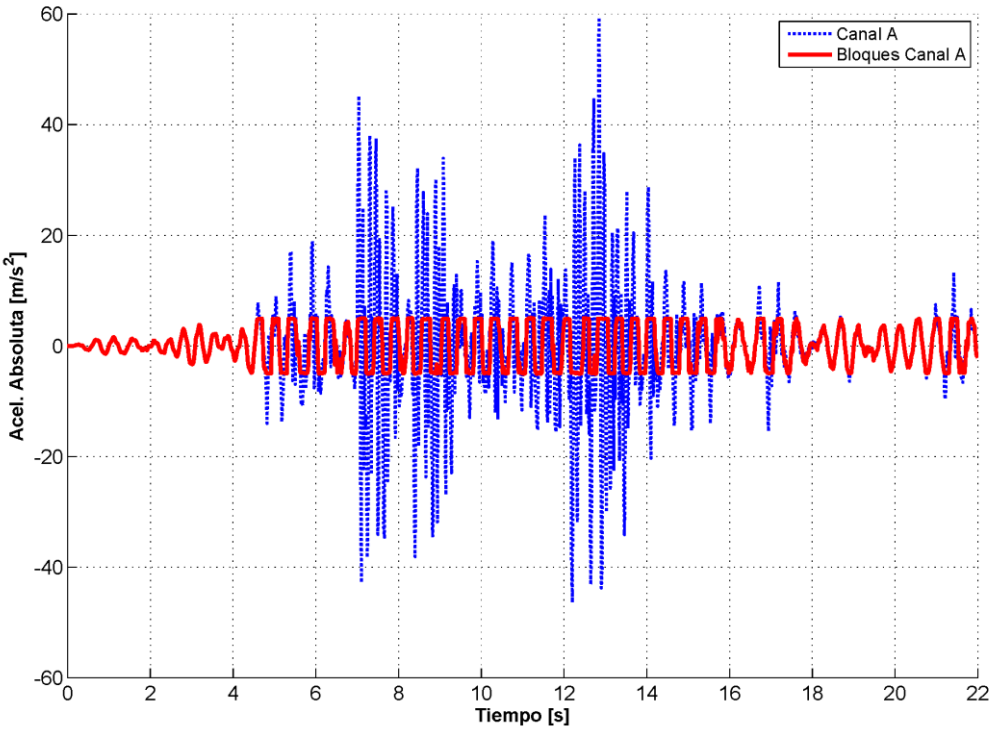


Figura IX.33 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Darfield.

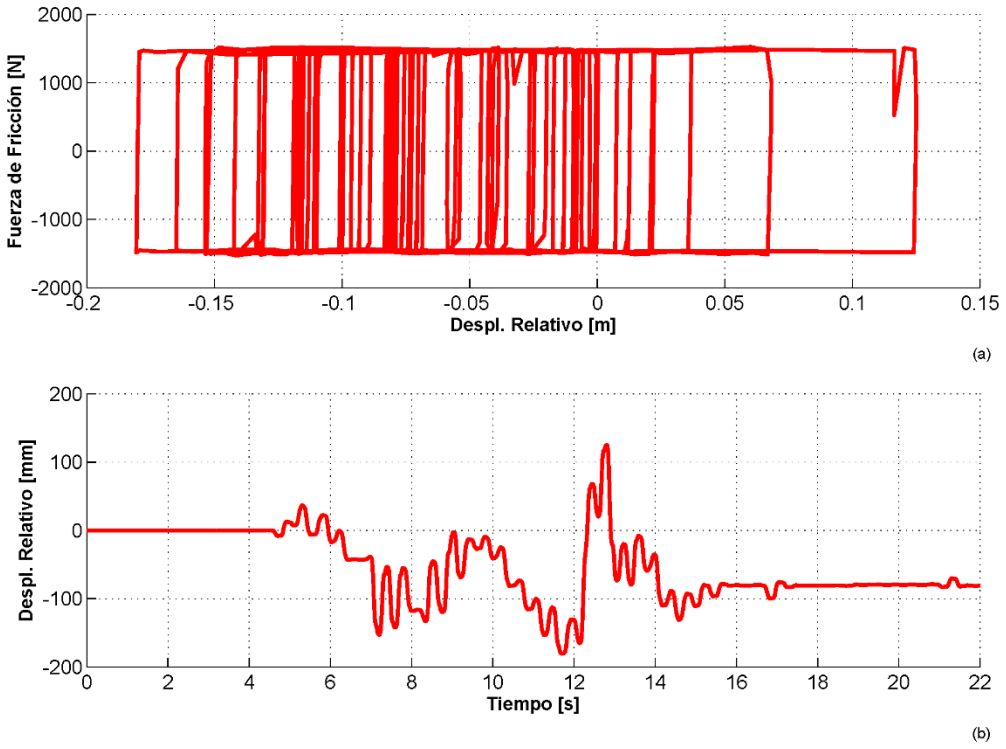


Figura IX.34 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Darfield.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

IX.10 RESULTADOS OBTENIDOS PARA EJEMPLO 2: EDIFICIO ALTO

En este apartado se describen los resultados de los estudios realizados sobre el modelo de la estructura del edificio alto.

Se mantiene la hipótesis previamente mencionada de que los muros de mampostería aportan masa y rigidez de forma tal que las frecuencias del edificio original sin refuerzo permanecen inalteradas con respecto al modelo de la estructura sin refuerzo que no tiene en cuenta el efecto de la mampostería.

IX.10.a Desplazamientos y distorsiones para distintos coeficientes de roce

En este caso el análisis fue llevado a cabo con los mismos coeficientes de fricción utilizados anteriormente, esto es: 0.05, 0.20 y 0.50. De esta forma, se intentó establecer la alternativa con la que se logra la mayor disminución en los desplazamientos de la estructura principal. Considerando que la masa en cada canal es de 316kg, las fuerzas de deslizamiento se calcularon aplicando la expresión (VIII.3). Los valores resultantes se muestran en la Tabla IX.23.

Tabla IX.23 – Fuerzas de deslizamiento en cada canal para cada coeficiente de rozamiento, edificio alto.

μ [-]	FS [N]
0.05	154.82
0.20	619.29
0.50	1548.21

La variable principal considerada en este estudio fueron los desplazamientos correspondientes al diafragma rígido del nivel 10 del edificio (x_{N10}). En ese sentido, se evaluaron tanto los valores máximos como los cuadráticos medios (RMS). Además, se calcularon las distorsiones horizontales (θ) para cada piso. En la Tabla IX.24 se adjuntan los resultados del análisis.

En base a los valores expuestos, puede inferirse que el desempeño de los PSFGs sobre la respuesta de la estructura principal fue mucho más pronunciado que para el caso del edificio bajo. De esta forma, fue posible alcanzar reducciones de hasta un 33% del desplazamiento máximo para el caso del registro de Kocaeli. Disminuciones similares pueden observarse tanto para el caso de los desplazamientos medios cuadráticos como para las distorsiones.

En este caso se evidencia de forma clara que la efectividad del dispositivo propuesto resulta mayor para registros con duración efectiva más prolongada. Esto se deduce rápidamente si se comparan los resultados obtenidos para el sismo de Northridge (del tipo impulsivo) con los de Kocaeli (de larga duración). En esta sección se analizarán en mayor profundidad los resultados correspondientes a estos dos sismos para poder comparar. Los resultados correspondientes al resto de los registros se pueden encontrar en el anexo E.

Tabla IX.24 – Desplazamientos y distorsiones máximas para estructura del edificio alto.

Registro	μ [-]	Despl. Nivel 10 x_{N10} [mm]		Variación x_{N10} Max. [%]	Variación x_{N10} RMS [%]	Distorsión Máxima θ [%]	Variación θ Max. [%]
		Max. Abs.	RMS				
Algarrobo (1985)	Sin PSFGs	223	72	-	-	1.04	-
	0.05	213	69	**-4.61**	**-4.41**	1.00	**-4.49**
	0.20	180	57	**-19.13**	**-20.16**	0.85	**-18.44**
	0.50	166	52	**-25.51**	**-28.13**	0.75	**-27.96**
Chi Chi (1999)	Sin PSFGs	661	165	-	-	2.99	-
	0.05	662	161	**0.14**	**-2.67**	2.99	**0.10**
	0.20	660	150	**-0.20**	**-8.93**	2.98	**-0.40**
	0.50	648	137	**-1.95**	**-16.80**	2.93	**-2.11**
Kocaeli (1999)	Sin PSFGs	256	65	-	-	1.17	-
	0.05	241	59	**-5.96**	**-8.52**	1.10	**-6.06**
	0.20	204	49	**-20.17**	**-24.51**	0.92	**-21.17**
	0.50	171	43	**-33.29**	**-34.59**	0.77	**-33.91**
Northridge (1994)	Sin PSFGs	281	45	-	-	1.27	-
	0.05	277	32	**-1.20**	**-29.44**	1.25	**-1.22**
	0.20	269	30	**-4.20**	**-33.90**	1.22	**-3.93**
	0.50	255	29	**-9.25**	**-36.73**	1.15	**-8.97**
Tokachi-Oki (2003)	Sin PSFGs	265	65	-	-	1.20	-
	0.05	252	59	**-5.12**	**-8.60**	1.14	**-5.20**
	0.20	219	49	**-17.65**	**-24.08**	0.99	**-17.39**
	0.50	186	43	**-29.99**	**-33.56**	0.85	**-29.66**

En el caso del registro de Northridge, la Figura IX.35 muestra una comparación entre los desplazamientos relativos del nivel 10 del edificio para PSFGs con diferentes coeficientes de fricción. Se observa que la mayor disminución de desplazamientos se logra cuando $\mu = 0.50$. Este fenómeno se repite para todos los registros analizados.

Las máximas distorsiones horizontales en cada nivel pueden apreciarse en la Figura IX.36. Se advierte que el nivel más comprometido es el 5, donde la distorsión para la estructura sin refuerzo supera ligeramente el 1.20%. Las estructuras reforzadas con PSFGs con $\mu = 0.20$ y 0.50 tienden a mejorar levemente el desempeño en ese nivel.

Los desplazamientos resultantes de los modelos computacionales para el registro de Kocaeli se muestran en la Figura IX.37. Aquí también se evidencia que el coeficiente de rozamiento de 0.50 es el más apropiado para atenuar las vibraciones de la estructura del edificio original. En el caso de este sismo las reducciones de desplazamientos alcanzadas fueron mucho más acentuadas que para el registro impulsivo, evidenciando la efectividad del sistema de disipación propuesto.

Además, la mejora conseguida con los paneles en las distorsiones horizontales de piso se puede apreciar en la Figura IX.38. En la misma se nota una reducción que alcanza casi el 34% en el valor máximo para el caso en que el factor de fricción es de 0.50.

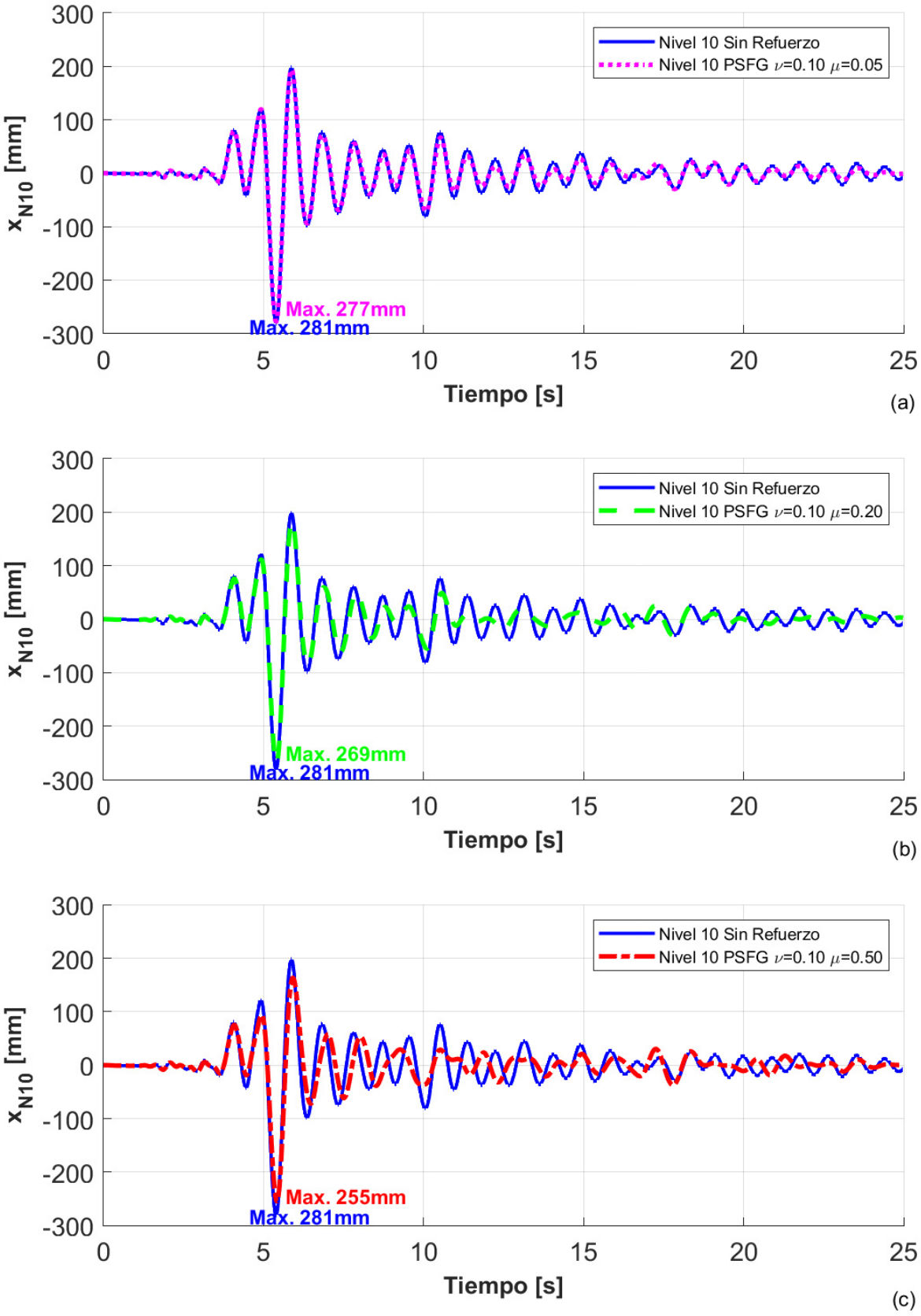


Figura IX.35 – Desplazamientos relativos nivel 10 para edificio alto, registro Northridge.
(a) $\mu = 0.05$, (b) $\mu = 0.20$ y (c) $\mu = 0.50$.

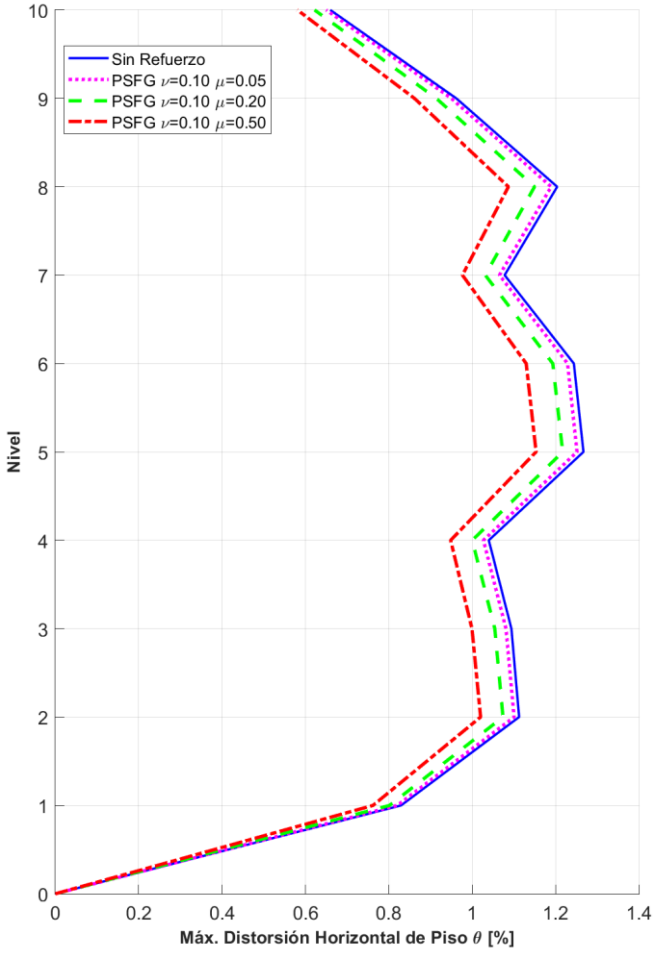


Figura IX.36 – Máximas distorsiones de piso en edificio alto, registro Northridge.

Por último, la respuesta de la estructura en términos de frecuencia se observa en la Figura IX.39 para el registro de Kocaeli. En la misma se destaca el pico de la curva azul correspondiente a la estructura sin refuerzo que coincide con una frecuencia de 1.12Hz, valor idéntico al de la frecuencia del primer modo traslacional según el Eje X. Para las estructuras reforzadas se tiene, al igual que en el caso del edificio bajo, que ese pico se va atenuando a medida que el factor de rozamiento en los paneles se va incrementando. Esta tendencia se acentúa cada vez más hasta que para la curva roja correspondiente a $\mu = 0.50$, el pico único desaparece y, en cambio, se evidencian dos picos bien diferenciados entre sí. El primero, con una componente mayor, se corresponde con una frecuencia de aproximadamente 0.99Hz. Mientras que el segundo, con una componente sensiblemente inferior, se evidencia para una frecuencia apenas menor de 1.11Hz. De esta manera, mediante la adición de los PSFGs no sólo se logró reducir la respuesta en desplazamientos, sino que también se logró correr el máximo absoluto del espectro de frecuencias de forma de ubicarlo fuera de la frecuencia propia de la estructura principal.

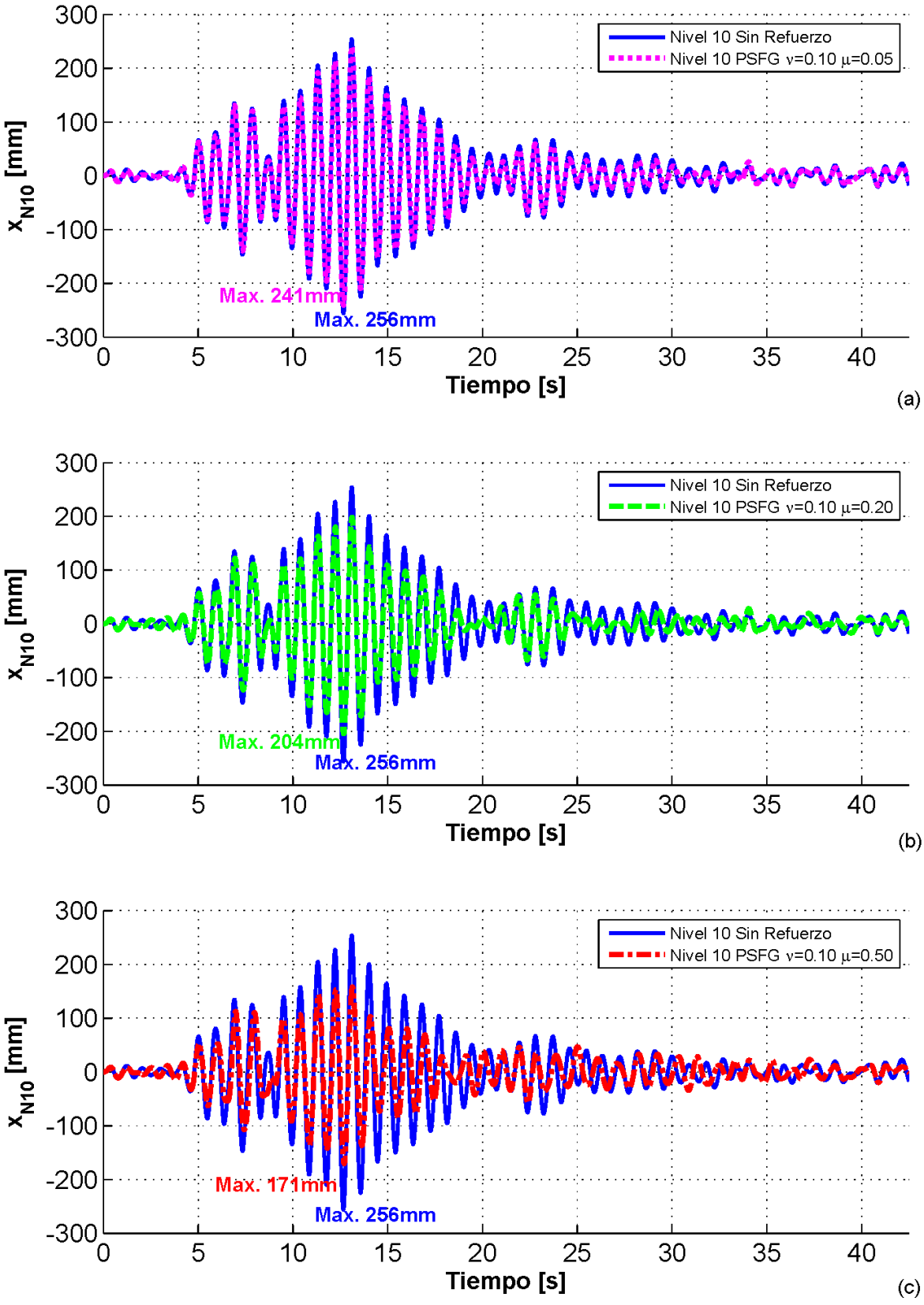


Figura IX.37 – Desplazamientos relativos nivel 10 para edificio alto, registro Kocaeli.
(a) $\mu = 0.05$, (b) $\mu = 0.20$ y (c) $\mu = 0.50$.

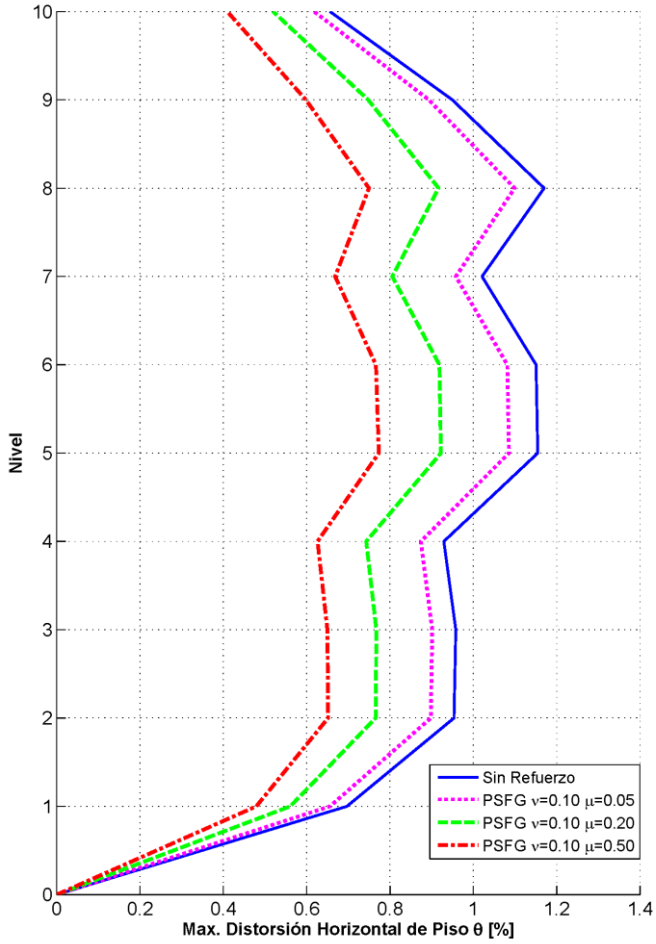


Figura IX.38 – Máximas distorsiones de piso en edificio alto, registro Kocaeli.

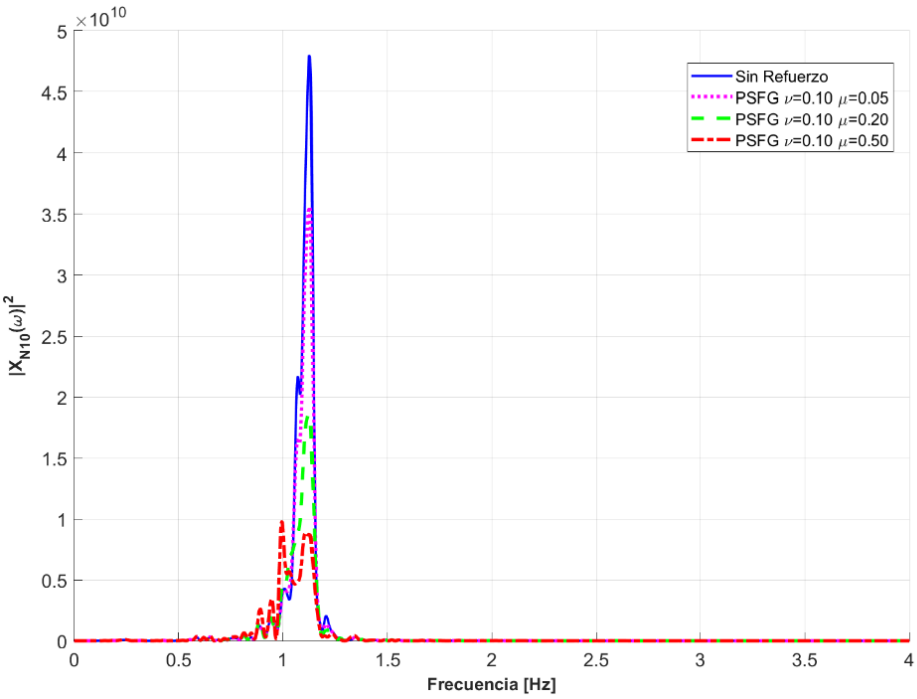


Figura IX.39 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Kocaeli.

IX.10.b Variación de esfuerzos internos en una línea de columnas

Se evaluó la variación de los esfuerzos internos en la línea correspondiente a la columna central (CiI) de la planta del edificio de la Figura IX.1. En este estudio se contrastaron únicamente los resultados obtenidos para la estructura original con los de la estructura reforzada con PSFGs con $\mu = 0.50$.

Para realizar este análisis se eligió el instante de tiempo correspondiente al desplazamiento máximo en el nivel 10 de la estructura sin refuerzo. Se compararon tanto esfuerzos de corte como de momento.

En la Tabla IX.25 se especifican los esfuerzos de la columna a nivel de base para cada uno de los registros analizados. Se hace notar que las diferencias en cortes basales oscilan entre 1.63 y casi el 38% de acuerdo al sismo que excita la estructura. Las reducciones menos significativas se dieron para los sismos impulsivos de Chi Chi y Northridge, mientras que las más relevantes fueron para los registros de mayor duración (Algarrobo, Chi Chi y Tokachi-Oki).

La variación de los esfuerzos en altura correspondientes al registro de Northridge se observa en la Figura IX.40. En el caso del corte, Figura IX.40 (a), se puede apreciar una ligera disminución del mismo en todos los niveles. Los diagramas de momento se plasman en la Figura IX.40 (b)

En el caso del sismo de Kocaeli, ver Figura IX.41, los resultados fueron mucho mejores. Para los esfuerzos de corte, graficados en la Figura IX.41 (a), se observa que la adición de PSFGs provoca una marcada disminución en los valores de los mismos. Esta disminución se conserva en todos los niveles de la estructura. Este efecto se extiende, a su vez, al diagrama de momentos, Figura IX.41 (b), donde se observa que los valores correspondientes a la estructura reforzada resultaron menores que los de la estructura original.

Los diagramas de esfuerzos determinados para el resto de los registros sísmicos utilizados en el estudio se pueden consultar en el anexo E de este trabajo.

Tabla IX.25 – Variación de esfuerzos internos a nivel de base en columna CiI central, edificio alto.

Registro	μ [-]	Esfuerzos Base CiI Central		Variación [%]
		V_{max} [kN]	M_{max} [kN.m]	
Algarrobo (1985)	Sin PSFGs	746.9	1468.1	-
	0.50	463.3	912.8	**-37.97**
Chi Chi (1999)	Sin PSFGs	2441.4	4767.7	-
	0.50	2401.6	4688.9	**-1.63**
Kocaeli (1999)	Sin PSFGs	956.3	1865.9	-
	0.50	647.6	1260.8	**-32.28**
Northridge (1994)	Sin PSFGs	1143.9	2219.5	-
	0.50	1058.9	2052.4	**-7.43**
Tokachi-Oki (2003)	Sin PSFGs	1043.4	2031.5	-
	0.50	724.4	1406.9	**-30.57**

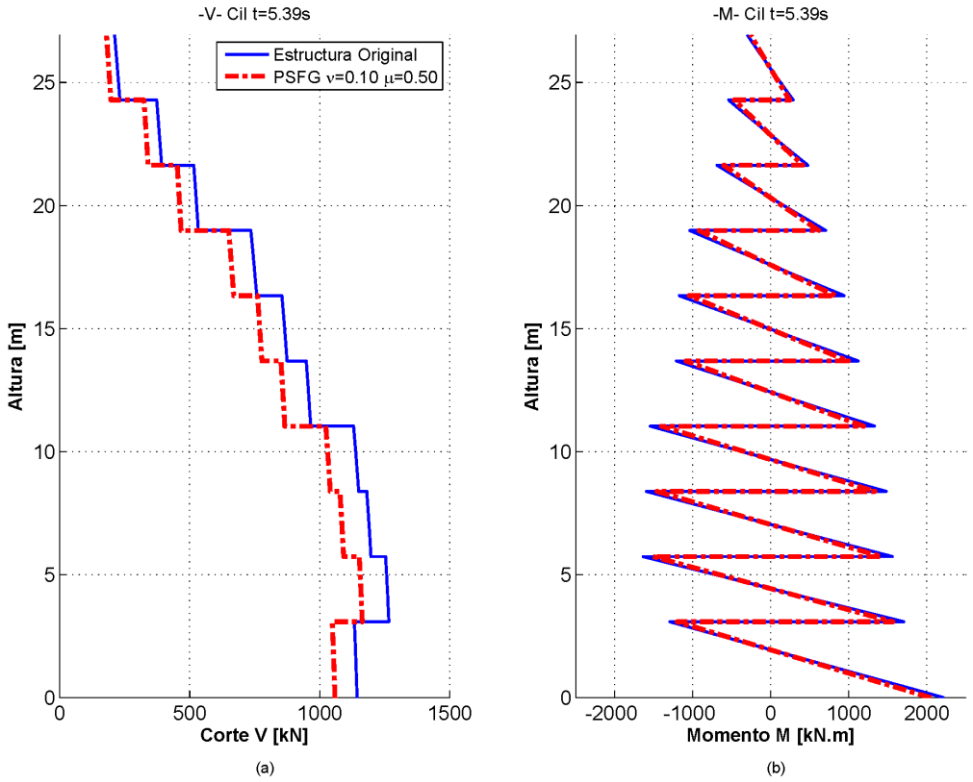


Figura IX.40 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 5.39s$ registro Northridge. (a) Corte; (b) Momento.

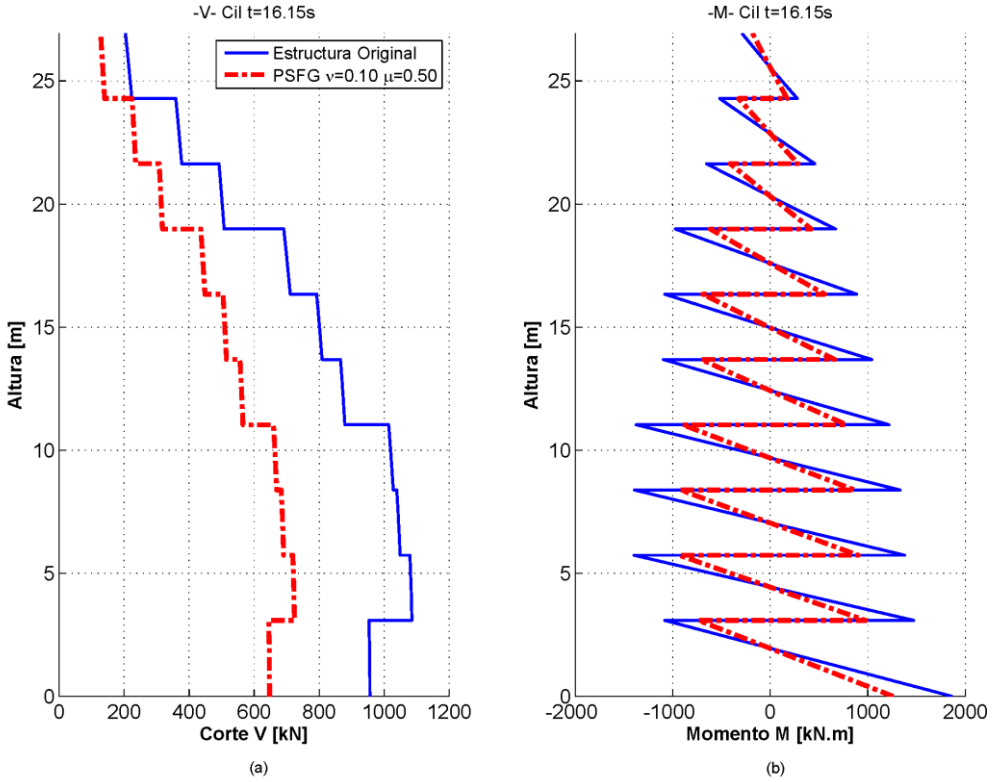


Figura IX.41 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 16.15s$ registro Kocaeli. (a) Corte; (b) Momento.

IX.10.c Respuesta de un panel

Se seleccionó un panel apoyado sobre el nivel 9 del edificio para analizar la respuesta dinámica. El mismo, denotado como PSFG 9P VB PI, se encuentra resaltado en la Figura IX.42.

En esta sección sólo se analiza la respuesta de este panel para un factor de fricción de 0.50, ya que con este valor se logra la mayor disminución de desplazamientos en la estructura principal. Asimismo, aquí se discutirán únicamente los resultados obtenidos para el registro de Kocaeli, de larga duración. Los resultados para los otros registros se adjuntan en el anexo F. Para ilustrar la diferencia entre las respuestas de las masas a diferentes alturas del panel, se incluyen también las aceleraciones y desplazamientos registrados por las mismas en los canales A (superior) y F (inferior).

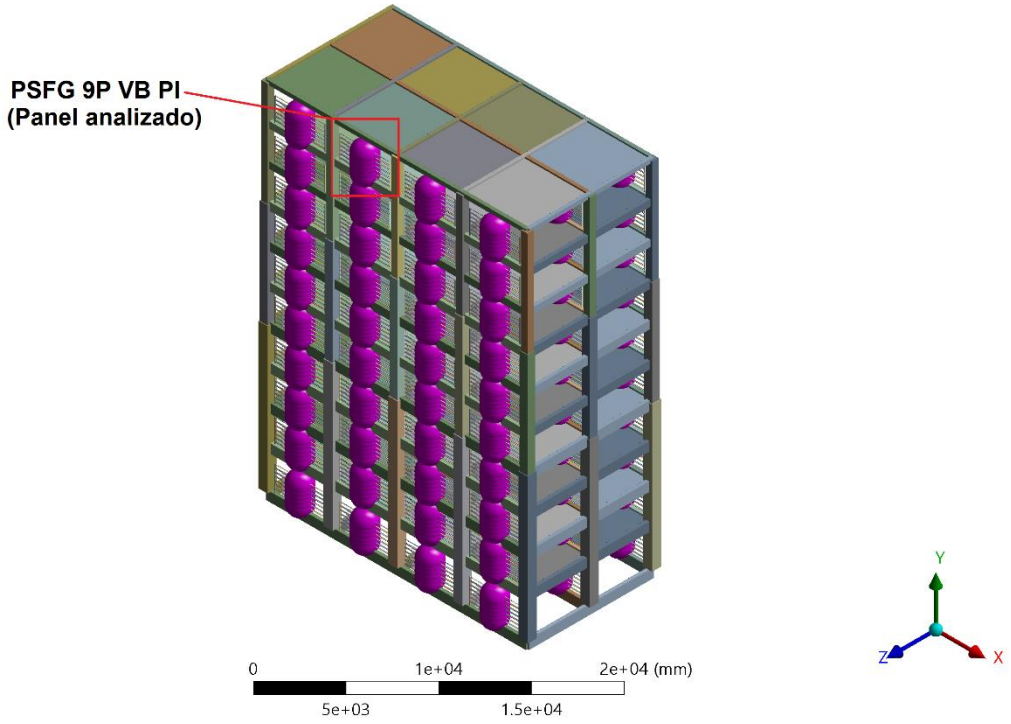


Figura IX.42 – Panel PSFG 2P VB PI utilizado para evaluar respuestas en análisis dinámicos.

En la Figura IX.43 se muestra la respuesta en términos de los desplazamientos relativos del panel estudiado. Puede observarse que los desplazamientos resultaron elevados si se los compara con los obtenidos para el panel de refuerzo del edificio bajo, esto ocurre como consecuencia de la ubicación en el noveno nivel del PSFG evaluado. Se destacan numerosos ciclos con picos superiores a 150mm, con un valor máximo de 189mm que se da aproximadamente a los 13s. A pesar de este valor, se hace notar que en este caso el PSFG no impactaría contra la cara de la columna, ya que ambos se encuentran distanciados 305mm uno del otro.

Las aceleraciones absolutas en el canal F se graficaron en la Figura IX.44. De la misma se deduce que el deslizamiento de la masa concentrada que representa a los bloques se hace evidente entre los 5 y los 17 segundos del registro. El comportamiento se ajusta a lo esperado, con una aceleración límite de deslizamiento próxima a los 5m/s^2.

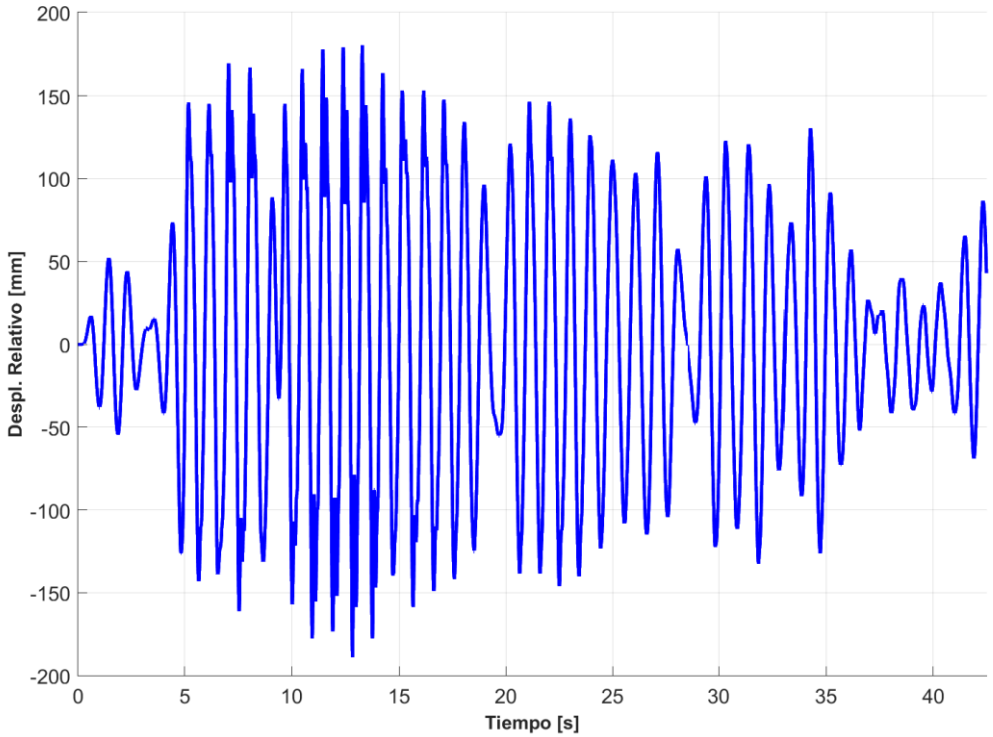


Figura IX.43 – Desplazamientos relativos de PSFG 9P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Kocaeli.

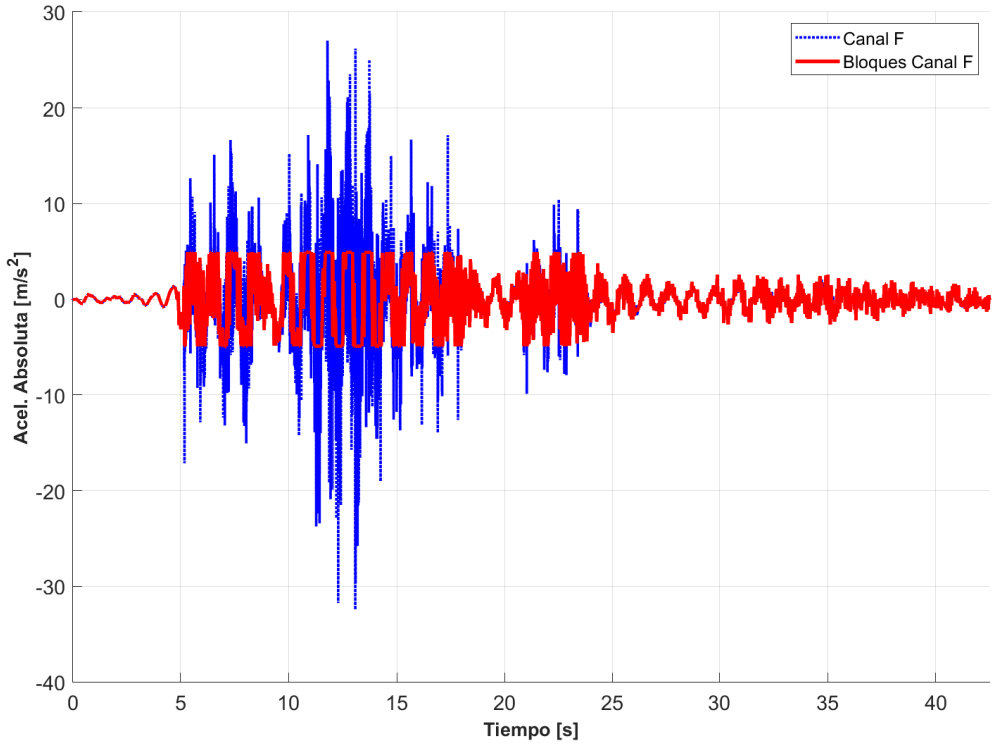


Figura IX.44 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Kocaeli.

La repuesta del elemento COMBIN40 ubicado en el canal F del panel analizado se exhibe en la Figura IX.45. Los lazos histeréticos de forma rectangular que relacionan las fuerzas de fricción en la superficie de contacto con los desplazamientos relativos de la masa, Figura IX.45 (a), coinciden con el comportamiento disipativo esperado en este tipo de dispositivos. Adicionalmente, la variación de los desplazamientos relativos con el tiempo se muestra en la Figura IX.45 (b). En la misma se ratifica lo anteriormente acotado de que los deslizamientos se concentran entre los 5 y 17s del registro.

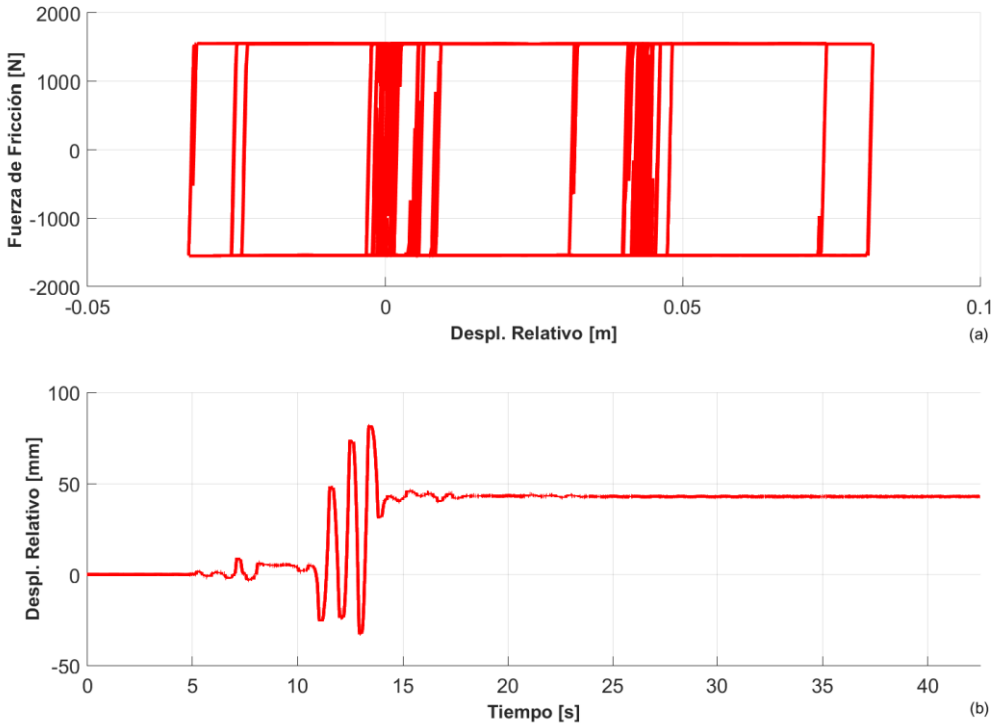


Figura IX.45 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Kocaeli. (a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

Las aceleraciones absolutas computadas a la altura del canal superior del panel se muestran en la Figura IX.46. Nótese como las magnitudes de las mismas resultan mucho más elevadas que las determinadas para el canal F. Como resultado, se tiene que el deslizamiento de la masa ubicada en el canal A se extiende durante un período de tiempo más prolongado. Además, se tiene que durante los intervalos en los que las aceleraciones del canal no son tan altas, los bloques permanecen pegados al canal en fase *stick*.

La relación entre las fuerzas de fricción y los desplazamientos relativos de la masa a la altura del canal A se plasma en la Figura IX.47 (a). En este caso se distinguen lazos histeréticos mucho más extendidos que los calculados para el canal F, indicando que la energía disipada a la altura de este canal es mayor. La historia de los desplazamientos relativos de la masa se graficó en la Figura IX.47 (b). Para este caso se tuvieron valores altos de desplazamientos relativos, llegando incluso a sobrepasar los 400mm.

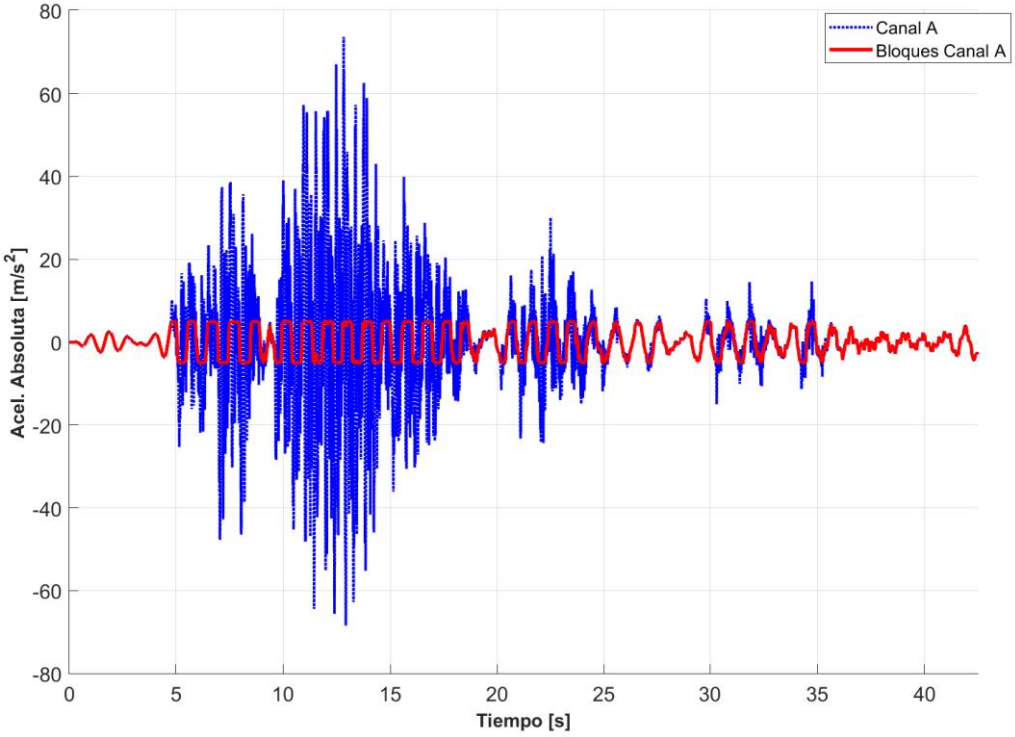


Figura IX.46 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Kocaeli.

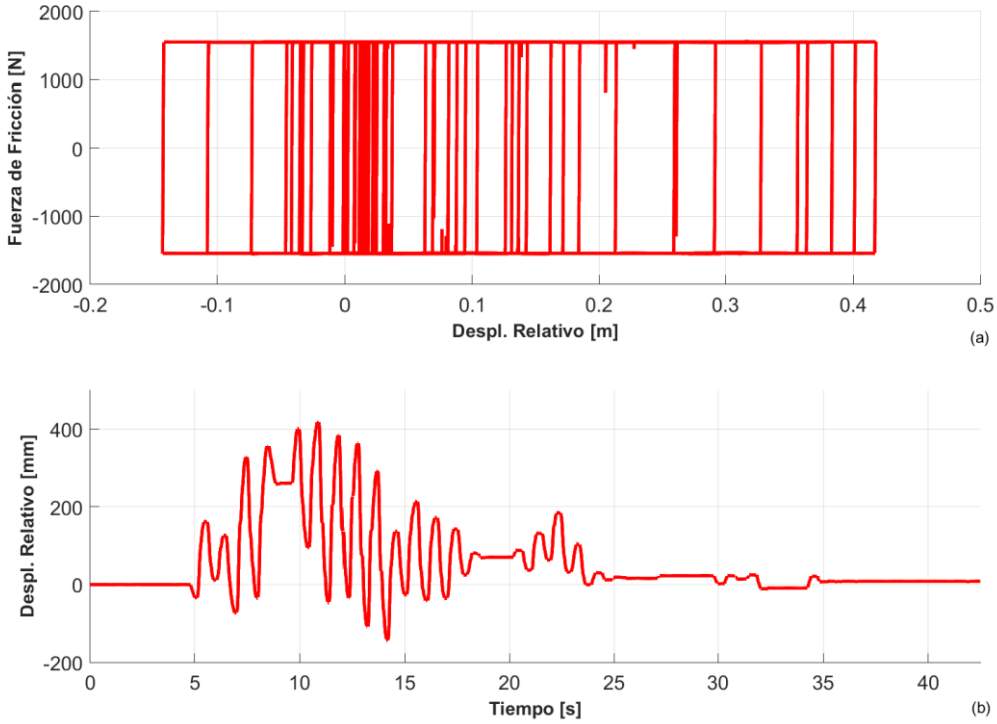


Figura IX.47 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Kocaeli.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

IX.11 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Considerando los resultados expuestos para los dos ejemplos tratados en este capítulo, se pudieron obtener una serie de conclusiones relevantes sobre la aplicación de los PSFGs como refuerzo de estructuras, a saber:

• Los PSFGs resultaron más eficientes para el caso del edificio alto que del edificio bajo, esto indicaría que este dispositivo sería más adecuado para reforzar estructuras esbeltas con frecuencias cercanas a 1Hz que estructuras poco esbeltas con frecuencias más elevadas de alrededor de 3Hz. Debe considerarse también que este resultado pudo verse afectado por la cantidad de PSFGs totales dispuestos en cada estructura (36 para el edificio bajo contra 120 en el edificio alto) y por la altura a la cual se encuentra la masa agregada a cada sistema.

• Pudo verificarse un mejor comportamiento de las estructuras reforzadas con PSFGs para el caso de eventos sísmicos de larga duración que sismos impulsivos de corta duración. Esto se traduce en un mejor desempeño sísmico con disminuciones más pronunciadas en la respuesta de la estructura principal para el primer caso. Parecería que la corta duración de los sismos impulsivos no da suficiente tiempo para que los PSFGs actúen de manera eficaz sobre las estructuras a las que sirven de refuerzo. Sin embargo, esto debería estudiarse en mayor profundidad para diferentes tipos de configuraciones de PSFGs con diferentes relaciones de masa y coeficientes de rozamiento como para tener un resultado más categórico.

• El coeficiente de fricción con el que se obtuvieron disminuciones más significativas en la respuesta de ambas estructuras fue de 0.50. Esto, en primera instancia, parecería contradecir algunas conclusiones obtenidas en los capítulos anteriores, en especial a la hora de seleccionar la interfaz de contacto bloque – canal para el prototipo de PSFG ensayado. No obstante, recordando la relación que se había esbozado en la sección V.3 entre la aceleración pico del terreno (PGA) y el coeficiente de roce que maximiza la disipación de energía (μ_{opt}), se tiene que a medida que la primera se incrementaba, el segundo también parecía tender a crecer. Esto se relaciona con los resultados obtenidos en este capítulo, ya que para los canales de los PSFGs que se ubican a diferentes niveles, la aceleración del terreno puede asemejarse a la aceleración absoluta de los diferentes canales. Y, en general, se verifica que cuanto más alto se ubique el canal, más elevada será la aceleración absoluta que el mismo experimenta. Esto puede apreciarse en los gráficos correspondientes a las aceleraciones en los canales A y F para los paneles en los que se evaluó la respuesta en los apartados IX.9.c y IX.10.c. El hecho de que el coeficiente de fricción que más reduce la respuesta de las estructuras tenga este valor y sea más elevado de lo que inicialmente se pensaba resulta beneficioso desde el punto de vista económico.

• Un coeficiente de fricción mayor para reducir la respuesta estructural significa que las fuerzas de control deben ser más elevadas. Esto implica que el problema no sería que los bloques deslicen, ya que el orden de magnitud de las aceleraciones absolutas sobre los canales es, en general, suficiente para asegurar el deslizamiento, en especial en edificios altos.

• En línea con la disminución de desplazamientos lograda con la adición de PSFGs, también se logró disminuir la magnitud de los esfuerzos internos sobre elementos de la estructura principal. Esto fue comprobado para los esfuerzos de corte y momento en una columna.

• Para el caso del edificio bajo, los desplazamientos relativos de los paneles resultaron del mismo orden de magnitud que los obtenidos en los ensayos del prototipo del PSFG. En contraste, en el caso del edificio alto resultaron más elevados, aproximándose a los valores medidos en los ensayos del prototipo PSFG con masas fijas. El hecho de que los desplazamientos en los paneles sean más grandes no es necesariamente perjudicial desde el punto de vista dinámico ya que implica que la vibración de la estructura principal se está transfiriendo a los paneles, con un funcionamiento similar al de un AMS. Sin embargo, deben tomarse especiales cuidados para que los perfiles metálicos no sufran daños en especial en las zonas de unión. Adicionalmente, debe recalcarse que, a pesar de que en el edificio alto se registraron desplazamientos elevados de PSFGs, no se registraron impactos entre los elementos verticales de los mismos y las columnas de hormigón armado para ninguno de los sismos analizados.

• La respuesta de las masas en los diferentes canales de los PSFGs se ajusta al comportamiento de disipador pasivo por fricción esperado, distinguiéndose lazos histeréticos bien definidos en la relación fuerza de fricción – desplazamiento relativo. En algunos casos, sobre todo en el edificio alto, se registraron desplazamientos relativos grandes para los bloques, llegando incluso a exceder los 400mm. Para estos valores de desplazamientos, es bastante probable que se produzca algún impacto entre bloques o también entre bloques extremos y los elementos verticales del panel. Este efecto, que puede incluir disipación de energía adicional, fue despreciado en los modelos computacionales aunque debe ser estudiado con mayor profundidad.

• Mediante el uso de los PSFGs se logró disminuir la respuesta en términos de frecuencia para el modo 2 (primer modo flexional según el eje X) en ambos edificios. En el caso del edificio alto se logró reducirla de tal manera que los picos del espectro fueron de menor magnitud y para valores de frecuencias ligeramente diferentes a los de la frecuencia del modo 2 (1.12Hz) determinada mediante el análisis de vibraciones libres, indicando que los paneles propuestos son capaces de proporcionar un efecto de amortiguador de masa sintonizado por fricción.

CAPÍTULO X

CONCLUSIONES E INVESTIGACIONES A FUTURO

X.1 INTRODUCCIÓN

En esta tesis se propuso y se describió extensivamente el desarrollo de un dispositivo pasivo original para controlar vibraciones en estructuras civiles en caso de acciones sísmicas. En este capítulo se enuncian las conclusiones de este trabajo. Las mismas abarcan desde ventajas constructivas del dispositivo propuesto hasta aspectos más complejos que incluyen los ensayos realizados sobre el prototipo y la modelación computacional del mismo. Además, se proponen posibles líneas de investigación a futuro en lo referente a la optimización e implementación de los PSFGs en estructuras.

X.2 APORTES ORIGINALES

En línea con el objetivo principal trazado en el Capítulo I, en esta tesis se presentó un novedoso dispositivo de disipación de energía denominado panel sismorresistente de fricción generalizada (PSFG), sobre el que no existe ningún antecedente en la literatura técnica. El mismo puede enmarcarse dentro del incipiente grupo de los dispositivos pasivos tipo panel que disipan energía por fricción. Vale la pena mencionar que, basándose en los resultados de este trabajo, se presentó una solicitud de patente del dispositivo propuesto ante el Instituto Nacional de Propiedad Industrial (INPI), el número de trámite es 2019-0101438.

En el marco de este desarrollo tecnológico se realizaron, además, los siguientes aportes originales:

- Se caracterizó el comportamiento de los paneles mediante ensayos dinámicos en mesa vibratoria sobre un prototipo a escala real. Se pudo corroborar la disipación de energía por fricción mediante la comparación de las respuestas obtenidas para el panel en ensayos con bloques libres con las obtenidas para el caso de bloques fijos.

- Se propuso y se implementó un modelo computacional simplificado basado en elementos de vigas, masas concentradas y elementos discretos con fricción que fue capaz de reproducir de manera aproximada la respuesta dinámica medida en los ensayos para el prototipo de PSFG.

- Se comprobó la eficacia de los paneles como refuerzo estructural mediante dos ejemplos numéricos de edificios típicos de zona de elevada peligrosidad sísmica donde se incorporaron PSFGs. Los resultados de este análisis comprobaron que se logró reducir la respuesta de la estructura principal con el refuerzo con respecto a la estructura original.

X.3 CONCLUSIONES DE LA TESIS

X.3.a Estudios preliminares al diseño del panel

Para caracterizar el comportamiento de paneles que disipan energía basándose en la fricción que se genera entre bloques que tienen permitido el deslizamiento y una superficie rugosa, se estudiaron en profundidad las ecuaciones dinámicas que dominan el problema. Esto condujo a que se diferenciaran las diferentes fases de movimiento que pueden experimentar los bloques (*stick* y *slip*).

El comportamiento dinámico de los bloques fue verificado experimentalmente mediante ensayos de deslizamiento sobre un canal simple. Para ello se evaluaron 5 alternativas diferentes de interfaz de contacto, obteniéndose las siguientes conclusiones:

- El rango de coeficientes fricción logrados en toda esta serie de ensayos estuvo comprendido entre los valores de 0.07 a 0.22.

- Los tipos de interfaz I, II y IV exhibieron un comportamiento adecuado donde la respuesta de los bloques verifica la teoría de fricción sólida de Coulomb y las ecuaciones de movimiento planteadas.

- Los tipos de interfaz III y V tratados con aceite siliconado no resultan adecuados para el diseño del panel, ya que no muestran un comportamiento que verifique la teoría de fricción sólida de Coulomb.

- En ensayos con más de un bloque, se pudo comprobar que si la distancia entre los mismos es superior a un valor aproximado de 250mm, entonces las probabilidades de colisión entre los mismos resultan reducidas.

Posteriormente, se elaboraron modelos numéricos para intentar reproducir los resultados de los ensayos realizados con los tipos de interfaz II y IV. El ajuste obtenido con estos modelos resultó apropiado tanto en término de aceleraciones absolutas y desplazamientos residuales de los bloques como en energía disipada por fricción.

Para determinar los materiales óptimos a utilizar en la interfaz de deslizamiento bloque – canal, se realizó un estudio con el objetivo de establecer los factores de fricción que maximizan la disipación de energía ante eventos sísmicos. Para ello, se hizo uso de los modelos computacionales mencionados previamente haciendo variar los coeficientes de rozamiento. Se eligieron un total de 8 registros del tipo impulsivo y se intentó correlacionar los factores de roce que producían la mayor disipación con dos parámetros característicos de los sismos: la aceleración pico del terreno y la aceleración cuadrática media. Las conclusiones de este análisis se enuncian a continuación:

- Los coeficientes de fricción que maximizan la disipación de energía para el caso de bloques deslizantes varían de acuerdo al registro de excitación con que se mueve la base.

- Los factores de fricción que maximizan la disipación de energía tienen una tendencia a incrementarse con la aceleración pico del terreno. Esto se deduce del gráfico de la Figura V.20. Además, un estudio realizado con un único registro escalado (el de Mendoza) parece confirmar dicha tendencia.

• No se encontró una relación clara entre los coeficientes de rozamiento con mayor disipación y la aceleración cuadrática media de los registros seleccionados.

• De acuerdo al estudio numérico se pudo establecer que los factores de fricción para los cuales la energía disipada es máxima se encuentran en el rango entre 0.100 y 0.175. Nótese que esto es válido para canales y bloques que se encuentran a nivel del terreno cuando sucede la excitación. Estos resultados no pueden extenderse al caso de paneles montados sobre estructuras en altura, que se discutirá más adelante.

• Los tipos de interfaz de contacto que exhibieron un comportamiento más adecuado de acuerdo a las hipótesis realizadas en el marco teórico fueron la II (PTFE – PTFE) y la IV (que es idéntica a la II sólo que las superficies se tratan con lubricante de aceites penetrantes y aditivo de PTFE). Los valores de μ medidos en los ensayos para ambos tipos de interfaz se ubicaron entre 0.070 y 0.120, cercanos a los valores del estudio numérico para obtener disipación máxima.

Como consecuencia de estas observaciones, se decidió utilizar la interfaz II como referencia a la hora de diseñar el prototipo original de PSFG que iba a ensayarse.

X.3.b Ventajas del PSFG

Cerrada la etapa de los estudios preliminares, se procedió a proyectar tanto el panel como su colocación en la estructura a reforzar. En base a las características del mismo, puede decirse que el dispositivo presentado en este trabajo presenta ciertas ventajas comparativas con respecto a otros dispositivos de disipación pasiva propuestos en la bibliografía. A continuación se mencionan las más relevantes:

• El PSFG es un dispositivo versátil, ya que en caso de que el proyectista lo juzgue necesario se pueden variar los materiales y las dimensiones de los paneles según las necesidades de cada estructura en particular. Ajustando, de esta manera, parámetros tales como masa, rigidez y coeficiente de fricción para cada caso.

• Un panel de este tipo puede resultar más liviano que un muro de mampostería convencional, agregando además un componente disipativo para reducir la respuesta de la estructura.

• Desde el punto de vista arquitectónico, un panel con esta configuración resulta conveniente ya que el mismo puede ser fácilmente dispuesto como relleno en estructuras aporticadas, pudiendo funcionar incluso como muro divisorio en el caso que se dispongan placas de durlock a ambos lados de forma que el marco metálico y los bloques queden disimulados entre de las mismas.

• Si este dispositivo se diseña de forma adecuada, puede actuar como un sistema mixto disipando energía por fricción y, además, actuando como amortiguador de masa sintonizada.

X.3.c Ensayos dinámicos de prototipo de PSFG

Posteriormente se diseñó y construyó un prototipo a escala real del PSFG. El mismo fue ensayado en mesa vibratoria tanto a registros armónicos como sísmicos, logrando caracterizar de esta manera su comportamiento dinámico. Se midieron tanto aceleraciones en canales y bloques como desplazamientos en un punto elevado del prototipo. Adicionalmente, para poder evidenciar el efecto de la disipación por fricción se hicieron ensayos con bloques fijos, impedidos de deslizar. Los principales resultados de este estudio fueron los siguientes:

- En el caso de los ensayos con bloques libres, se verificó que las aceleraciones absolutas de los bloques fueron coherentes con el marco teórico expuesto previamente. Pudiéndose apreciar plafones con aceleración prácticamente constante que se corresponden con los intervalos de deslizamiento.

- Los coeficientes de rozamiento en estos ensayos fueron ligeramente superiores a los ensayos de canal simple, aproximándose a valores de 0.200 para la interfaz II.

- Las diferencias entre las respuestas de los paneles con interfaz II y IV resultó despreciable tanto en lo que se refiere a la respuesta del marco, como a las aceleraciones absolutas experimentadas por los bloques.

- Los desplazamientos relativos medidos en los ensayos del panel con bloques fijos resultaron mayores en todos los casos a los del panel con bloques móviles. Esto resulta lógico porque en el caso de bloques fijos la disipación de energía por fricción es nula. Para ensayos con registros armónicos, la diferencia de desplazamientos máximos llegó a superar el 70%, mientras que para registros sísmicos se observaron disminuciones cercanas al 50%.

- Como consecuencia de este último punto, puede afirmarse que los PSFGs constituyen un dispositivo de disipación de energía apto para ser incorporado a estructuras.

X.3.d Modelo computacional simplificado para reproducir comportamiento dinámico del PSFG

Para simular el comportamiento dinámico del prototipo ensayado se propuso un modelo computacional simplificado basado en elementos de vigas y elementos discretos del tipo COMBIN40. Dicho modelo se basa en una serie de hipótesis simplificativas, entre las que se incluyen: concentrar en una única masa la suma de todas las masas de los bloques de un canal, despreciar las deformaciones verticales de los canales y despreciar la energía disipada en caso de que los bloques colisionen entre sí o con los elementos verticales del marco metálico.

Asumiendo un coeficiente de roce constante e igual a 0.200, se intentaron reproducir las mediciones de desplazamientos absolutos y relativos del prototipo a la altura del canal A. Las conclusiones de esta etapa se sintetizan a continuación:

- Los desplazamientos absolutos del sistema mesa vibratoria – prototipo fueron reproducidos de forma satisfactoria por los modelos computacionales. En promedio, se tuvo un error de aproximadamente -6% en los valores máximos y de -8% en los valores cuadráticos medios.

• Los desplazamientos relativos del panel a la altura del canal A también fueron simulados adecuadamente por el modelo simplificado, aunque en este caso los errores fueron un poco más altos. En el caso de los desplazamientos relativos máximos el error promedio fue del -15%, mientras que para los valores RMS fue del -20%.

• Las respuestas de las masas concentradas a nivel de cada canal resultaron comparables con las aceleraciones absolutas de los bloques medidas en los ensayos. Además, se evidenciaron lazos histeréticos rectangulares bien definidos entre la fuerza de fricción en los elementos COMBIN40 y los desplazamientos relativos de las masas. Esto se corresponde con lo que se espera para un disipador por fricción de este tipo.

• Se describió paso a paso una metodología para la calibración de los parámetros del modelo en base a ensayos de vibraciones libres llevados a cabo en el prototipo. En primer lugar, se calibraron las constantes de rigidez rotacional en la unión entre canales y elementos verticales. Luego, se continuó con las constantes de rigidez rotacional de la unión entre los nodos inferiores de los elementos verticales y el terreno. Finalmente se calibró el parámetro de rigidez *K1* de los elementos discretos utilizados, para ello se contrastaron respuestas de un modelo de cuerpos rígidos auxiliar con algunas mediciones de los ensayos de canal simple.

Por todo lo dicho anteriormente, se puede asumir que el modelo simplificado propuesto permite simular la respuesta dinámica del panel sin tener que recurrir a elementos de contacto friccional. Esto tiene la ventaja de que reduce los tiempos de cómputo. Por lo tanto, estos modelos computacionales resultan apropiados para ser colocados dentro de modelos de estructuras de edificios.

X.3.e Aplicación de PSFGs a estructuras de edificios

La acción de refuerzo de los PSFGs sobre dos estructuras típicas de edificios en zonas de elevada peligrosidad sísmica fue evaluada mediante modelos computacionales. Para este estudio se seleccionaron una estructura de edificio bajo con 3 niveles y otra de un edificio alto con 10 niveles. Se dimensionó un panel de refuerzo para cada estructura de forma tal que su frecuencia fundamental en el plano coincidiera con las frecuencias del primer modo traslacional en la dirección X de las estructuras. La relación ν entre masa total de bloques en PSFGs y la masa total de la estructura sin refuerzo pero computando los vanos con muros de mampostería de relleno fue de 0.10 en ambos casos. Ambas estructuras reforzadas fueron excitadas por cinco registros sísmicos de diferente naturaleza (algunos del tipo impulsivo y otros de duración prolongada), obteniéndose las siguientes conclusiones:

• Los PSFGs fueron eficaces para atenuar la respuesta de la estructura principal. En ese sentido, se evidenciaron reducciones tanto en los desplazamientos y aceleraciones de los diferentes niveles como así también en los esfuerzos internos como corte y momento.

• El mejor comportamiento de la estructura principal se logró, en ambos ejemplos, para un coeficiente de fricción de 0.500 en la interfaz bloque – canal. En este caso, debe tenerse en cuenta la relación que se había encontrado en el Capítulo V entre la aceleración pico del terreno y el coeficiente de roce que maximiza la disipación, se tiene que a medida que PGA aumentaba, μ_{opt} también se

incrementaba. Para los canales que se ubican a determinada altura sobre el nivel del terreno, la aceleración del terreno podría asimilarse a la aceleración absoluta sobre los mismos. Además, se tiene que cuanto más alto se ubique un canal, más grande va a ser la aceleración absoluta que el mismo experimenta y que, consecuentemente, provoca el deslizamiento de los bloques.

• Los paneles resultaron ser más efectivos en el edificio alto que en el edificio bajo. En el primero se alcanzaron reducciones de hasta un 33% en el desplazamiento máximo del nivel 10 con respecto a la estructura original. Mientras que en el edificio bajo se logró disminuir hasta casi un 14% el desplazamiento máximo del nivel 3 comparado con la estructura sin refuerzo.

• Los paneles disipativos propuestos funcionaron mejor en el caso de sismos de larga duración que en el caso de sismos del tipo impulsivo. Esta tendencia se verificó tanto para el edificio bajo como para el edificio alto.

• Los desplazamientos relativos y las distorsiones de los PSFGs ubicados en los niveles más altos tienden a ser elevados. Esto cobra especial relevancia en el edifico de 10 niveles, y es un factor de importancia a verificar en el comportamiento de estos dispositivos ya que se puede generar daño en los perfiles que componen el marco externo.

• El comportamiento de las masas concentradas en cada canal de los paneles de refuerzo concuerda con el de un disipador pasivo tradicional por fricción. En ese sentido, la relación fuerza de fricción – desplazamiento relativo de estas masas exhibe lazos histeréticos de forma rectangular. Adicionalmente, también pudo apreciarse que estas masas experimentan un movimiento tipo *stick-slip* cuando se compararon las aceleraciones absolutas de las mismas con los registros de aceleraciones en los canales pertinentes.

• Como consecuencia del diseño realizado, se consiguió reducir la respuesta en términos de frecuencia en los alrededores de la correspondiente al modo traslacional según el eje X para ambos edificios. Esto fue más evidente en el caso del edificio alto, donde para algunos registros se logró disminuirla de forma que los valores máximos del espectro fueron de menor magnitud y se dieron para valores de frecuencias sensiblemente distintos a los de la frecuencia del primer modo de la estructura sin refuerzo. De esta manera, se demuestra que los PSFGs dimensionados adecuadamente pueden comportarse como un amortiguador de masa sintonizado por fricción.

Por todas las razones enunciadas en esta sección, puede decirse que se cumplieron los objetivos originales de la tesis trazados en el Capítulo I. A pesar de ello, todavía quedan puntos que no resultan del todo claros y merecen ser investigados con mayor profundidad para poder comprender mejor el funcionamiento de estos paneles.

X.4 SUGERENCIAS PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

A lo largo de esta tesis se logró demostrar que los PSFGs son dispositivos efectivos para disipar energía por fricción en estructuras sometidas a acciones sísmicas. Esto, de alguna manera, cierra la idea científica originalmente pensada para estos paneles. No obstante, el desarrollo tecnológico de este tipo de dispositivo queda abierto a innovaciones que puedan hacerse a futuro. Por ejemplo: distintos materiales tanto para bloques, canales, marcos e interfaz de contacto, diferentes tipos de uniones entre canales y elementos verticales, etc.

Dicho esto, a continuación se enuncian una serie de temas que será necesario estudiar con mayor profundidad para poder comprender e implementar de forma exitosa el dispositivo propuesto en estructuras reales.

- Se debe evaluar la contribución que pueden tener las colisiones entre bloques en la disipación de energía. Este punto fue despreciado en todos los análisis realizados y puede llegar a ser relevante ya que se podría llegar a mejorar el comportamiento de los paneles si se logra que los bloques disipen energía por choques inelásticos.

- Determinar la cantidad óptima de paneles a colocar en una estructura a reforzar, así como también su disposición en la misma de manera de lograr la máxima disipación de energía posible.

- Establecer la cantidad óptima de masa a disponer en un sistema de PSFGs en función de la estructura que se quiere reforzar. En este sentido, podría incluso establecerse un paralelo con la masa óptima sugerida en la literatura para los amortiguadores de masa sintonizados.

- Determinar la respuesta estructural de edificios reforzados con PSFG sintonizados a diferentes frecuencias dentro de una misma estructura. Por un lado, se tiene que los PSFG sintonizados a ciertas frecuencias que no son necesariamente la fundamental pueden ayudar a disminuir la componente de respuesta debida a cierto modo de vibración indeseado en el caso de estructuras complejas. Por otro lado, los PSFGs sintonizados a diferentes frecuencias podrían configurarse de forma de actuar como amortiguadores de masa sintonizados de fricción múltiples (MAMSF), lo cual podría ser beneficioso para reducir la respuesta de la estructura a reforzar. En este último caso se estima que los factores de fricción de los PSFGs deberían ser más bajos, en línea con lo afirmado por Pisal (2015).

- Evaluar en profundidad las distintas alternativas de materiales para el marco externo del PSFG. En particular resulta de interés comparar marcos de aluminio que son más livianos con marcos de acero que proveen mayor masa y rigidez y, además, son más económicos y fáciles de conseguir en plaza. En la medida de lo posible, se debería intentar caracterizar experimentalmente el comportamiento dinámico de un prototipo de PSFG con un marco de acero.

- Estudiar posibles alternativas para la interfaz de contacto bloque-canal que permitan elevar los coeficientes de roce. En este caso, se podría comenzar realizando ensayos de canal simple con perfiles U de acero con la superficie limpia y bloques de plomo sin láminas de PTFE adheridas en su cara inferior. Esta interfaz de contacto resultaría más económica y permitiría incrementar los factores de fricción en los diferentes canales de los PSFGs.

ANEXO A

ALGORITMO PARA CALCULAR RESPUESTA DE BLOQUE SOBRE SUPERFICIE RUGOSA SOMETIDO A EXCITACIÓN ARBITRARIA DE BASE

A.1 INTRODUCCIÓN

Considerando las ecuaciones introducidas en el apartado III.5.a, fue posible proponer un algoritmo para integrar numéricamente la ecuación de movimiento del bloque. Para ello, fue necesario introducir variables auxiliares.

En primer lugar, se definió un parámetro indicador de fase U. Si $U = 0$ en el instante de tiempo analizado, el bloque se encuentra pegado a la base (estado *stick*). En contraste, en el caso que $U = 1$, el bloque desliza de forma independiente de la base (estado *slip*).

Adicionalmente, el algoritmo descripto aquí requiere que se ingresen valores de tolerancia tanto para la aceleración (a_t) como para la velocidad (v_t).

A.2 ALGORITMO

El algoritmo propuesto aquí tiene como fin integrar numéricamente la ecuación (III.54) mediante el uso del método de Newmark con parámetros $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$. Se asumen las mismas hipótesis que se mencionaron a lo largo del Capítulo III para deducir las expresiones que dominan el problema. Además, se hace notar que este algoritmo en particular requiere conocer la historia completa del movimiento de la base, incluyendo desplazamientos, velocidades y aceleraciones. En este sentido, tanto desplazamientos como velocidades pueden obtenerse integrando los registros de aceleración en la base mediante el método descripto por Yang, Li y Lin (2006).

Algoritmo A.1 – Respuesta de bloque sobre superficie rugosa sometido a excitación de base arbitraria.

ENTRADA

Registro de movimiento de base $\{\boldsymbol{u_g}, \dot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{g}}, \ddot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{g}}\}$
Masa del bloque m
Coeficiente de fricción μ
Paso de integración en el tiempo Δt
Tolerancia de aceleración a_t
Tolerancia de velocidad v_t

INICIALIZACIÓN

Leer instante de tiempo final t_f de registros de movimiento de la base
Computar el valor de la aceleración límite del terreno ($\ddot{u}_{lim}$) por sobre la cual ocurre deslizamiento:

$$\ddot{u}_{lim} = \mu \cdot g$$

Inicializar un contador de pasos y el tiempo, $i = 0$ y $t_i = 0$
Inicializar los vectores con la respuesta relativa del bloque $\{\boldsymbol{x}, \dot{\boldsymbol{x}}, \ddot{\boldsymbol{x}}\}$
Inicializar los vectores con la respuesta absoluta del bloque $\{\boldsymbol{u}, \dot{\boldsymbol{u}}, \ddot{\boldsymbol{u}}\}$
Inicializar $U_i = 0$
Calcular aceleración relativa inicial, en particular para un estado inicial de reposo se tiene $x_i = 0$ y $\dot{x}_i = 0$:

$$\ddot{x}_i = -\ddot{u}_{g\,i} - \text{sgn}(\dot{x}_i) \cdot \frac{\mu \cdot \mathcal{N}}{m}$$

Calcular la respuesta absoluta inicial del bloque:

$$u_i = u_{g\,i} + x_i$$

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{g\,i} + \dot{x}_i$$

$$\ddot{u}_i = \ddot{u}_{g\,i} + \ddot{x}_i$$

Actualizar $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

ITERAR SOBRE INCREMENTOS DE TIEMPO

Mientras $t_{i+1} < t_f$

Actualizar desplazamientos y velocidades relativas con ecuaciones (III.61) y (III.57), respectivamente.

Si $U_i = 0$

Si $\left|\ddot{u}_{g\,i+1}\right| - \ddot{u}_{lim} < a_t \;\rightarrow$ bloque pegado a la base (*stick*):

$$U_{i+1} = 0$$

$$\ddot{x}_{i+1} = 0$$

Si no $\rightarrow$ bloque comienza a deslizar (cambio de fase *stick* a *slip*):

$$U_{i+1} = 1$$

$$\ddot{x}_{i+1} = 0$$

Fin Si

Si no ($U_i = 1$, bloque deslizando en el paso previo)

Si $|\dot{x}_i| > v_t \rightarrow$ bloque continua deslizando (*slip*):

$$U_{i+1} = 1$$

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2} \cdot (x_{i+1} - x_i) - \frac{4}{\Delta t} \cdot \dot{x}_i - \ddot{x}_i$$

Si no $\rightarrow$ bloque se pega a la base (cambio de fase *slip* a *stick*):

$$U_{i+1} = 0$$

$$\ddot{x}_{i+1} = 0$$

Fin Si

Fin Si

Actualizar respuesta absoluta del bloque:

$$u_{i+1} = u_{g\,i+1} + x_{i+1}$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_{g\,i+1} + \dot{x}_{i+1}$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_{g\,i+1} + \ddot{x}_{i+1}$$

Actualizar incremento de tiempo:

$$i = i + 1$$

$$t_{i+1} = t_i + \Delta t$$

Fin Mientras

SALIR

En la Figura A.1 se ilustra la respuesta absoluta de un bloque cuando la superficie donde apoya se mueve de acuerdo al registro del sismo de Mendoza (1985). Estos resultados fueron obtenidos usando el Algoritmo A.1 con un coeficiente de fricción constante de 0.10 y una valor de masa de 6.15 kg. La tolerancia de aceleración fue fijada como $1 \cdot 10^{-5}$ veces el valor de la aceleración pico del terreno (PGA), mientras que la tolerancia de velocidad se adoptó como $1 \cdot 10^{-2}$ veces el valor de la velocidad

pico del terreno (PGV). Se pudo verificar que estos valores de tolerancia dieron buenos resultados para casos de excitación de base dada por registros sísmicos.

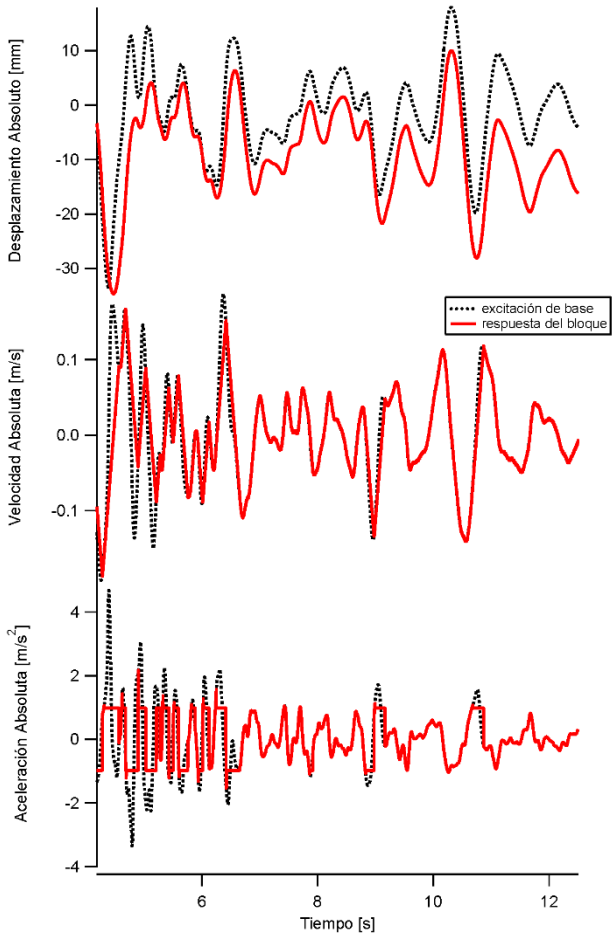


Figura A.1 – Respuesta absoluta de bloque sometido a excitación de base dada por registro sísmico de Mendoza (1985), $\mu = 0.10$.

A diferencia del caso del bloque con excitación armónica de base donde el mismo puede deslizar de forma continua de acuerdo al valor del parámetro f_f, en el caso de la Figura A.1 puede observarse que para el caso de una excitación de base definida por un registro sísmico el movimiento del bloque evidencia fases donde está pegado a la base y fases de deslizamiento con desplazamiento relativo. Este tipo de movimiento se conoce como *stick-slip*.

Este comportamiento de alternancia entre las fases de *stick* y *slip* queda plasmado en los gráficos de aceleración y velocidad absolutas en función del tiempo de la Figura A.1. En el caso de la primera, se tienen numerosos intervalos de tiempo donde la aceleración del bloque se mantiene constante a un valor de aproximadamente 1.000 m/s^2 indicando que el bloque experimenta deslizamiento en esas etapas. El resto del tiempo el bloque queda pegado a la base, con la aceleración del mismo siendo exactamente igual a la de la base.

En el caso de la velocidad, se hace notar que en los momentos en los que el bloque desliza, la velocidad absoluta del mismo difiere de la curva que representa el movimiento de la base. Puede verificarse, además, que en esos instantes de deslizamiento el bloque experimenta una variación lineal de su velocidad absoluta.

Por último, en el caso de los desplazamientos se distinguen intervalos de tiempo donde la curva de respuesta absoluta del bloque se vuelve paralela a la historia de desplazamientos de la base. Estos intervalos indican fases donde el bloque permanece pegado a la base.

ANEXO B

RESPUESTAS DE MODELO SIMPLIFICADO DE PSFG A REGISTROS SÍSMICOS DE ENSAYOS

B.1 INTRODUCCIÓN

En este anexo se muestra la comparación entre las respuestas obtenidas con el modelo simplificado de PSFG y las mediciones experimentales para los registros ensayados que no se habían mostrado en el Capítulo VIII. Como se dedujo de la Tabla VIII.8 y la Tabla VIII.9, la aproximación realizada tanto de los desplazamientos absolutos como de los desplazamientos relativos a la altura del canal A resultaron satisfactorios.

El anexo se encuentra organizado de manera tal que en cada apartado se tratan los resultados obtenidos para cada uno de los registros utilizados en los ensayos.

Se comparan tanto desplazamientos absolutos como relativos a la atura del canal A. Además, se incluyen las respuestas en términos de aceleración absoluta tanto de los canales A y F como de los bloques que deslizan sobre estos dos últimos. En este sentido, es importante señalar que tanto para los registros de Cape Mendocino como de Mendoza no se instrumentaron las aceleraciones absolutas en el bloque F6 como se describió en la sección VII.5, ya que para esos ensayos en particular el acelerómetro correspondiente se había colocado en el bloque A3. Como consecuencia, no se muestran resultados experimentales para un bloque del canal F, sino que sólo se observan los resultados numéricos en las figuras correspondientes.

Adicionalmente, se muestran las respuestas obtenidas para los elementos discretos COMBIN40 tanto en término de fuerzas como de desplazamientos relativos. En este sentido, se observa que los lazos histeréticos que se forman en las curvas fuerza – desplazamiento relativo tienen forma aproximadamente rectangular, como es de esperar para un disipador por fricción basado en deslizamiento de masas como el PSFG. También se distingue que dichos lazos resultan muchos más prominentes para las curvas obtenidas en el canal A que se encuentra a una altura superior que el canal F. Esto resulta lógico ya que los canales superiores presentan mayores aceleraciones, por lo que los bloques ubicados sobre los mismos deslizan de manera más prolongada y con desplazamientos relativos más elevados.

B.2 SISMO CAPE MENDOCINO

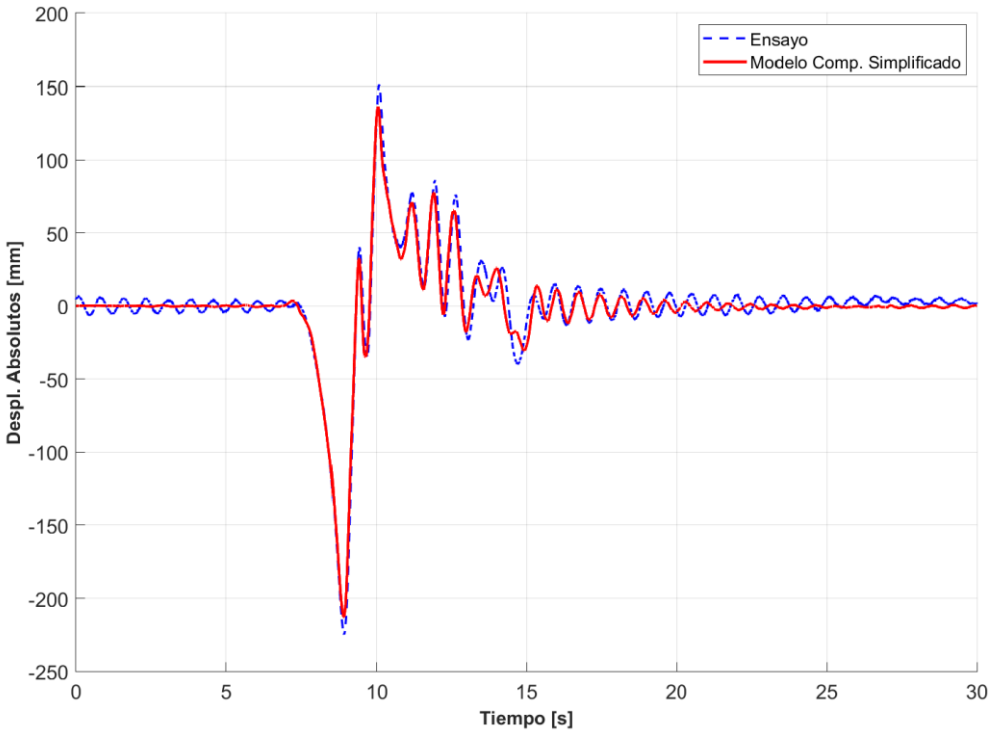


Figura B.1 – Desplazamientos absolutos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Cape Mendocino.

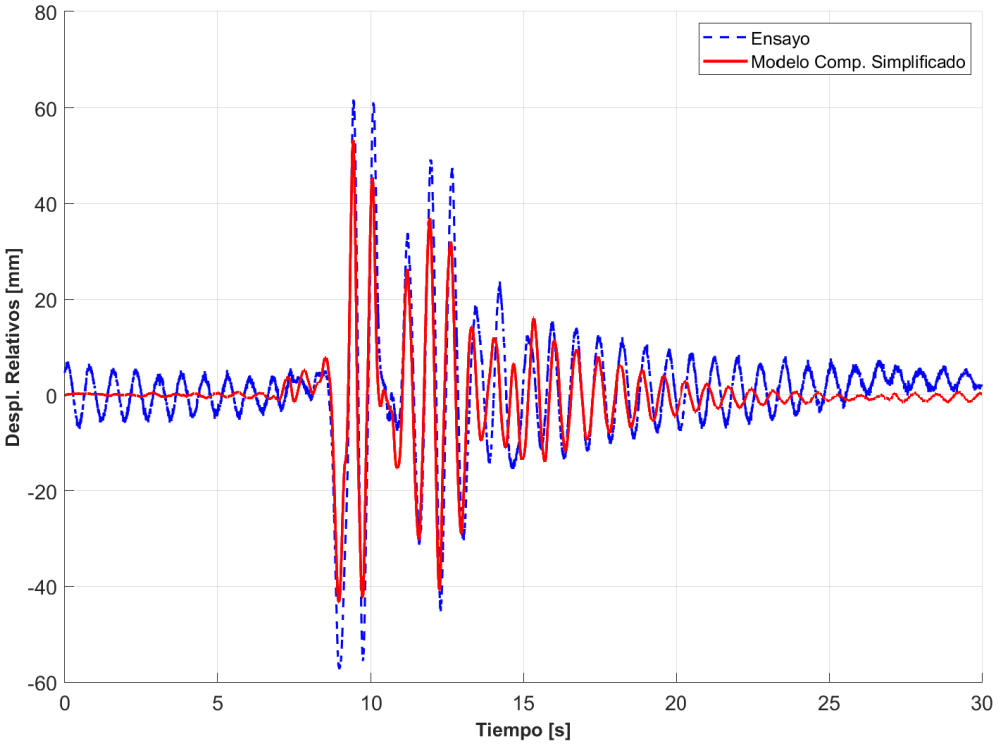


Figura B.2 – Desplazamientos relativos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Cape Mendocino.

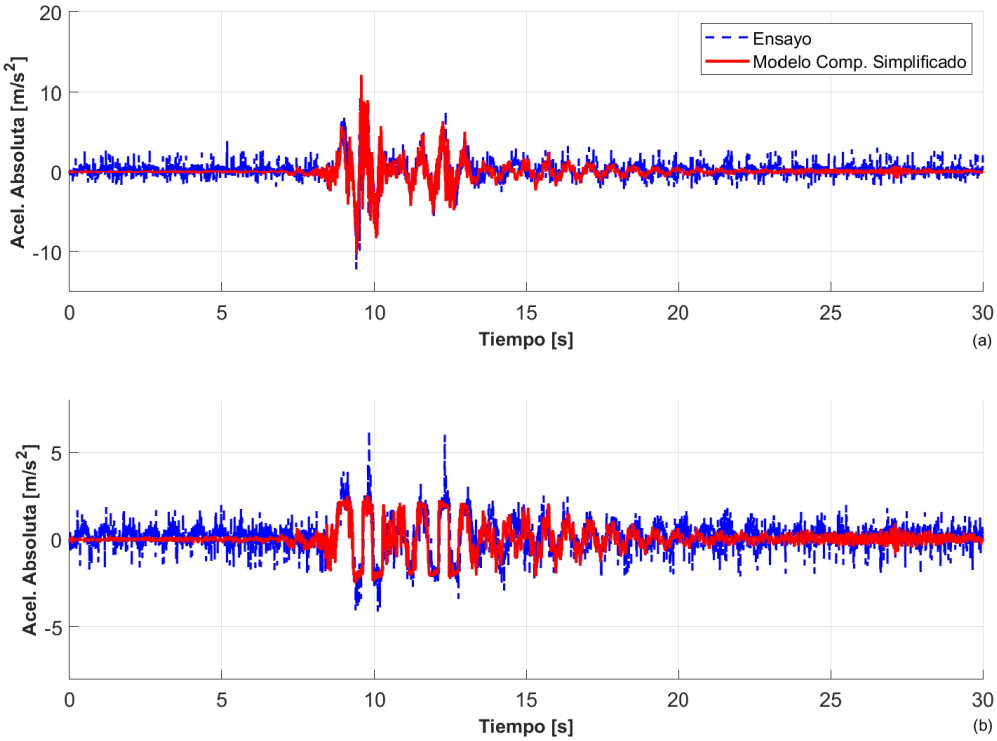


Figura B.3 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal A, registro Cape Mendocino
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

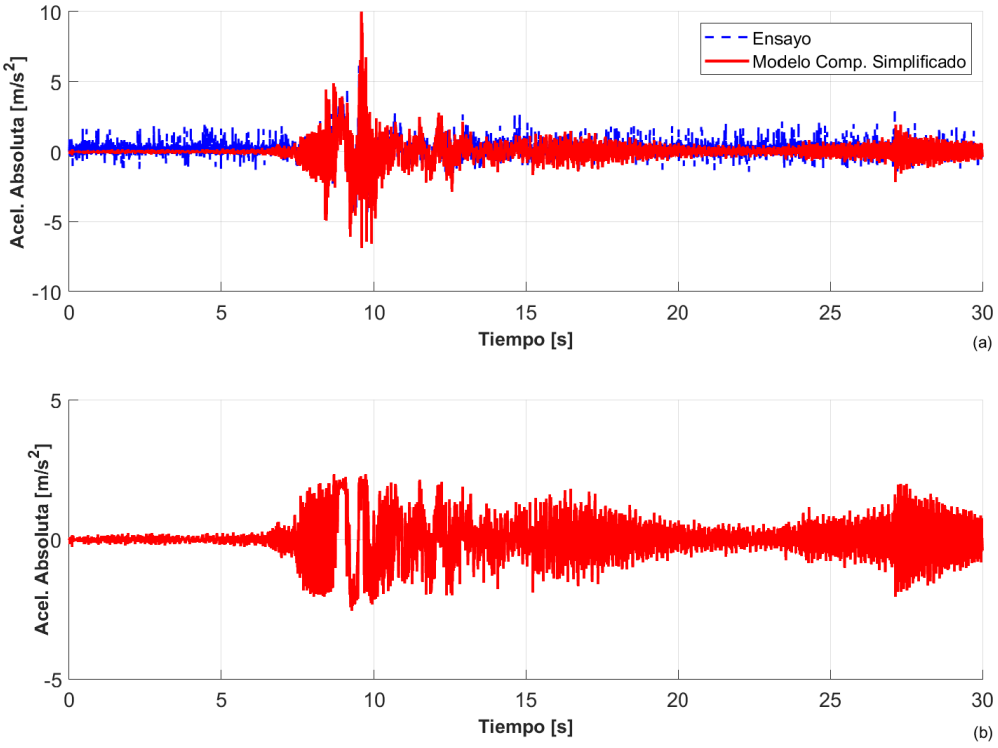


Figura B.4 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal F, registro Cape Mendocino
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

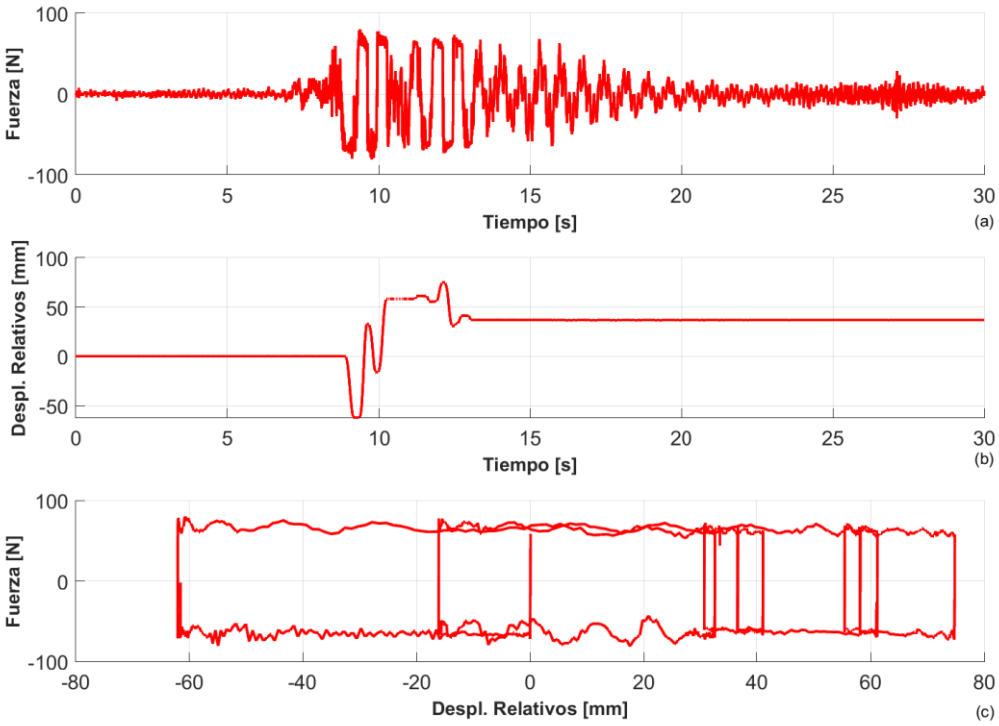


Figura B.5 – Respuesta numérica a nivel de Canal A, registro Cape Mendocino
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_A vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_A.

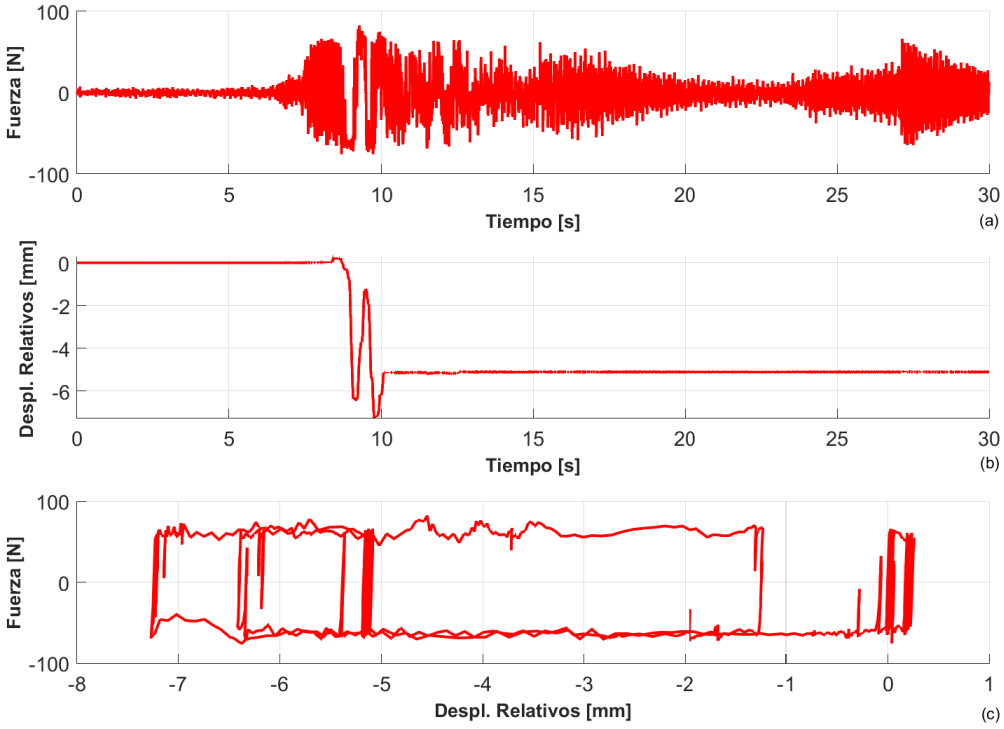


Figura B.6 – Respuesta numérica a nivel de Canal F, registro Cape Mendocino
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_F vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_F.

B.3 SISMO COYOTE LAKE COMPONENTE 230

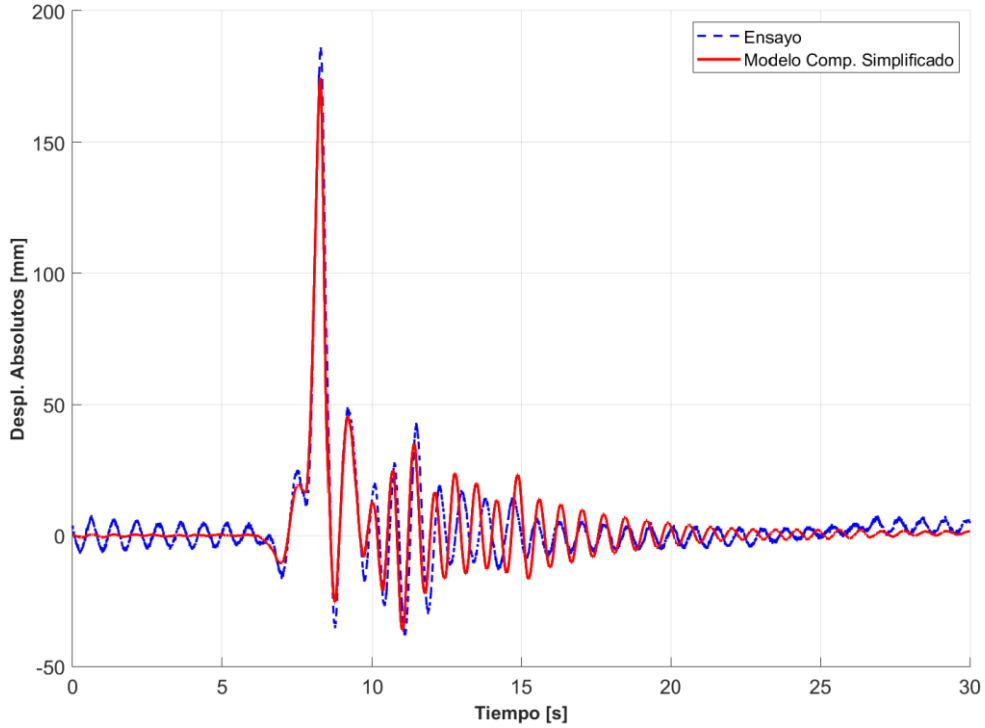


Figura B.7 – Desplazamientos absolutos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Coyote Lake.

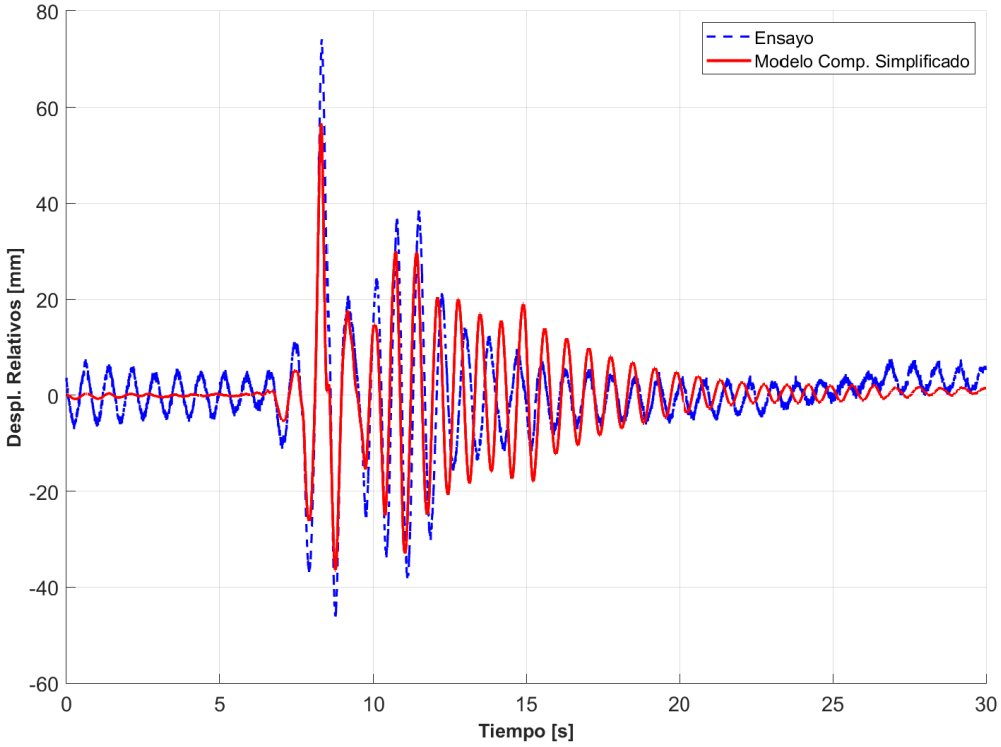


Figura B.8 – Desplazamientos relativos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Coyote Lake.

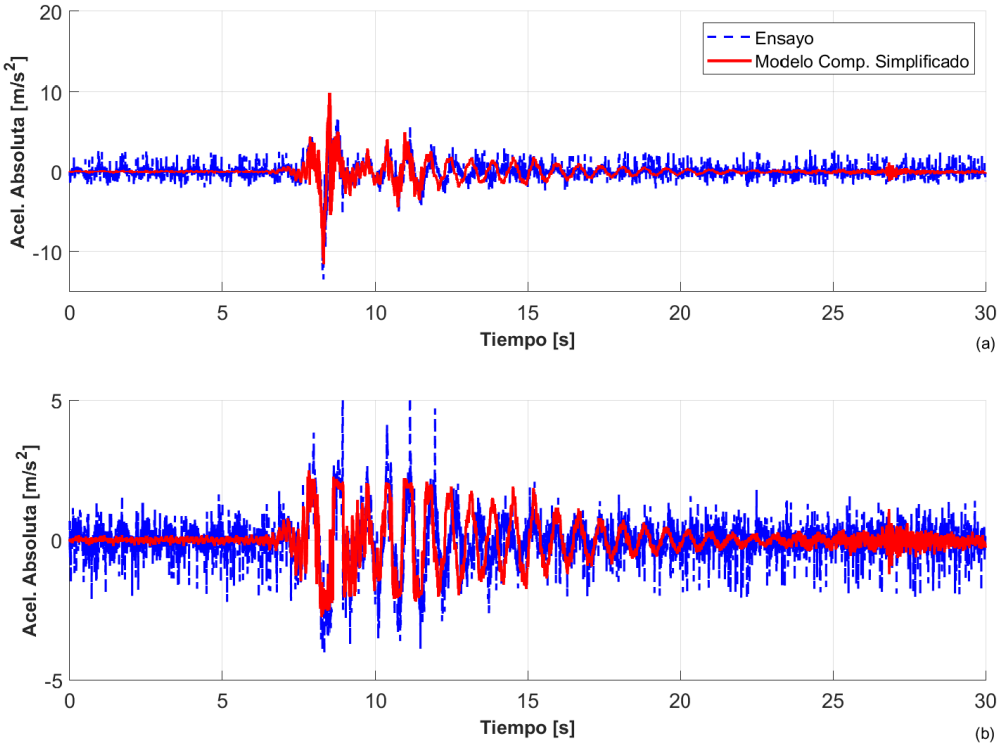


Figura B.9 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal A, registro Coyote Lake
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

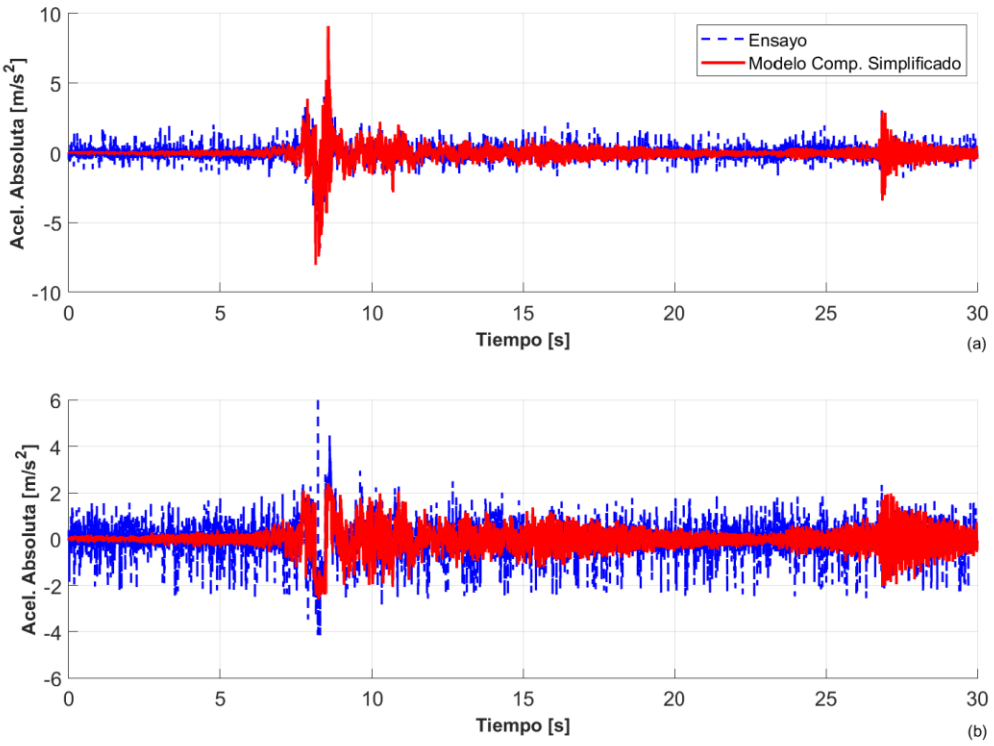


Figura B.10 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal F, registro Coyote Lake
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

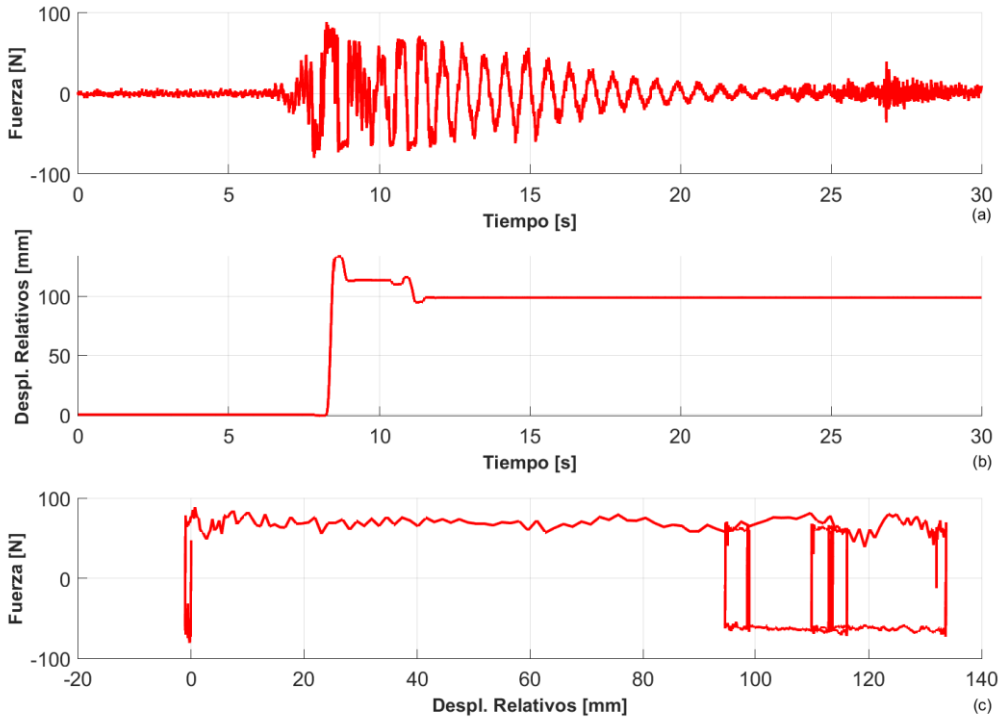


Figura B.11 – Respuesta numérica a nivel de Canal A, registro Coyote Lake
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_A vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_A.

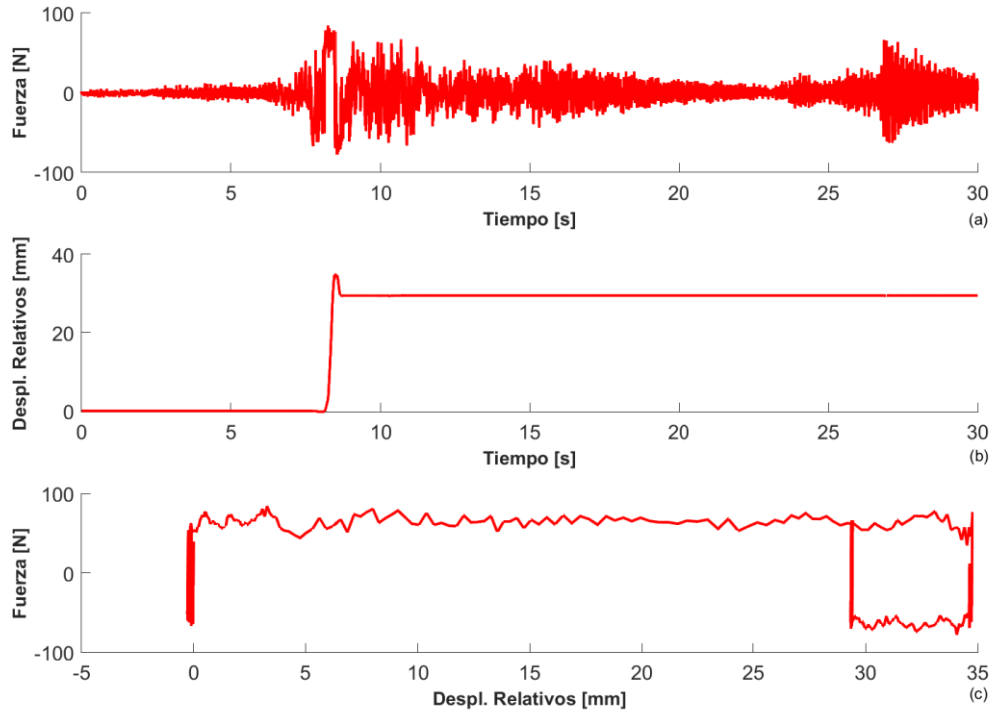


Figura B.12 – Respuesta numérica a nivel de Canal F, registro Coyote Lake
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_F vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_F.

B.4 SISMO MENDOZA

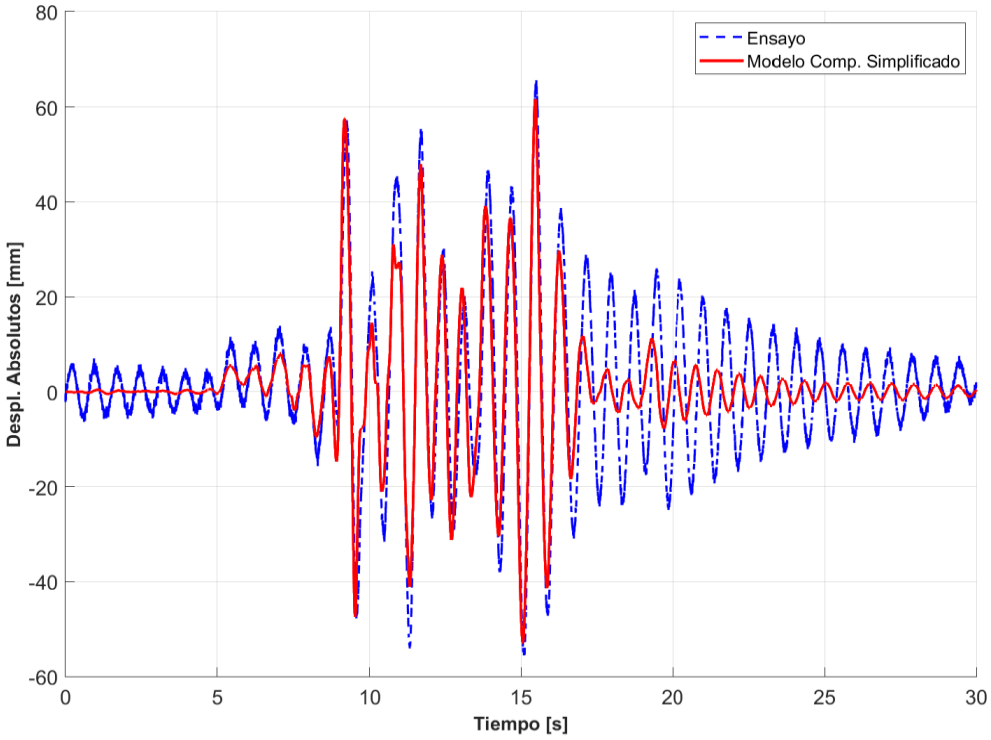


Figura B.13 – Desplazamientos absolutos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Mendoza.

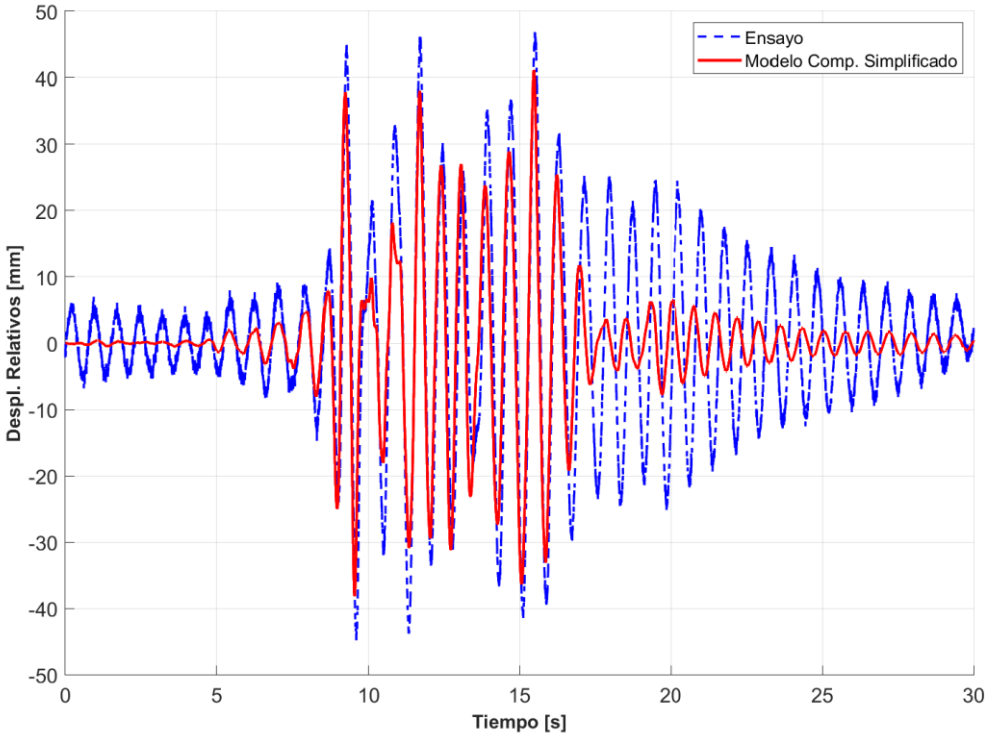


Figura B.14 – Desplazamientos relativos en A modelo simplificado vs. ensayo, registro Mendoza.

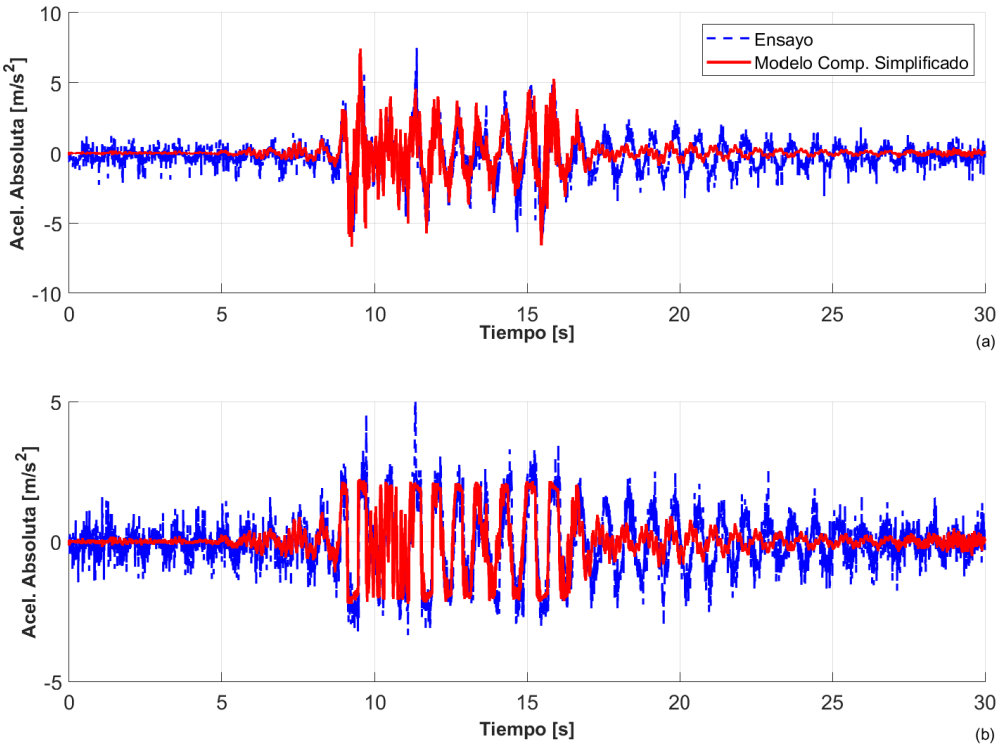


Figura B.15 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal A, registro Mendoza
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

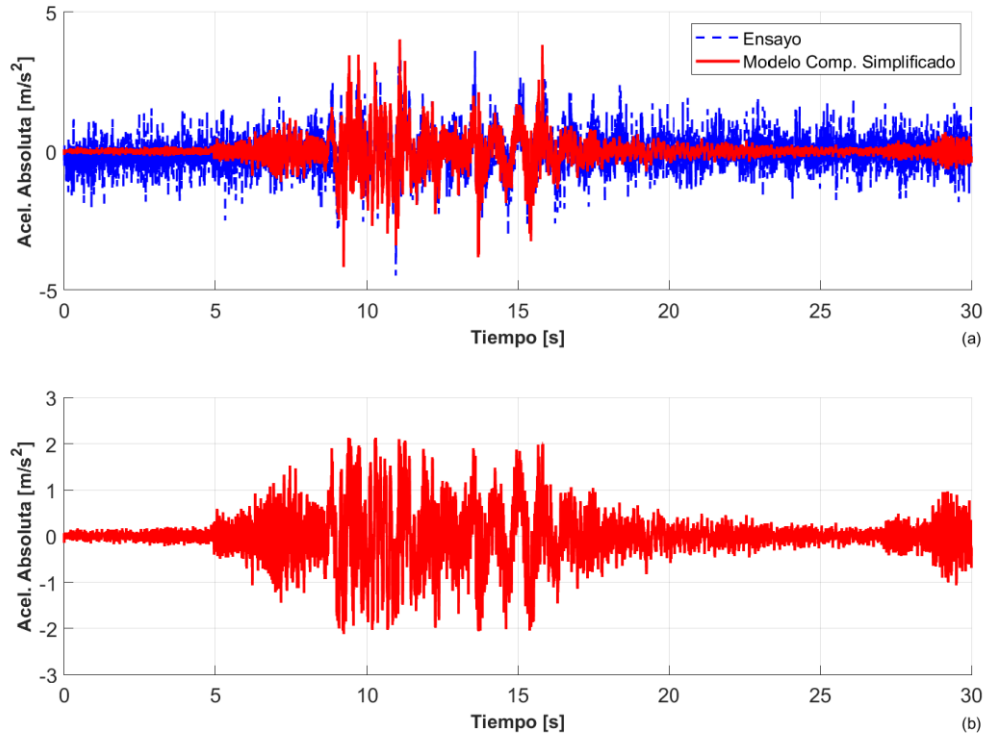


Figura B.16 – Aceleraciones absolutas vs. Tiempo en canal F, registro Mendoza
(a) aceleración en canal; (b) aceleración en un bloque.

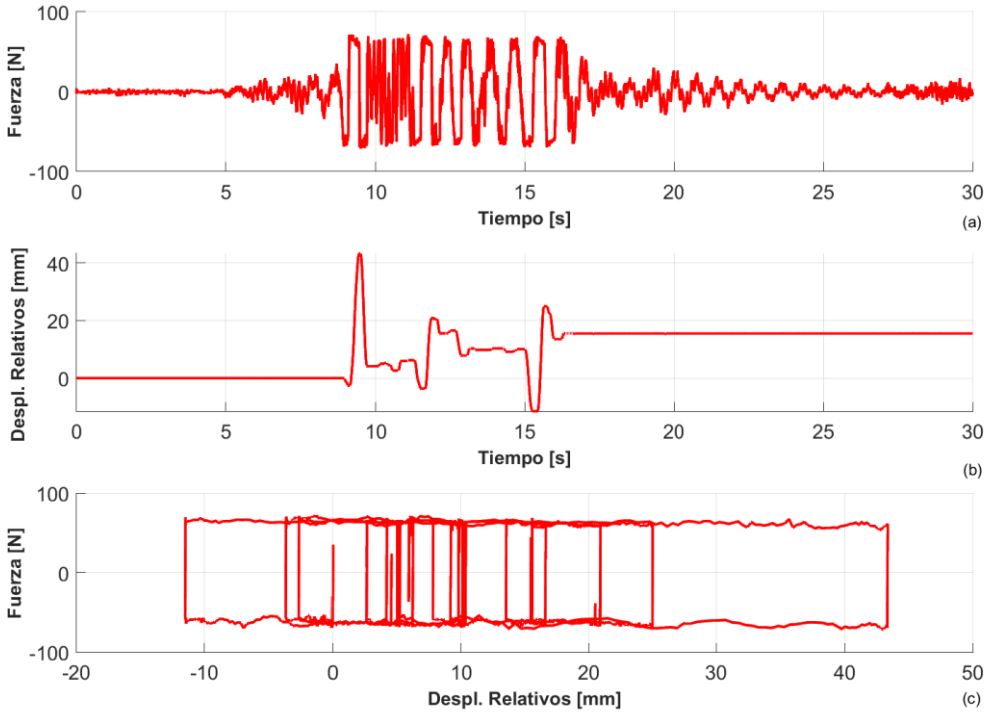


Figura B.17 – Respuesta numérica a nivel de Canal A, registro Mendoza
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_A vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_A.

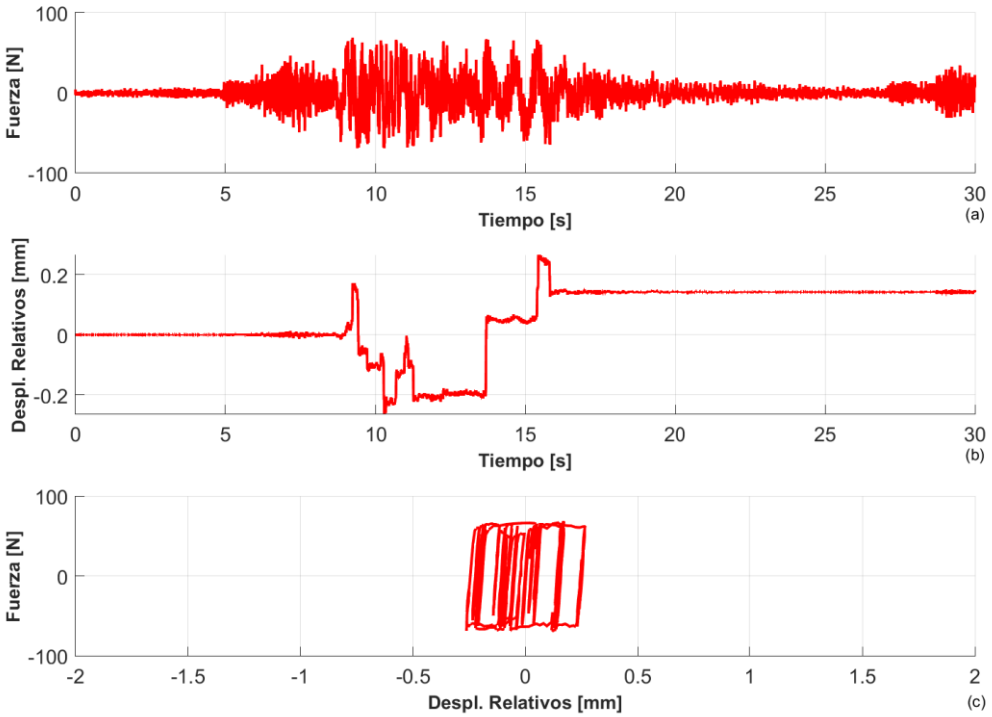


Figura B.18 – Respuesta numérica a nivel de Canal F, registro Mendoza
(a) Fuerza de fricción vs. Tiempo; (b) Despl. relativo m_F vs. Tiempo; (c) Fuerza de fricción vs. Despl. relativo m_F.

ANEXO C

RESPUESTAS DE EDIFICIO BAJO CON PSFGS DE DIFERENTES COEFICIENTES DE ROCE

C.1 INTRODUCCIÓN

En el presente anexo se adjuntan los gráficos correspondientes a los resultados obtenidos para el edificio bajo reforzado con PSFGs excitado por los registros que no se desarrollaron en profundidad en la sección IX.9.a.

En primer lugar, se grafican los desplazamientos de los centros de masa de cada uno de los niveles de la estructura principal en función del tiempo. En los mismos se puede apreciar como varía la respuesta para cada uno de los factores de fricción adoptados para los paneles.

Posteriormente, para poder apreciar las diferencias entre las curvas más claramente se comparan los desplazamientos relativos en el nivel 3 de la estructura para el edificio original con la del edificio reforzado con PSFGs con $\mu = 0.50$.

Adicionalmente, el efecto disipador de los paneles se puede observar en las curvas correspondientes a las aceleraciones relativas de la estructura del Hormigón Armado a la altura del nivel 3. En estos gráficos se contrastan las obtenidas para la estructura original con la que tiene paneles con el mayor factor de fricción utilizado. Al no encontrarse estas respuestas entre las figuras del Capítulo IX, se incluyen también los resultados correspondientes a los registros de Darfield y Maule.

Se incluyen también en este anexo los gráficos correspondientes a las máximas distorsiones de pisos en cada uno de los niveles de los modelos de la estructura del edificio bajo. En general, se aprecia que cuanto mayor es el coeficiente de rozamiento del panel, las distorsiones se hacen ligeramente más pequeñas.

Para evaluar la respuesta en frecuencia de cada uno de los modelos, se presentan los gráficos donde se representa el cuadrado del módulo de la transformada rápida de Fourier de los desplazamientos en el tercer nivel en función de la frecuencia. Se observa que mediante la adición de los PSFGs se logra disminuir el pico en correspondencia con la frecuencia del primer modo flexional de la estructura sin refuerzo según el Eje X, aunque no se modifica sustancialmente el valor en frecuencia del mismo. En este caso, se incluyó también el resultado correspondiente al registro de Darfield, ya que el mismo no fue incluido en el apartado IX.9.a.

C.2 SISMO DE TOHOKU

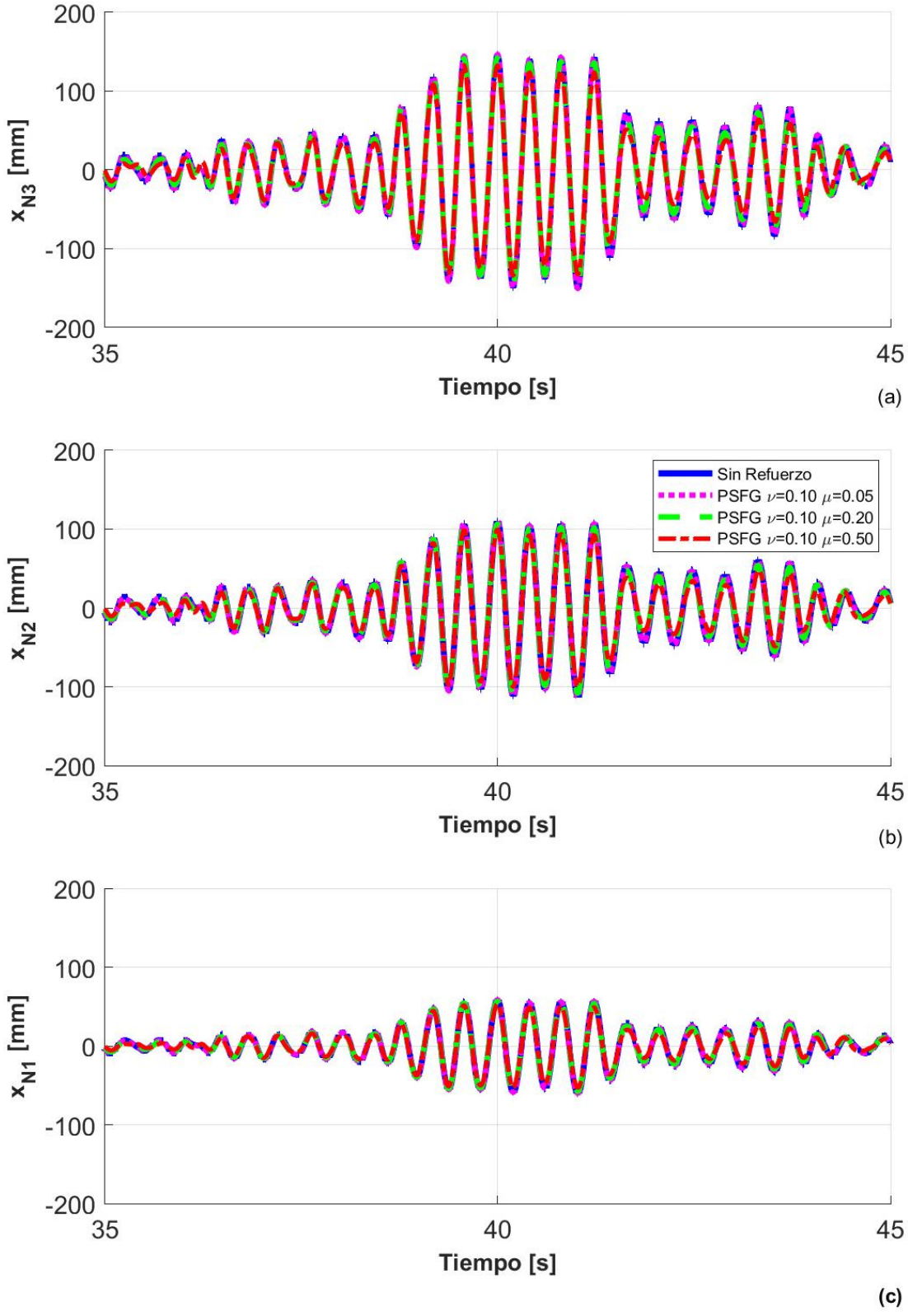


Figura C.1 – Desplazamientos relativos para edificio bajo, registro Tohoku.
(a) Nivel 3, (b) Nivel 2 y (c) Nivel 1.

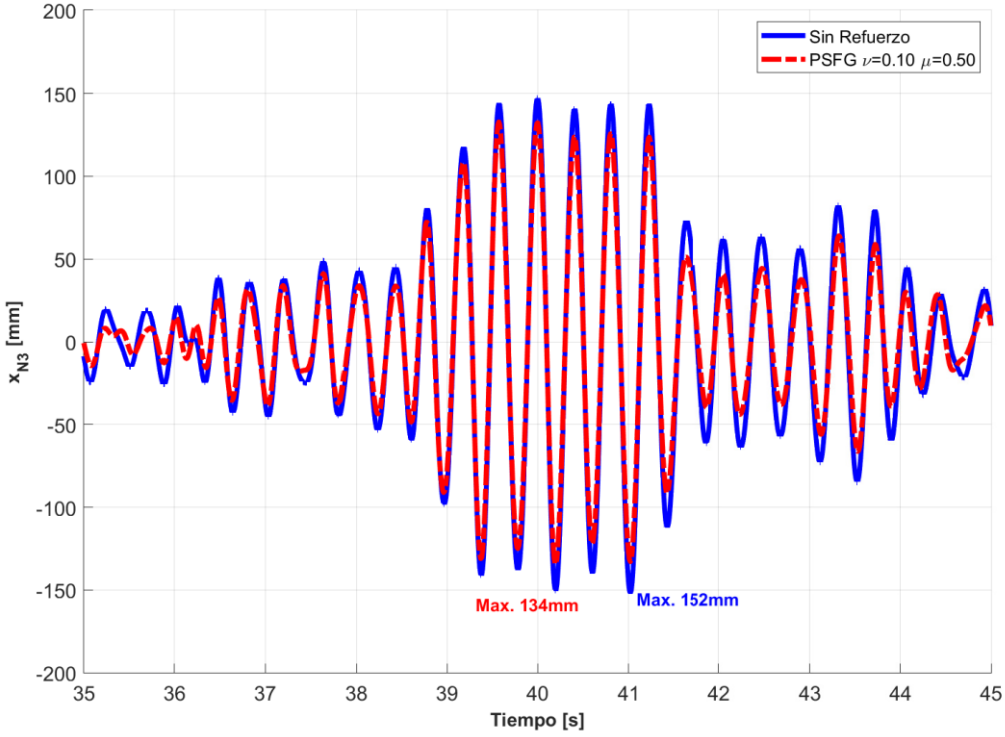


Figura C.2 – Desplazamientos Relativos Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Tohoku.

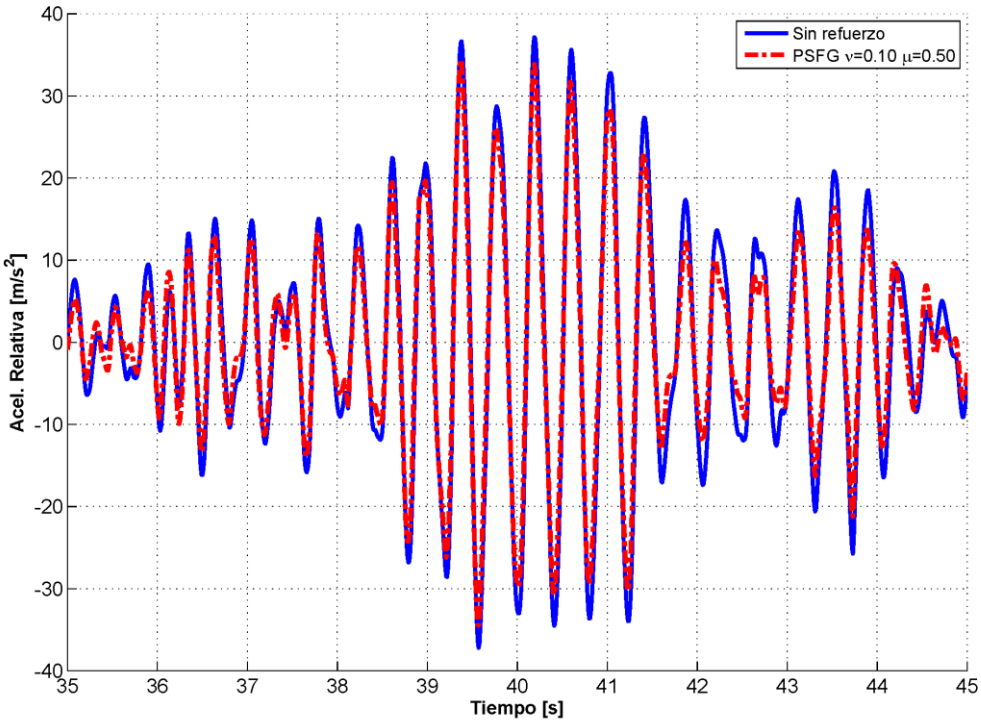


Figura C.3 – Aceleraciones Relativas Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Tohoku.

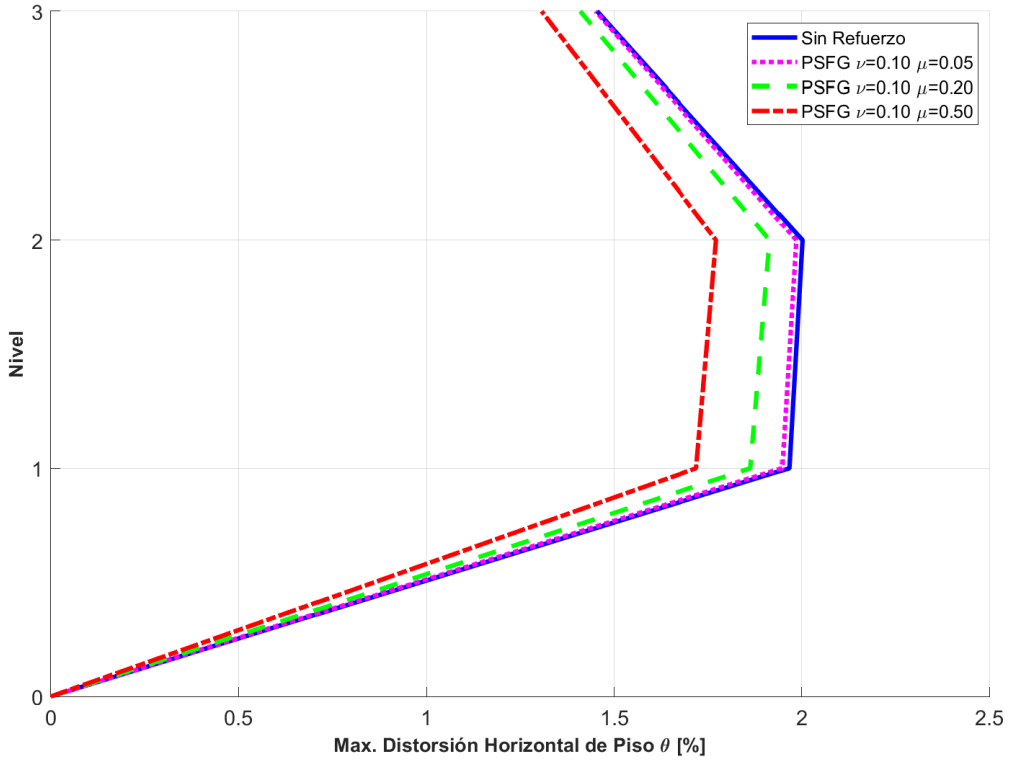


Figura C.4 – Máximas distorsiones de piso, registro Tohoku.

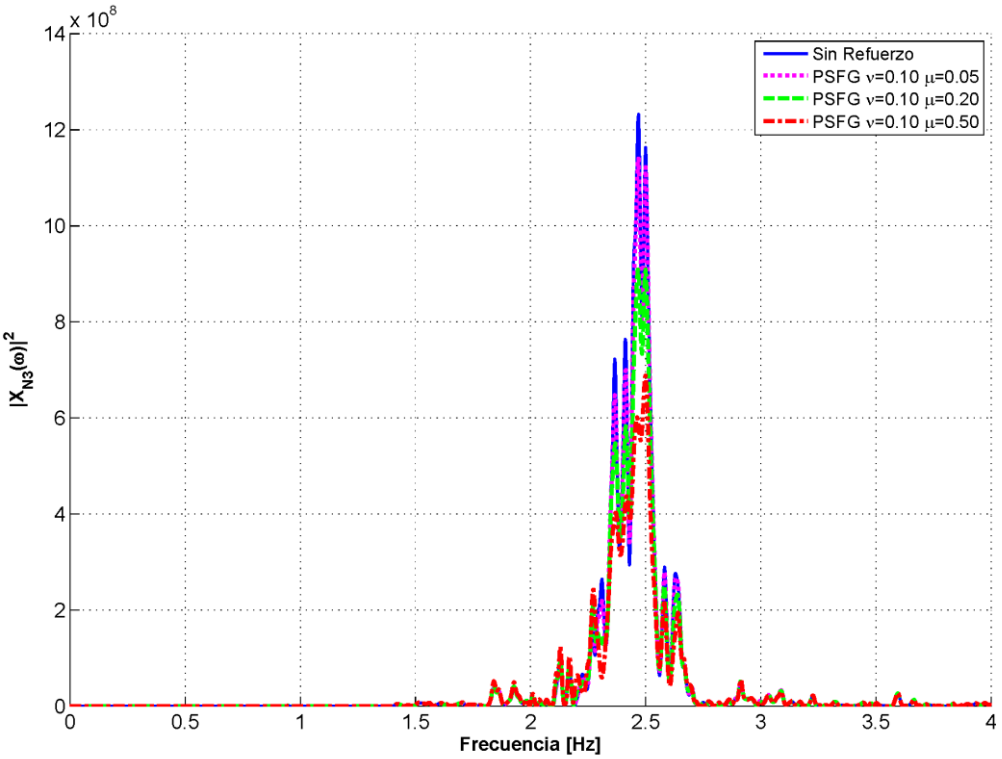


Figura C.5 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Tohoku.

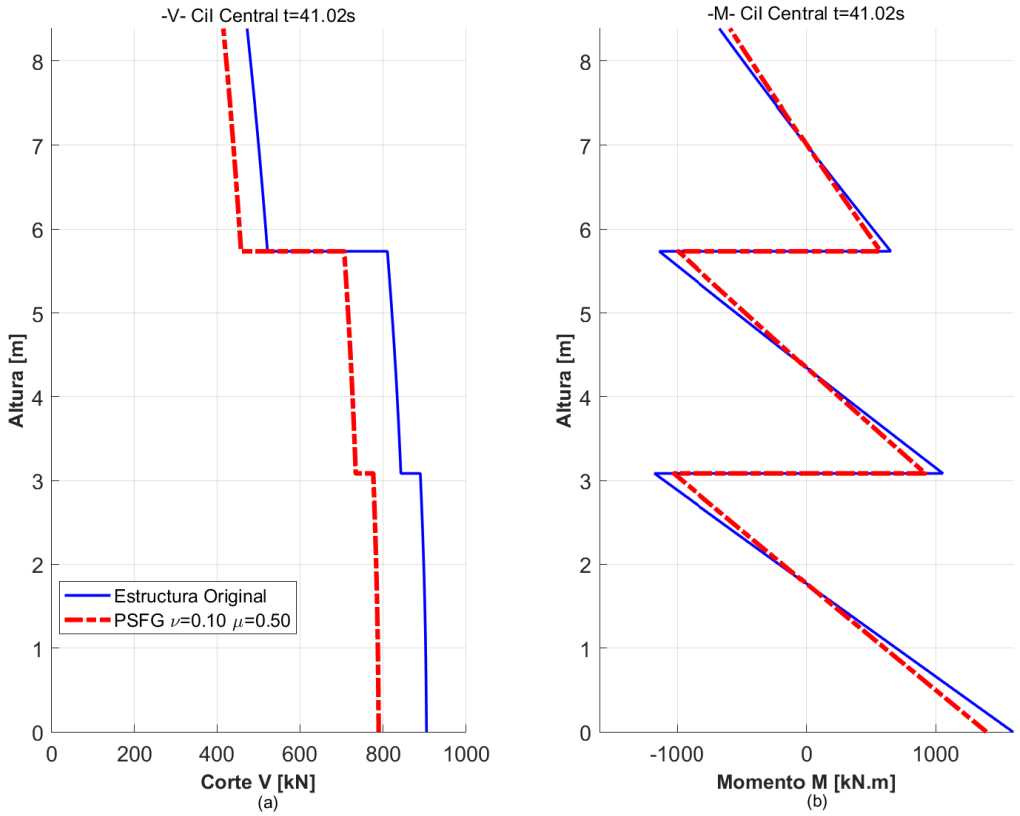


Figura C.6 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 41.02s$ registro Tohoku.
(a) Corte; (b) Momento.

C.3 SISMO DE IMPERIAL VALLEY - 06

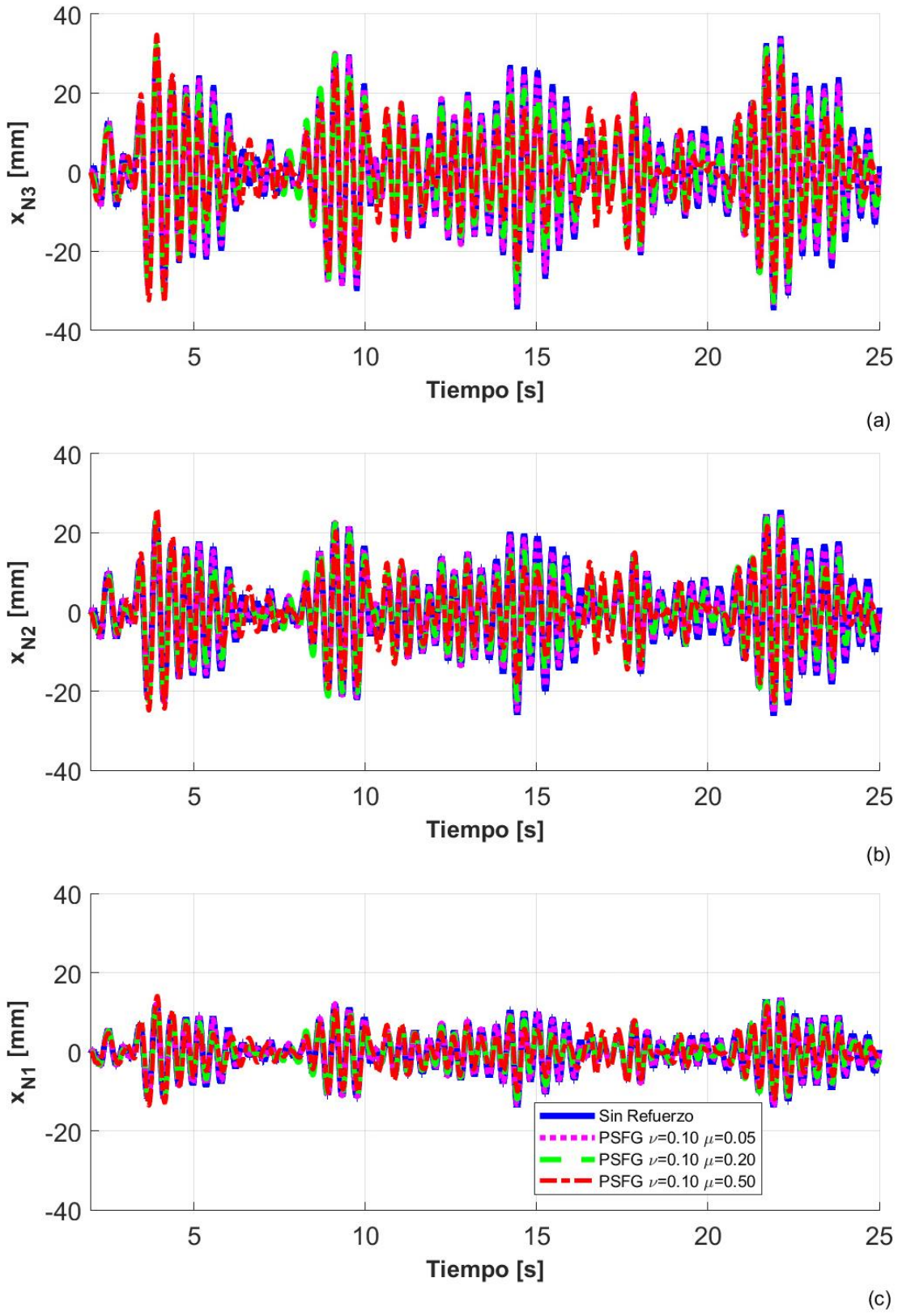


Figura C.7 – Desplazamientos relativos para edificio bajo, registro Imperial Valley - 06.
(a) Nivel 3, (b) Nivel 2 y (c) Nivel 1.

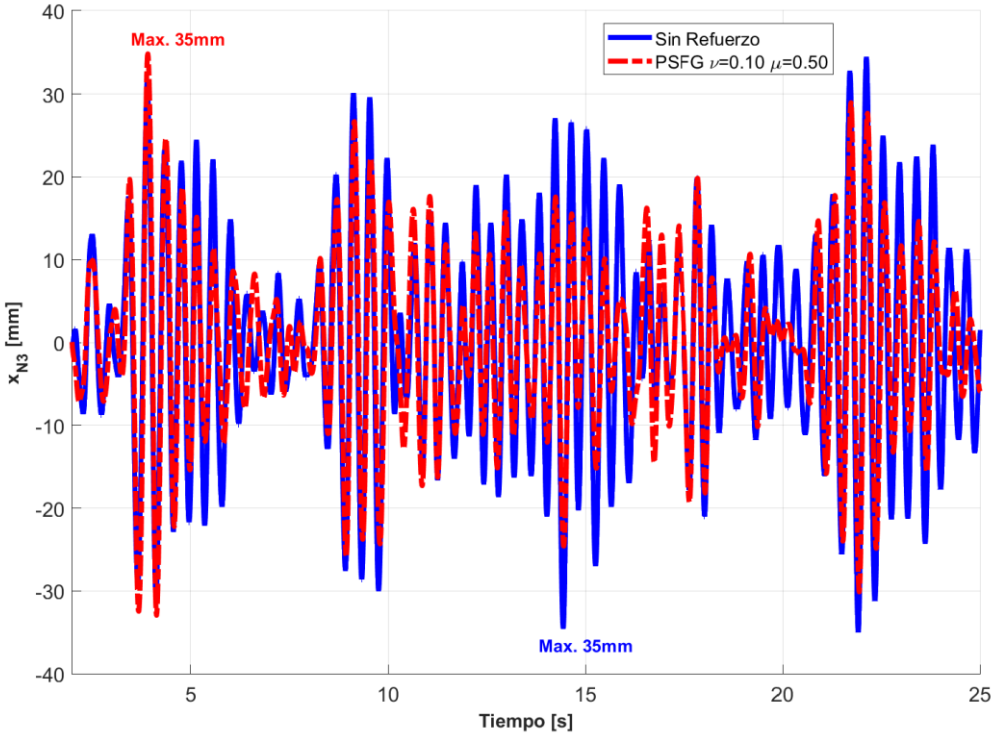


Figura C.8 – Desplazamientos Relativos Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Imperial Valley - 06.

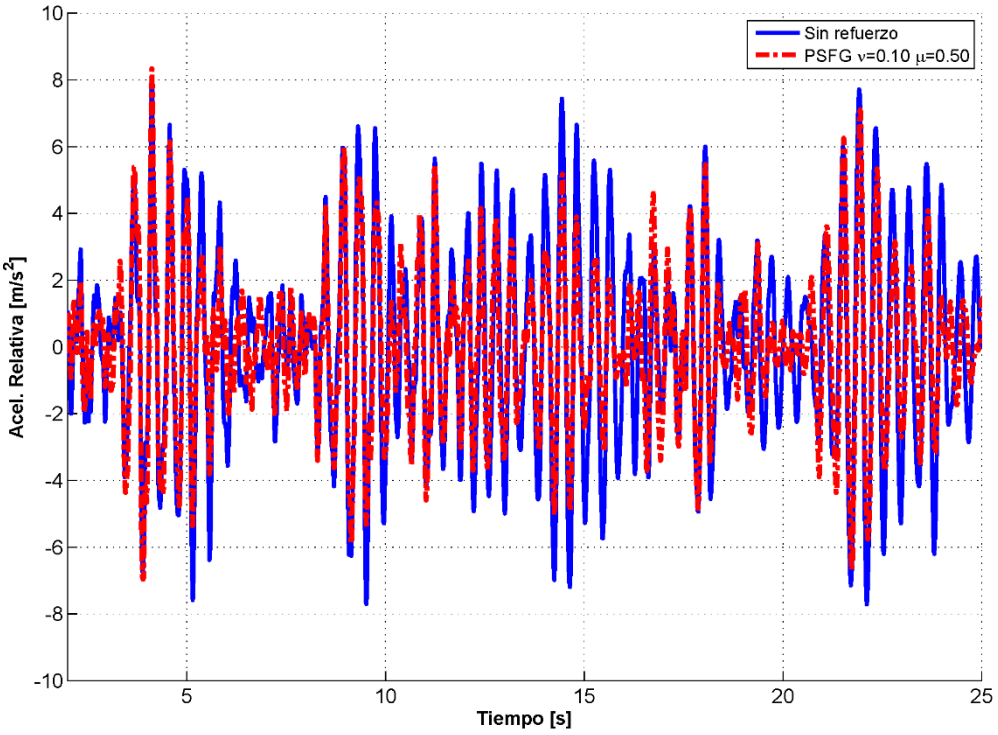


Figura C.9 – Aceleraciones Relativas Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Imperial Valley - 06.

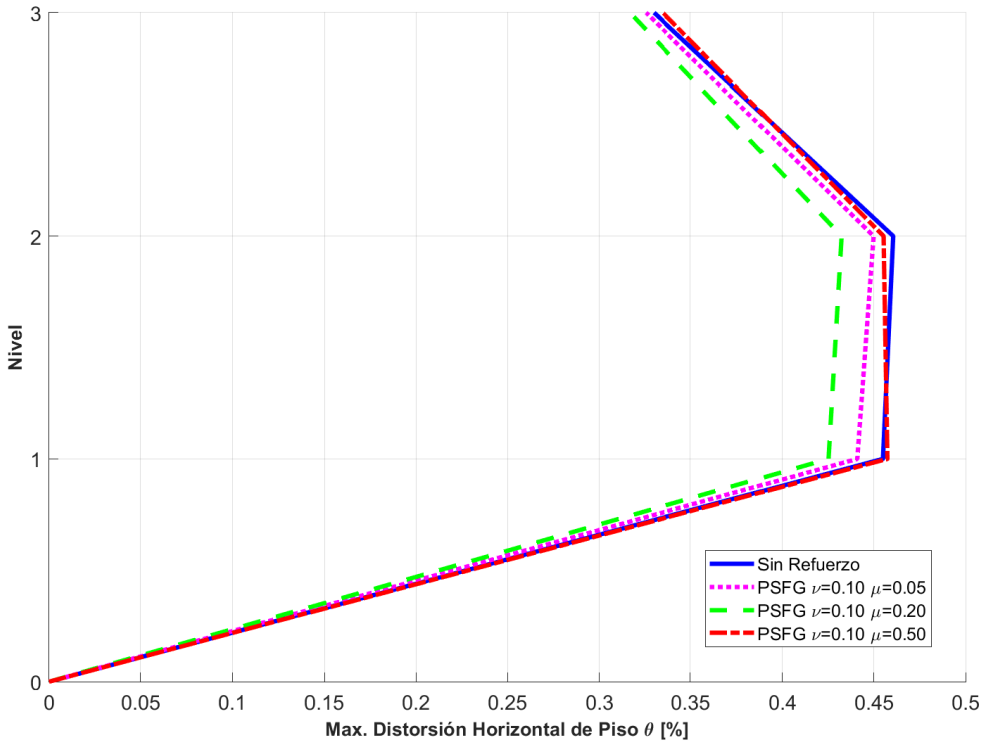


Figura C.10 – Máximas distorsiones de piso, registro Imperial Valley - 06.

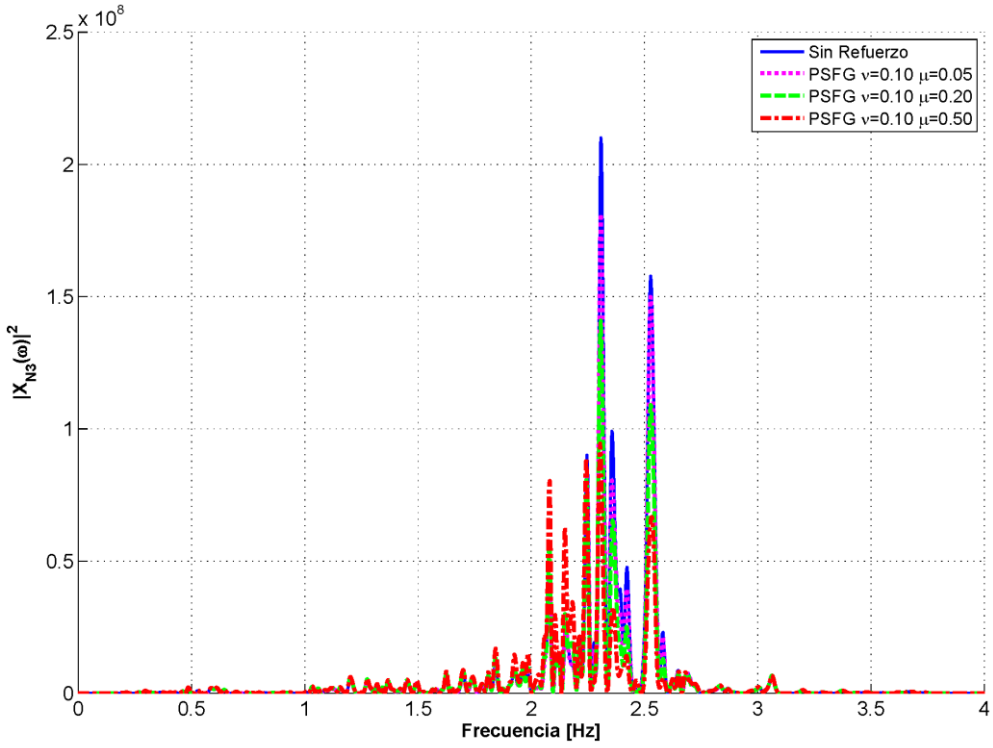


Figura C.11 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Imperial Valley - 06.

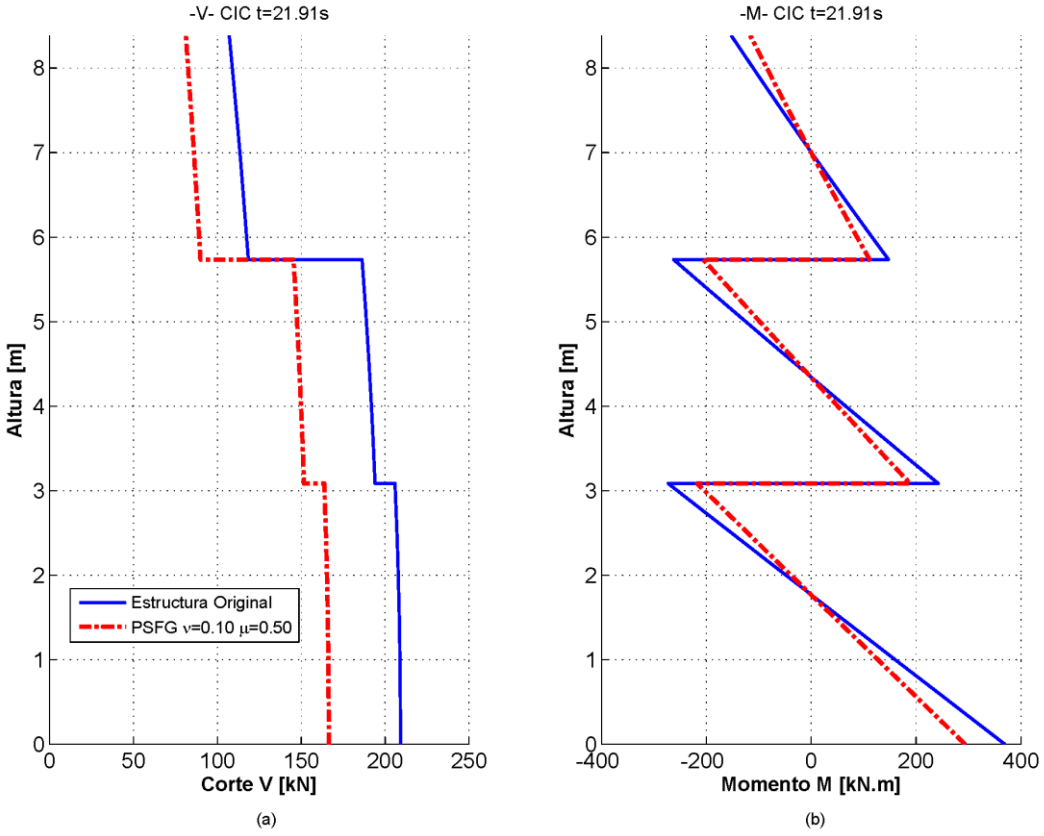


Figura C.12 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 21.91s$ registro Imperial Valley - 06. (a) Corte; (b) Momento.

C.4 SISMO DE LOMA PRIETA

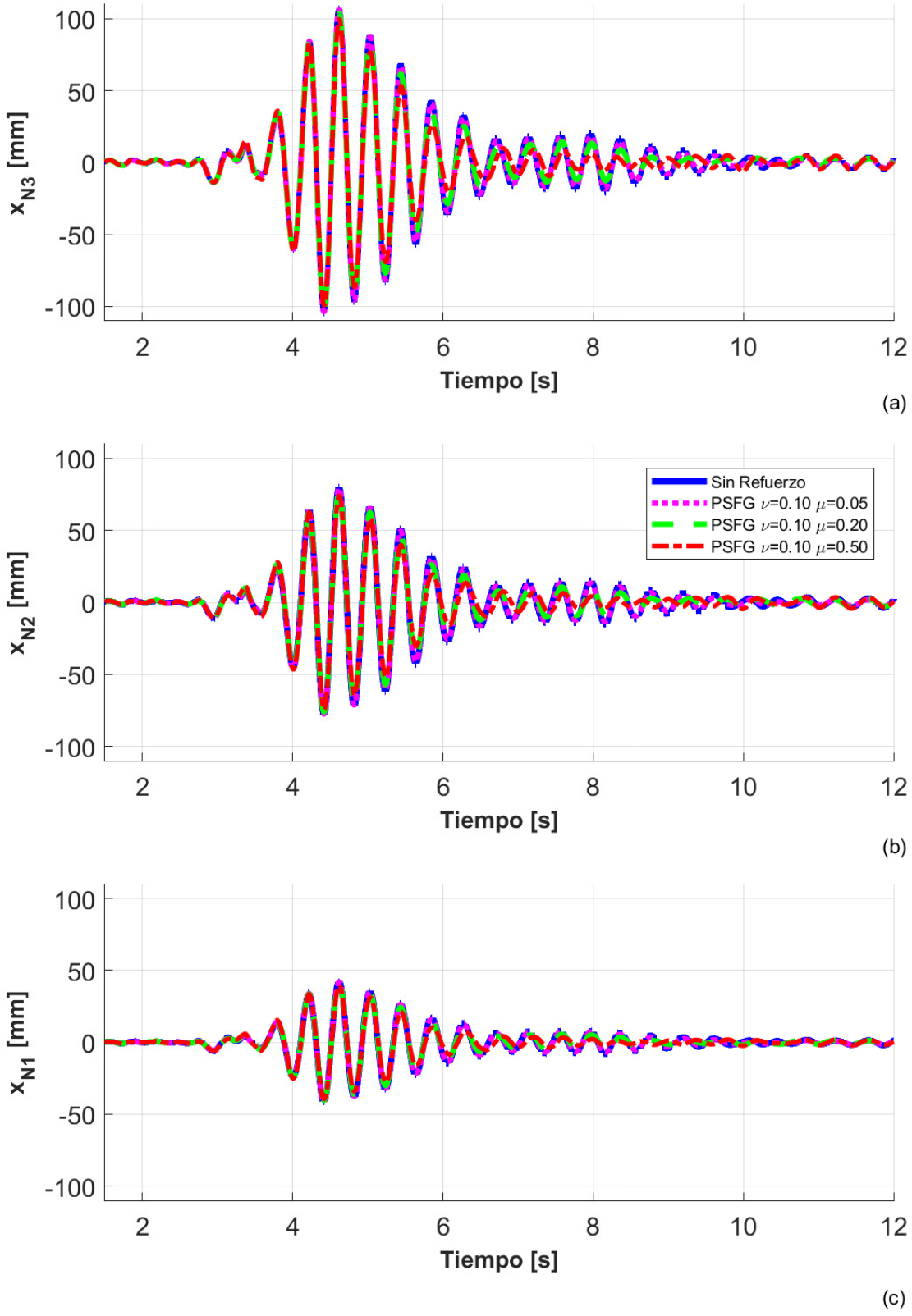


Figura C.13 – Desplazamientos relativos para edificio bajo, registro Loma Prieta.
(a) Nivel 3, (b) Nivel 2 y (c) Nivel 1.

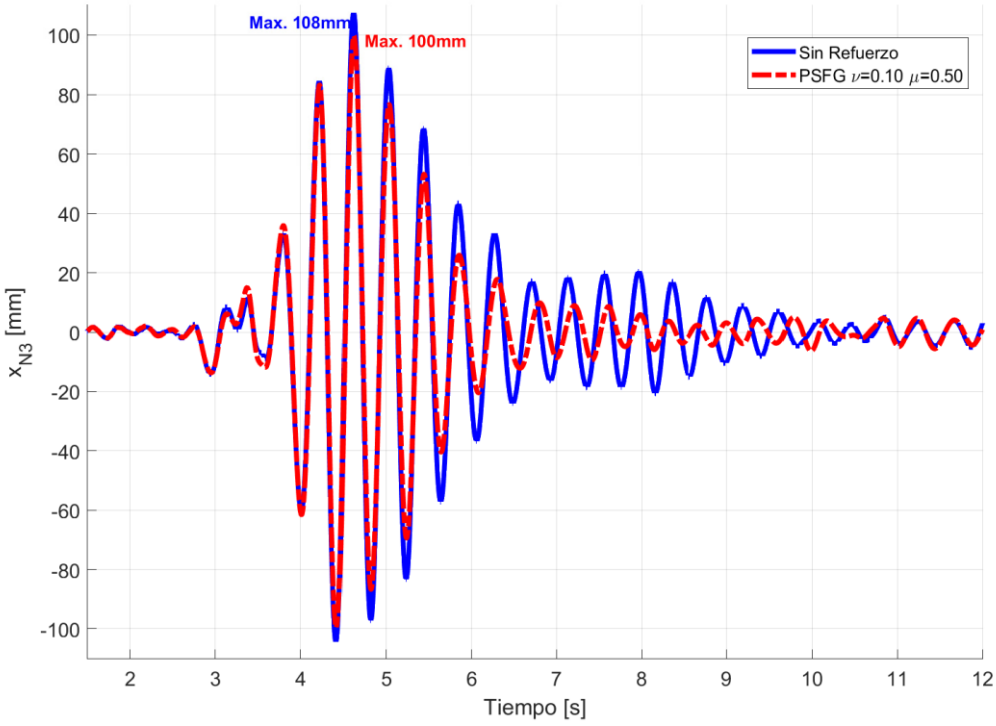


Figura C.14 – Desplazamientos Relativos Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Loma Prieta.

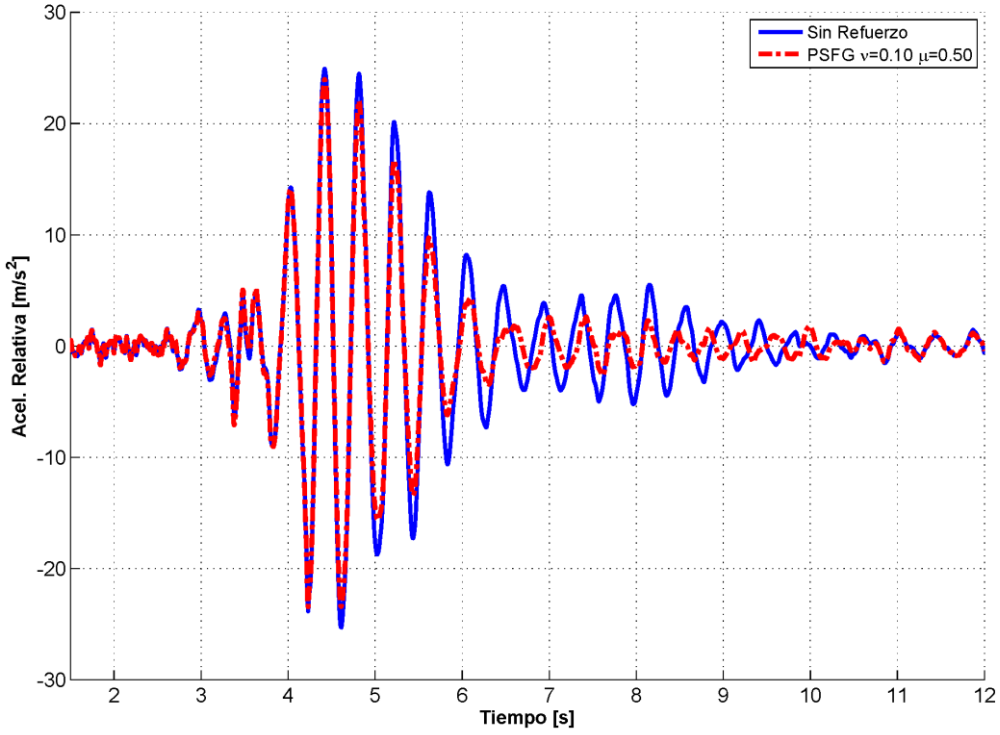


Figura C.15 – Aceleraciones Relativas Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Loma Prieta.

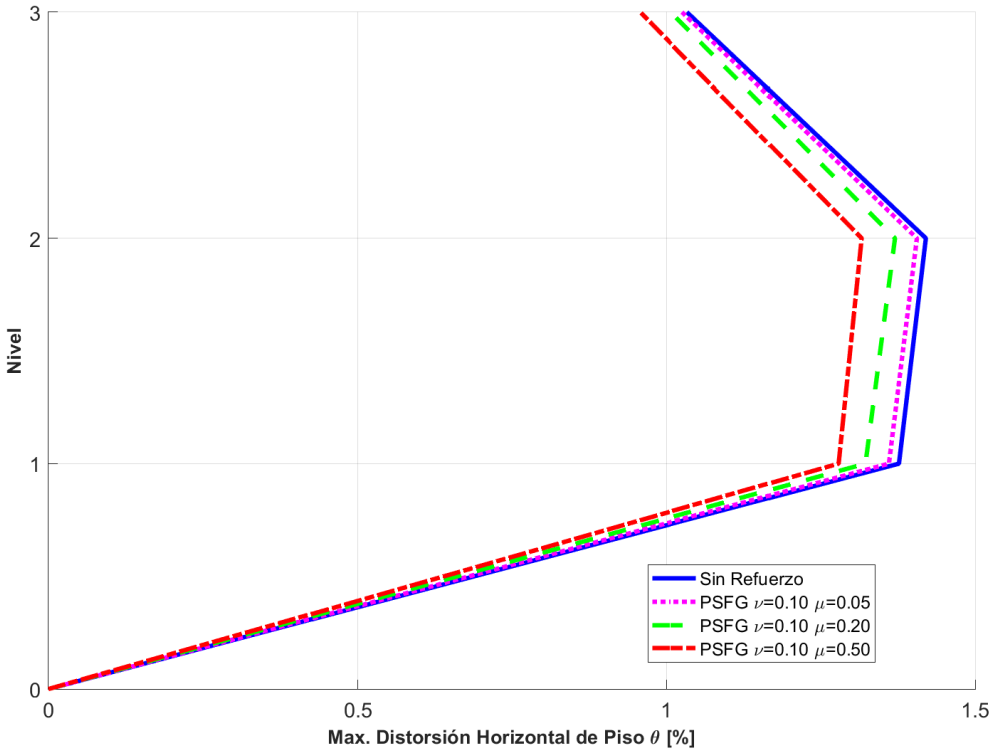


Figura C.16 – Máximas distorsiones de piso, registro Loma Prieta.

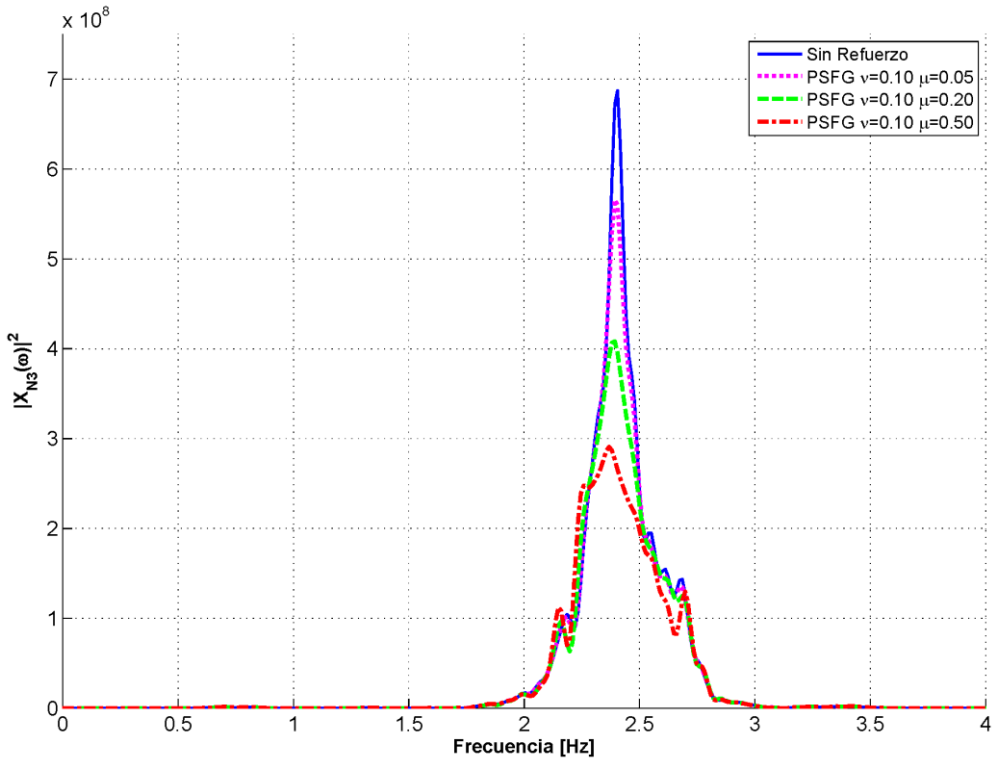


Figura C.17 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Loma Prieta.

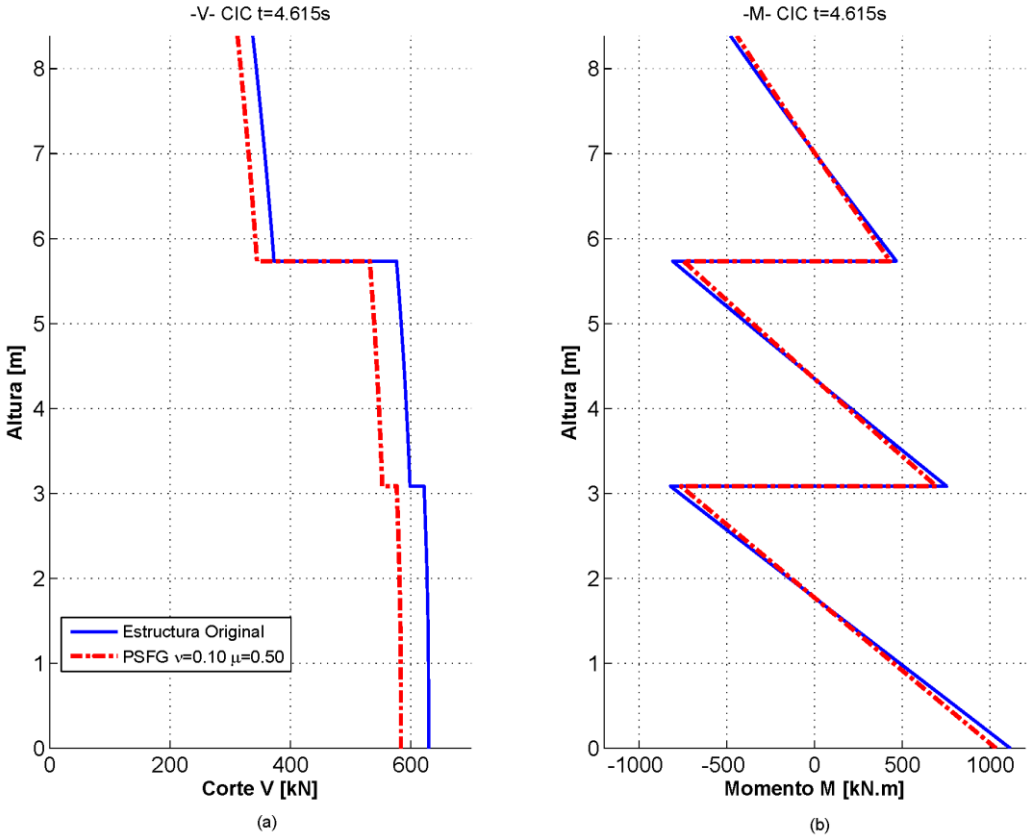


Figura C.18 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 4.615s$ registro Loma Prieta. (a) Corte; (b) Momento.

C.5 SISMO DE DARFIELD

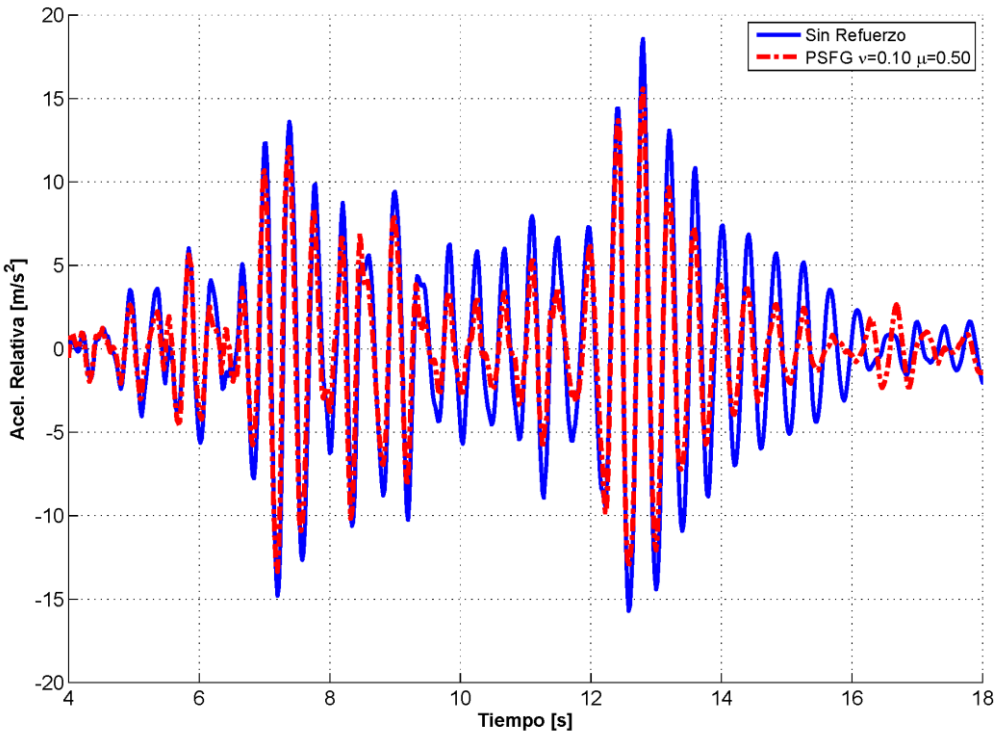


Figura C.19 – Aceleraciones Relativas Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Darfield.

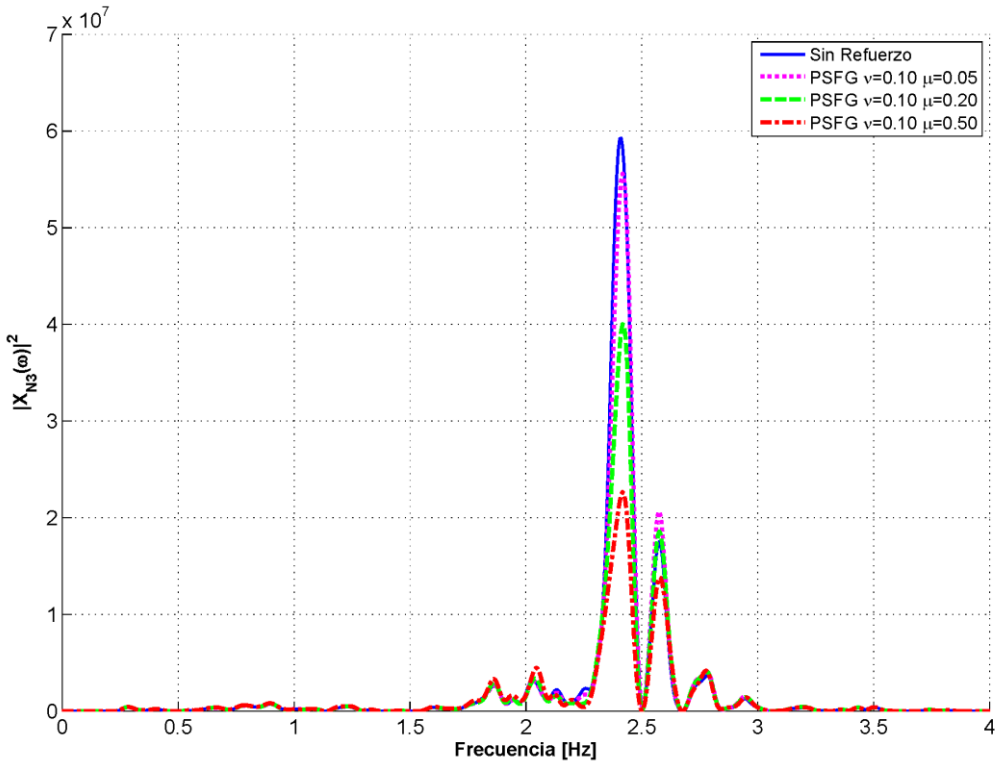


Figura C.20 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Darfield.

C.6 SISMO DE MAULE

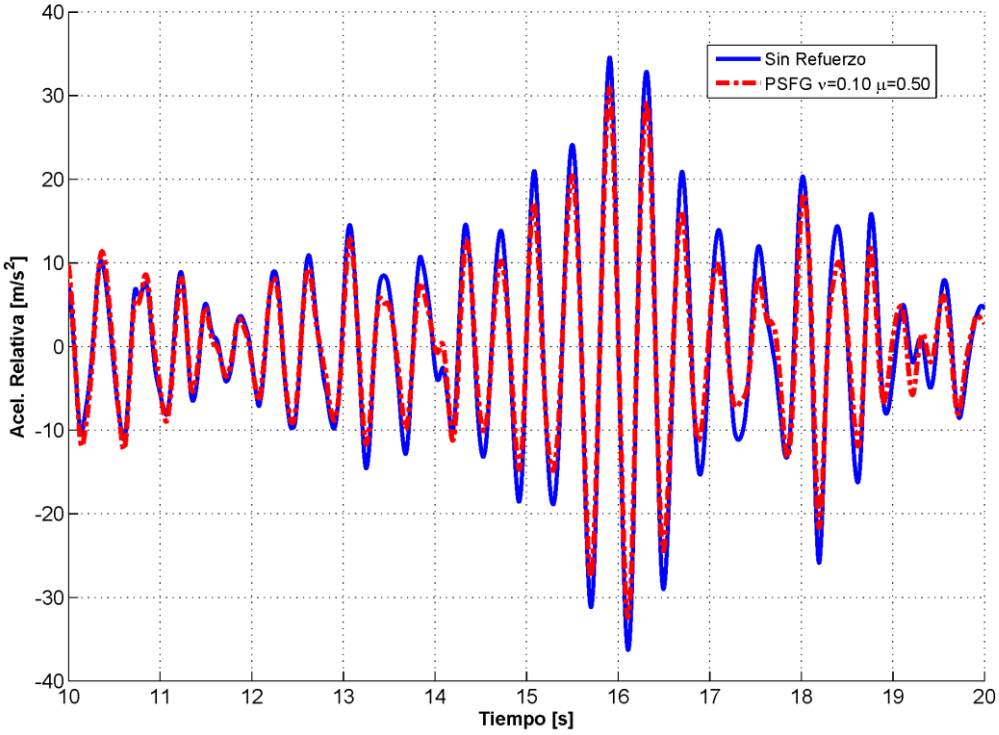


Figura C. 21 – Aceleraciones Relativas Nivel 3 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Maule.

ANEXO D

RESPUESTAS DE PSFG 2P VB PI EN EDIFICIO BAJO

D.1 INTRODUCCIÓN

En línea con lo expuesto en la sección IX.9.b, en este anexo se presentan las respuestas del panel PSFG 2P VB PI para los sismos restantes que no fueron presentados oportunamente.

Para comenzar, se comparan las aceleraciones absolutas de los bloques (representados por una única masa concentrada) con la del canal inferior F del panel. El movimiento experimentado por los bloques debe tener fases en que los mismos se encuentren pegados al canal, como fases de deslizamiento donde experimenten movimiento uniformemente acelerado.

Seguidamente se muestran las respuestas del elemento COMBIN40 correspondiente al canal F. Dichas respuestas se caracterizan mediante la relación fuerza de fricción – desplazamiento relativo de la masa concentrada y la variación temporal de estos desplazamientos. En el caso de la primera deben apreciarse los lazos histeréticos, cuya área representa el valor de energía disipada por fricción. Mientras que en el caso de la segunda, se pueden distinguir claramente los intervalos donde el bloque se encuentra pegado al canal de los que el bloque experimenta deslizamiento.

Además, se presentan en este anexo las aceleraciones absolutas correspondientes al canal superior A del panel evaluado, como así también la respuesta de la masa concentrada correspondiente al mismo.

Por último, se adjuntan los gráficos de los desplazamientos relativos del panel en función del tiempo. Estos desplazamientos representan la diferencia entre los desplazamientos absolutos del extremo superior y del extremo inferior de un elemento vertical del marco externo del PSFG.

D.2 SISMO DE TOHOKU

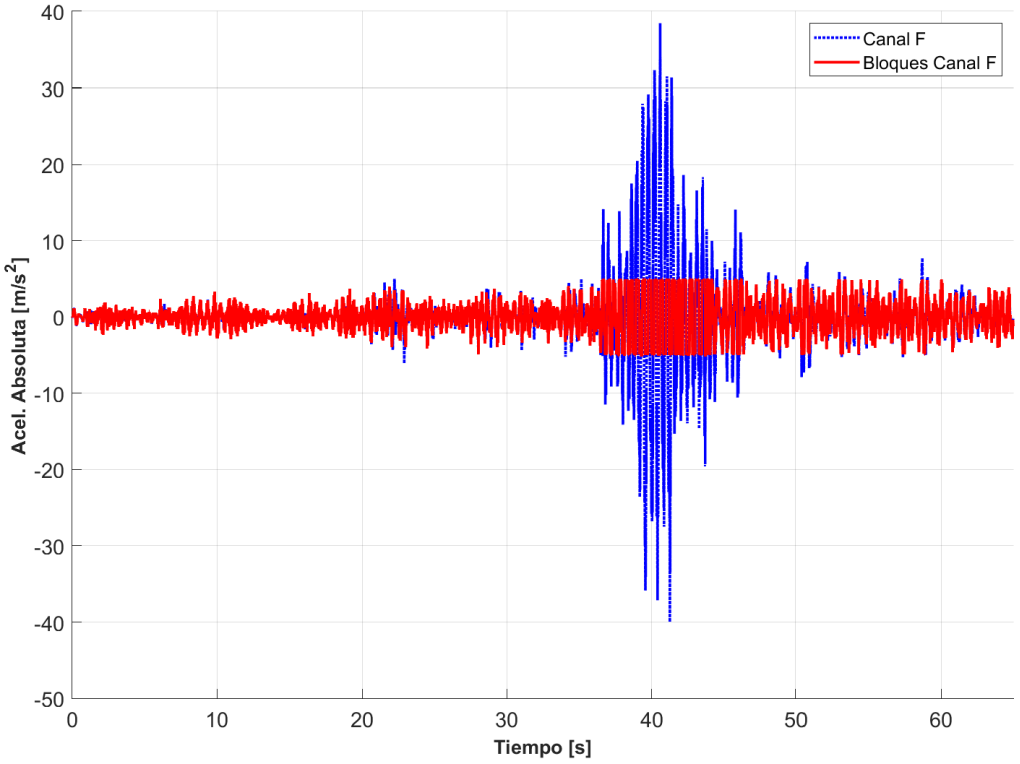


Figura D.1 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Tohoku.

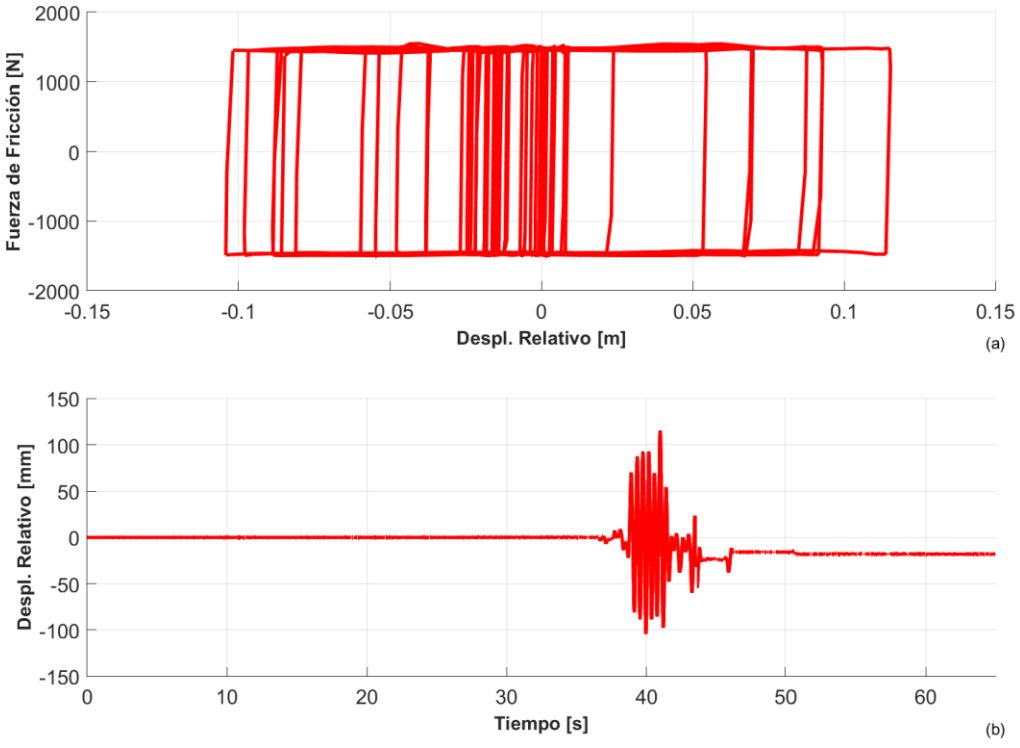


Figura D. 2 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Tohoku.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

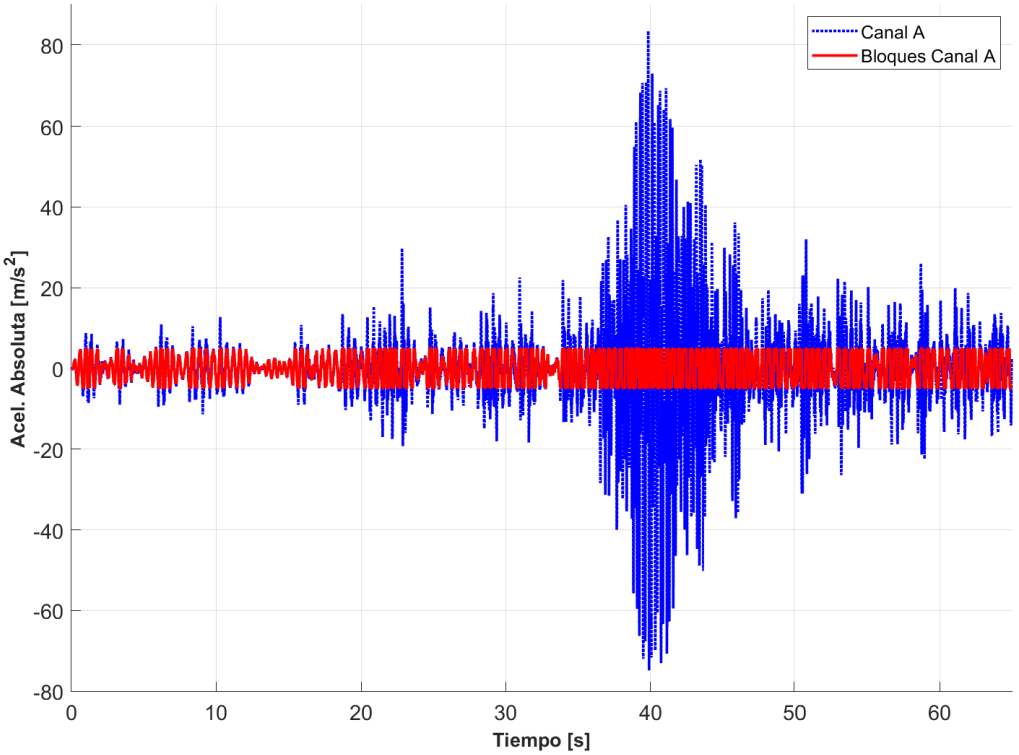


Figura D.3 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Tohoku.

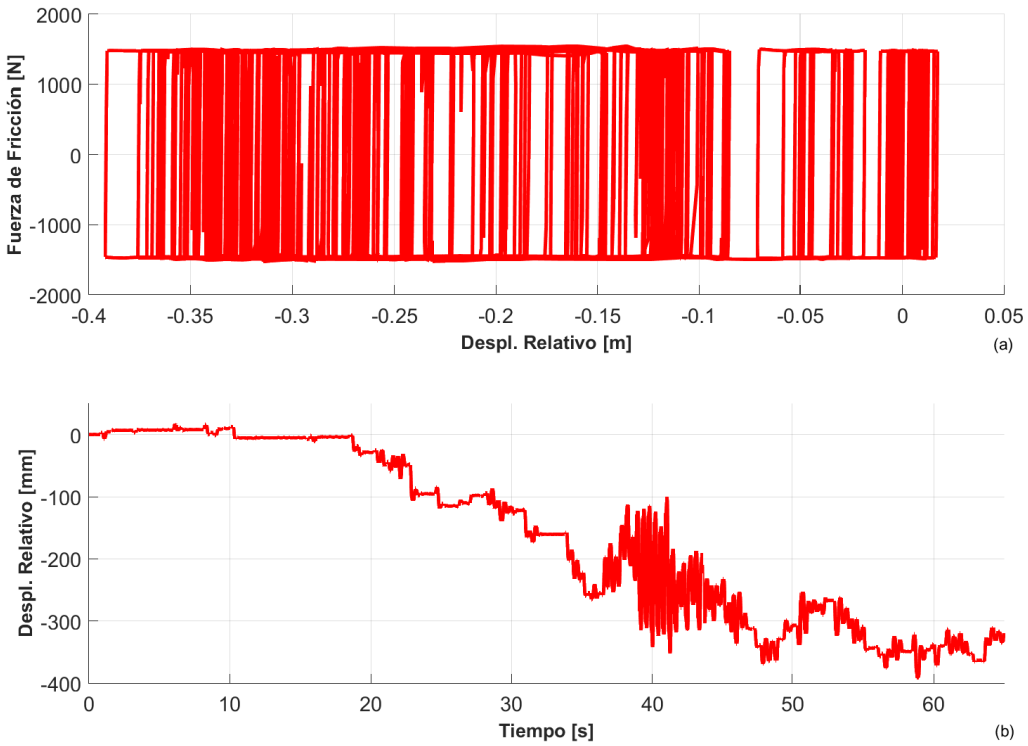


Figura D.4 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Tohoku.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

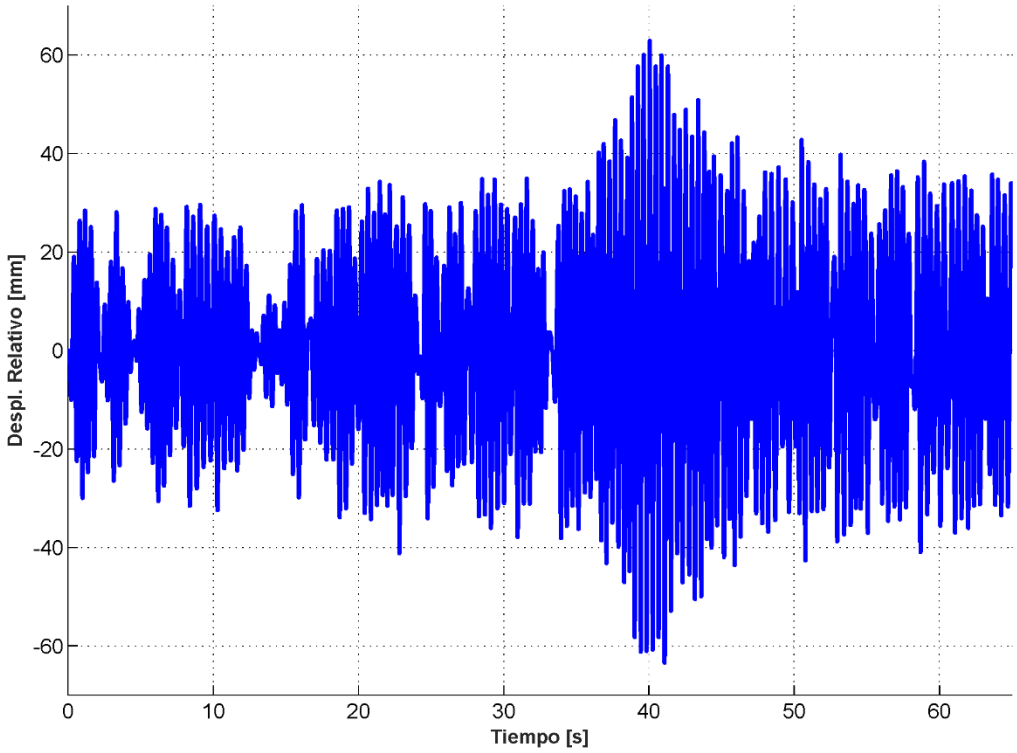


Figura D.5 – Desplazamientos relativos de PSFG 2P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Tohoku.

D.3 SISMO DE IMPERIAL VALLEY - 06

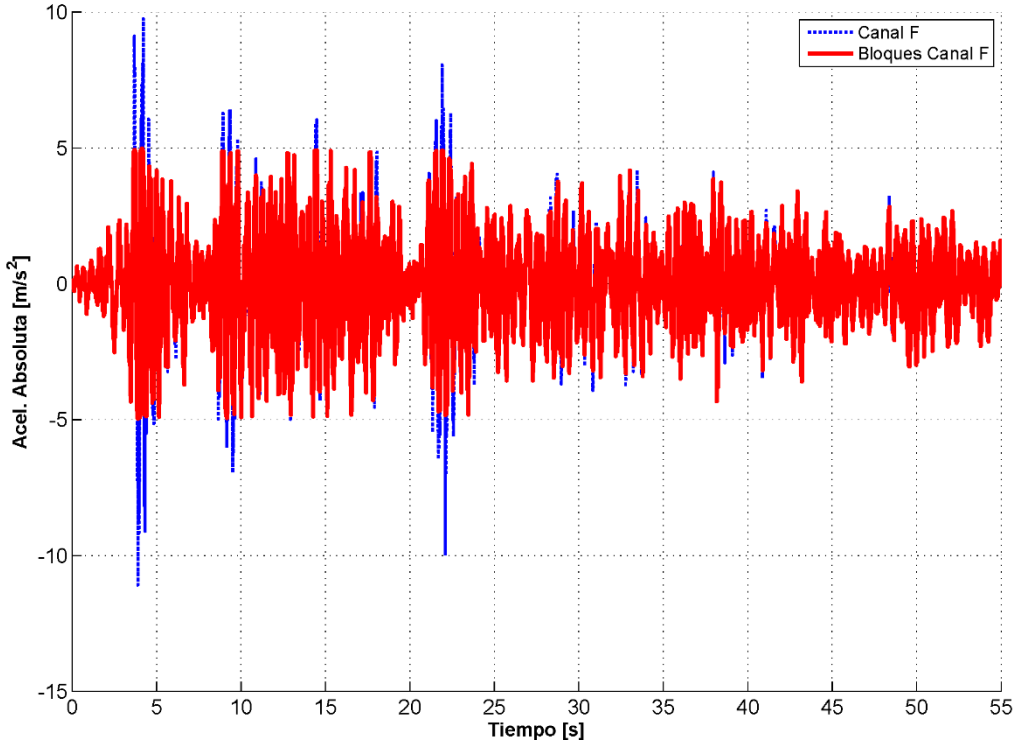


Figura D.6 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Imperial Valley -06.

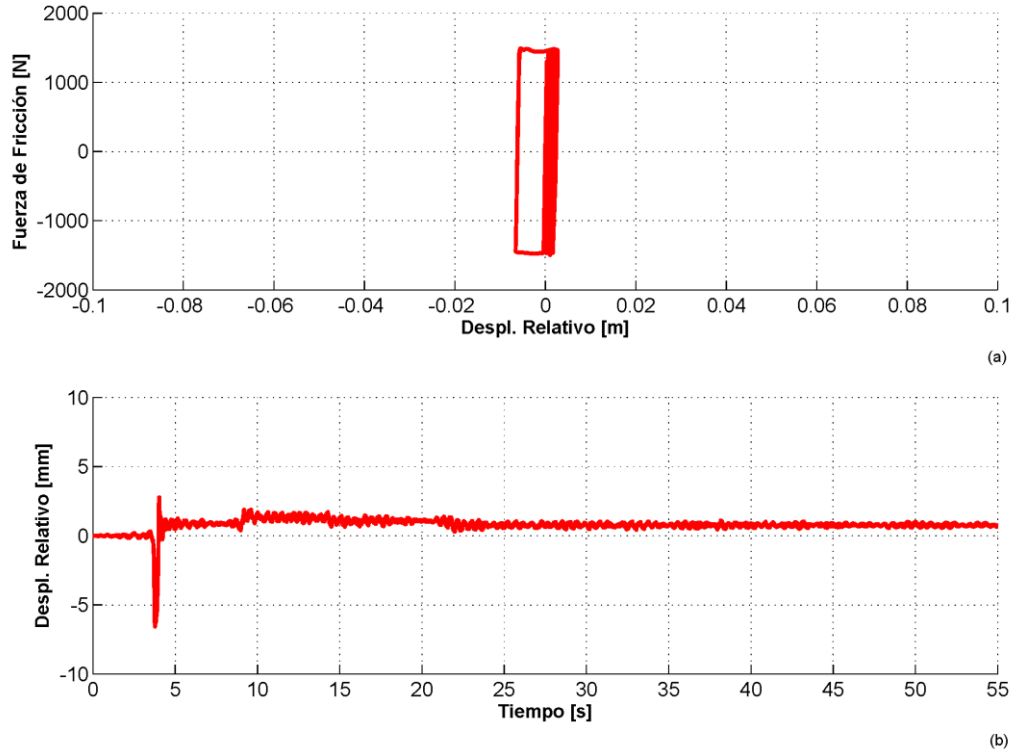


Figura D.7 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Imperial Valley - 06. (a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

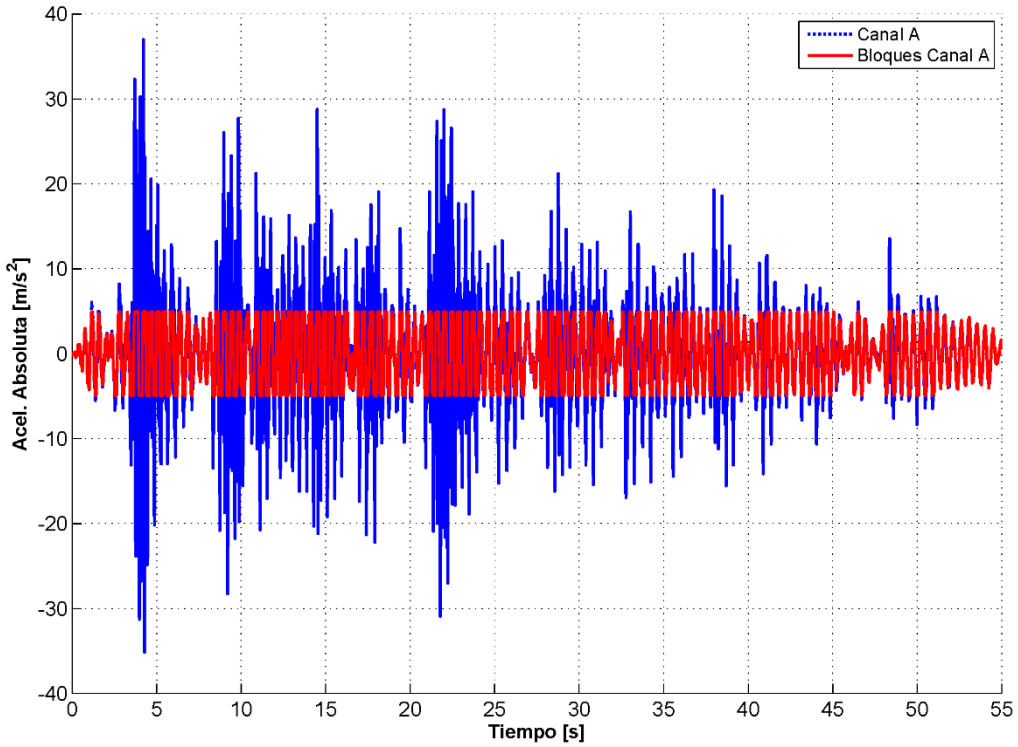


Figura D.8 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Imperial Valley -06.

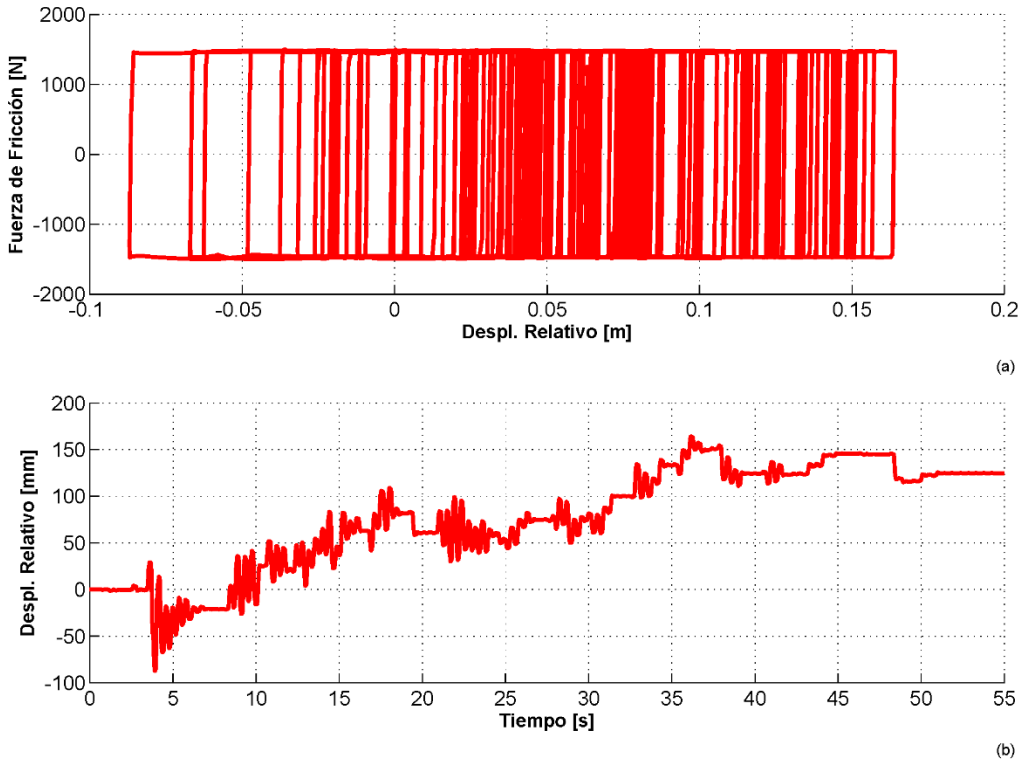


Figura D.9 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Imperial Valley - 06. (a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

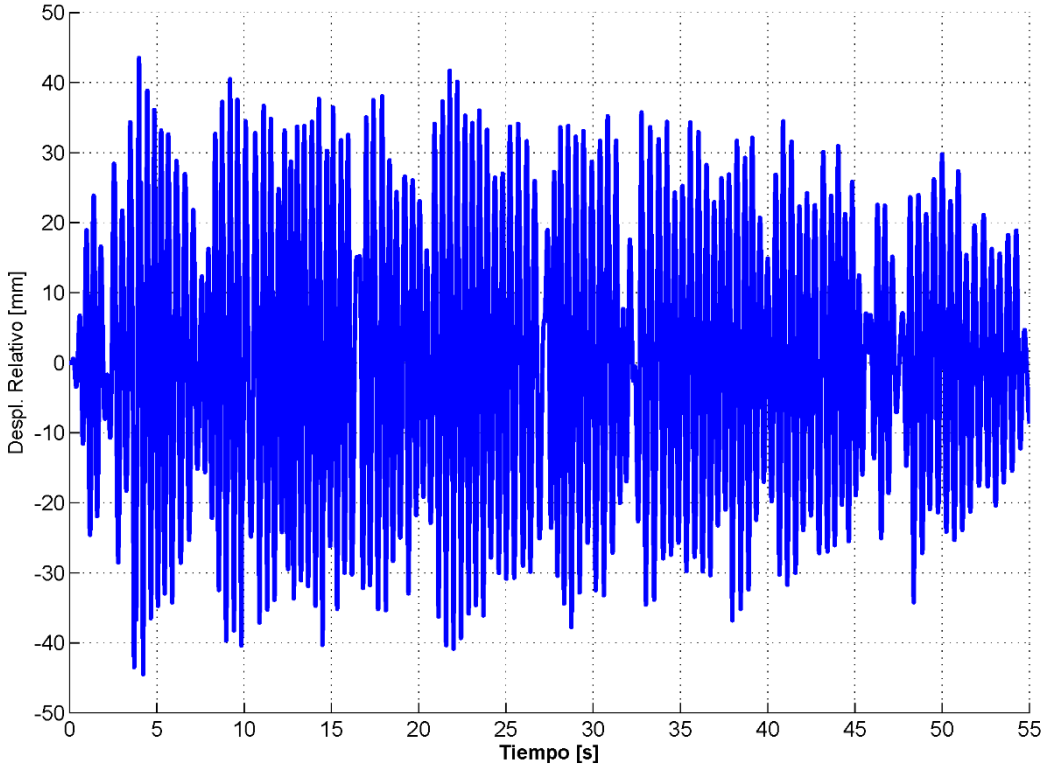


Figura D.10 – Desplazamientos relativos de PSFG 2P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Imperial Valley -06.

D.4 SISMO DE LOMA PRIETA

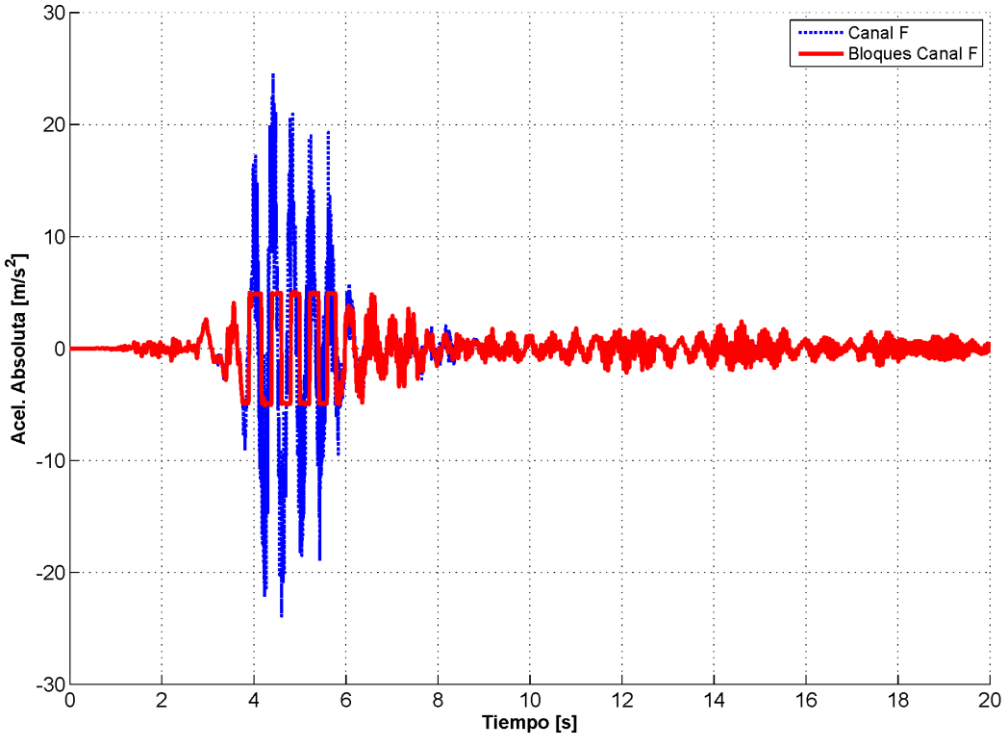


Figura D.11 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Loma Prieta.

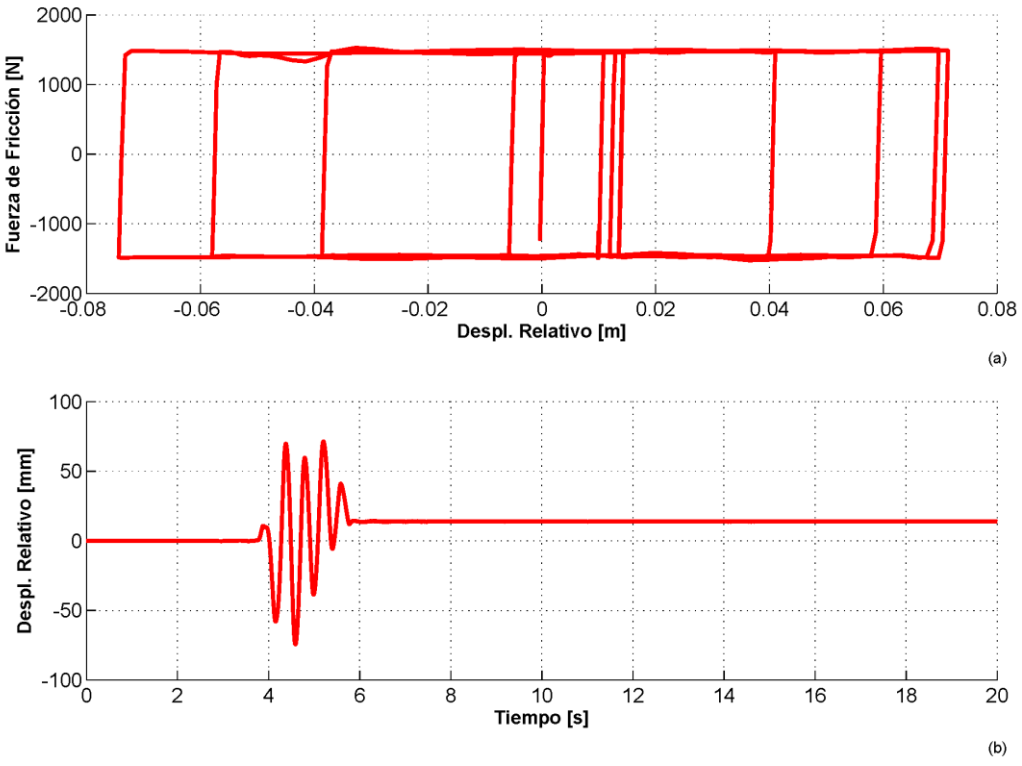


Figura D.12 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Loma Prieta. (a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

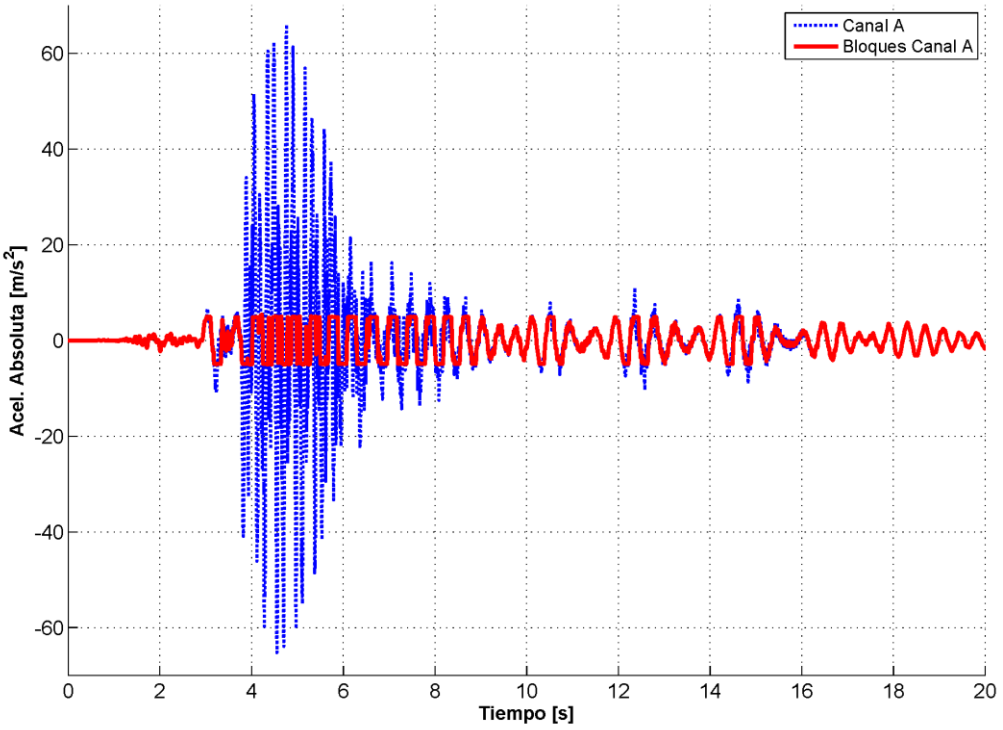


Figura D.13 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Loma Prieta.

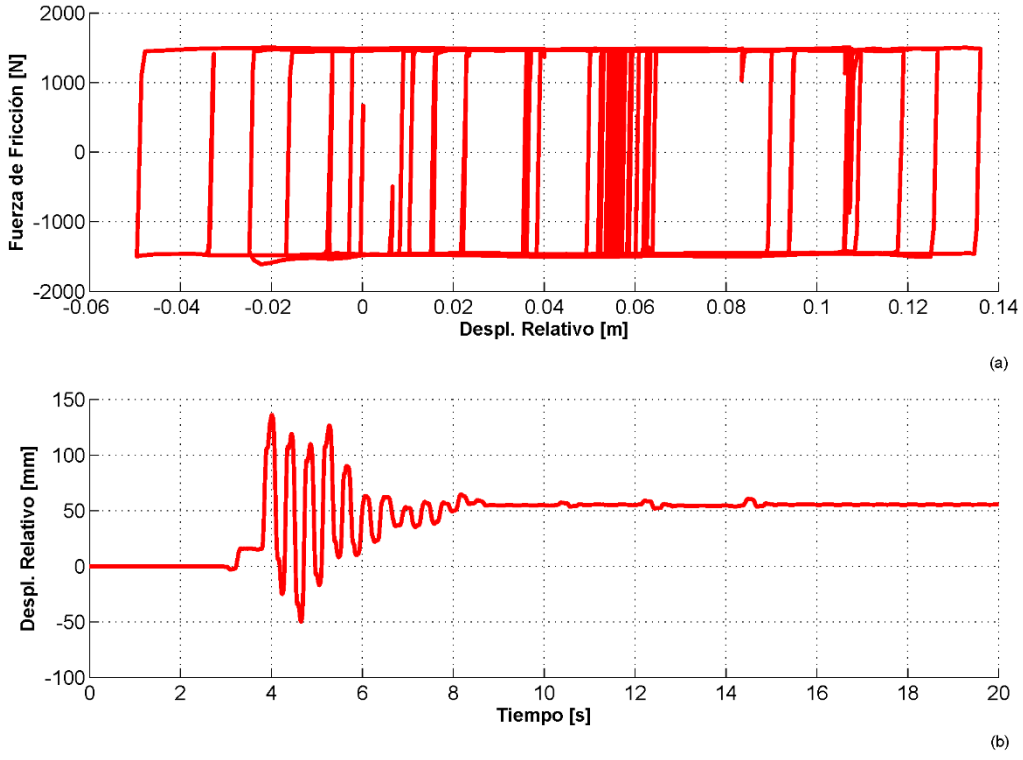


Figura D.14 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Loma Prieta.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

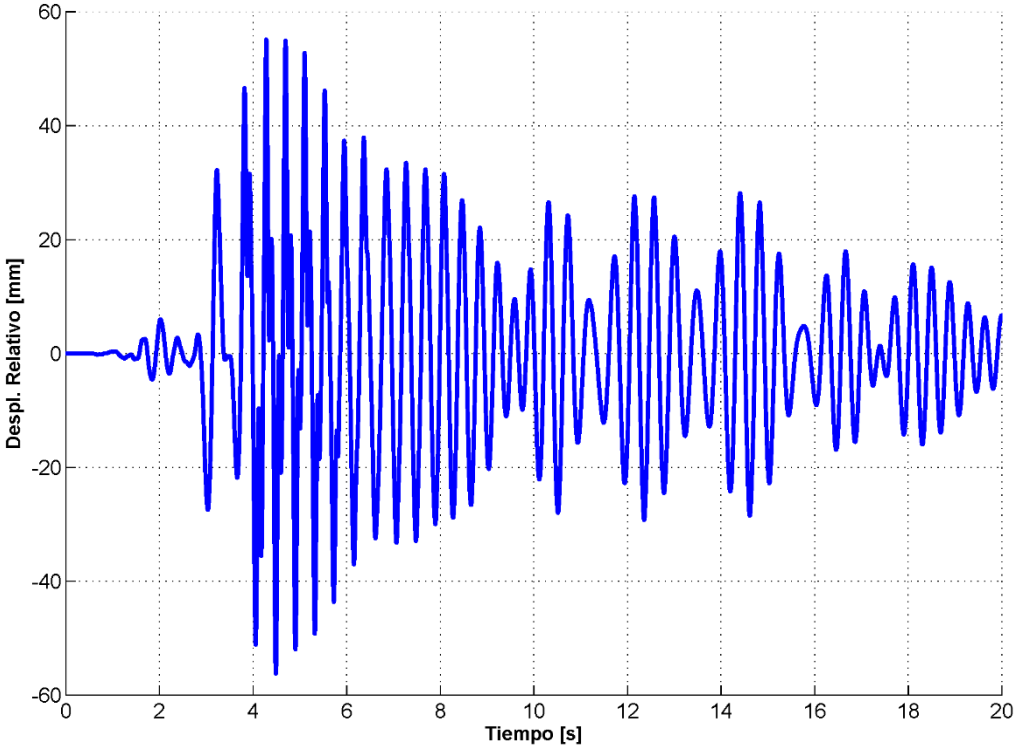


Figura D.15 – Desplazamientos relativos de PSFG 2P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Loma Prieta.

D.5 SISMO DE MAULE

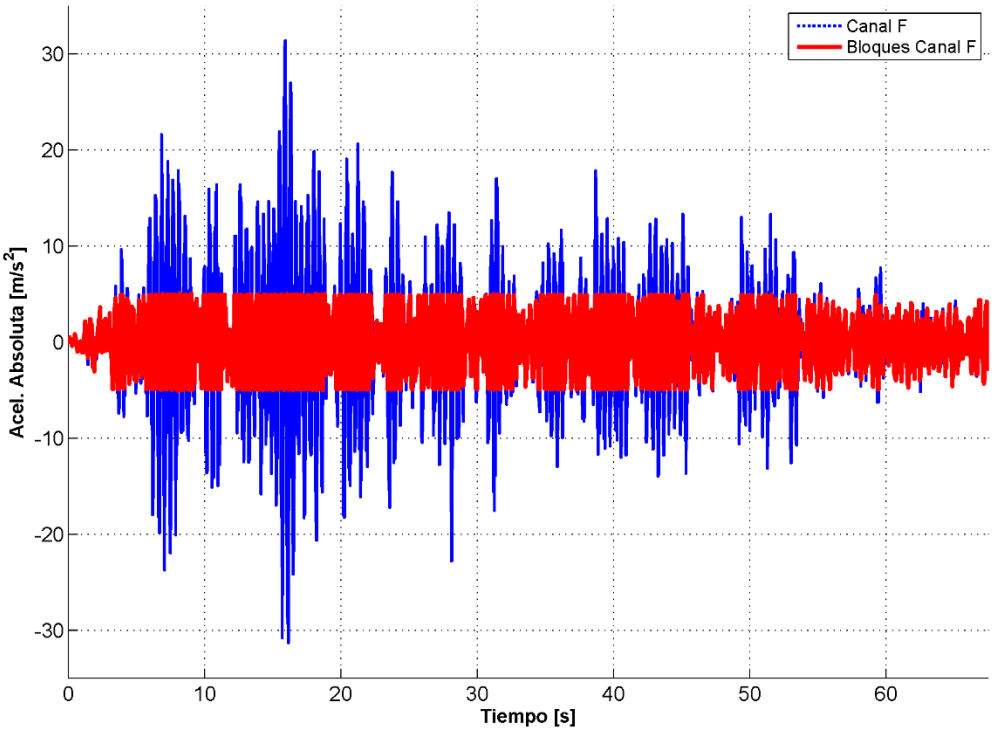


Figura D.16 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Maule.

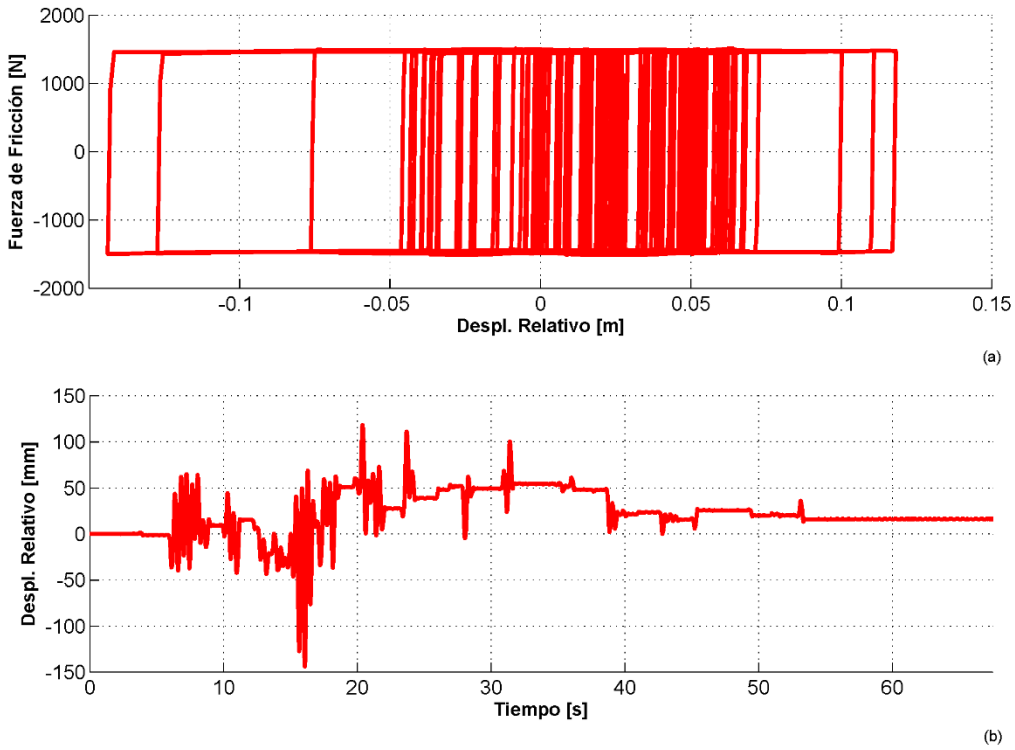


Figura D.17 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Maule.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

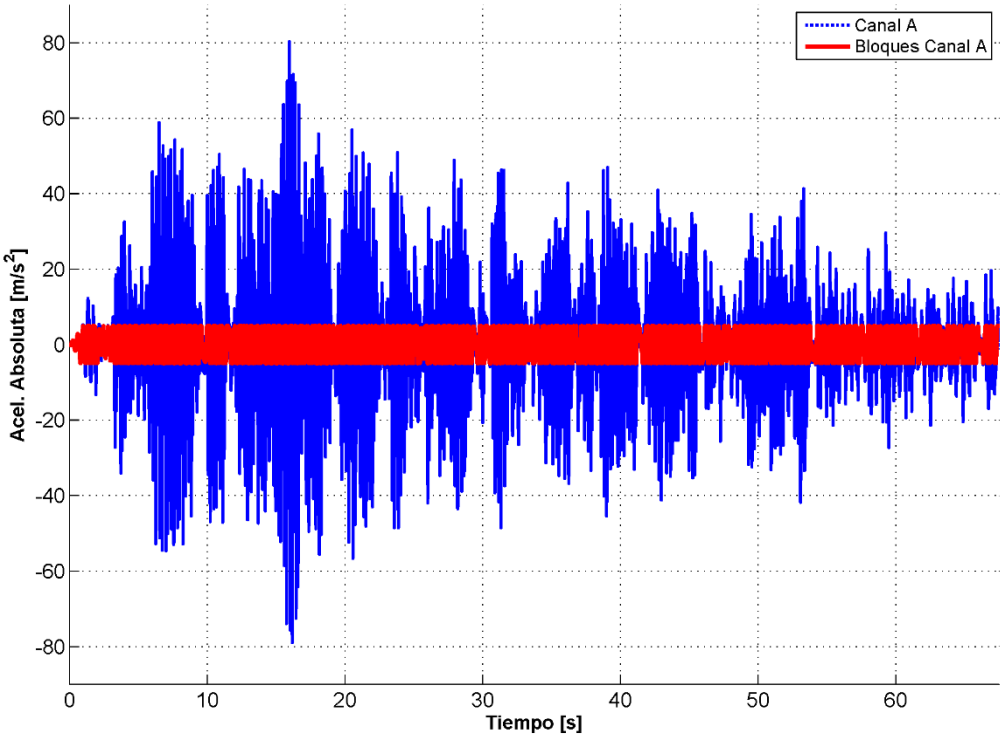


Figura D.18 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 2P VB PI, registro Maule.

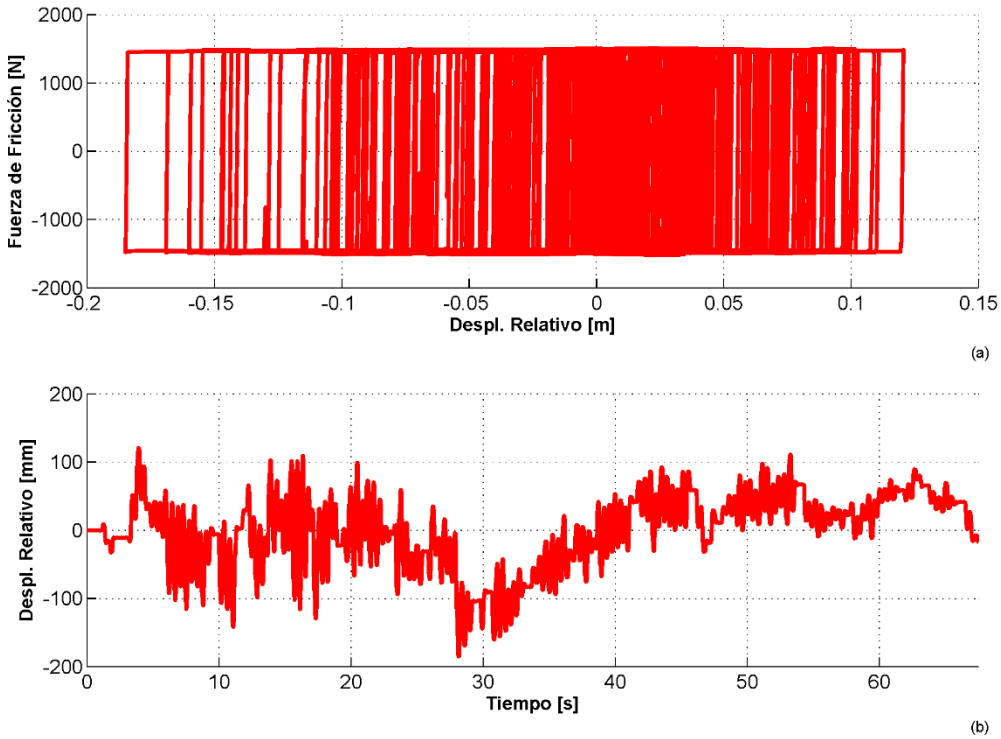


Figura D.19 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 2P VB PI, registro Maule.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

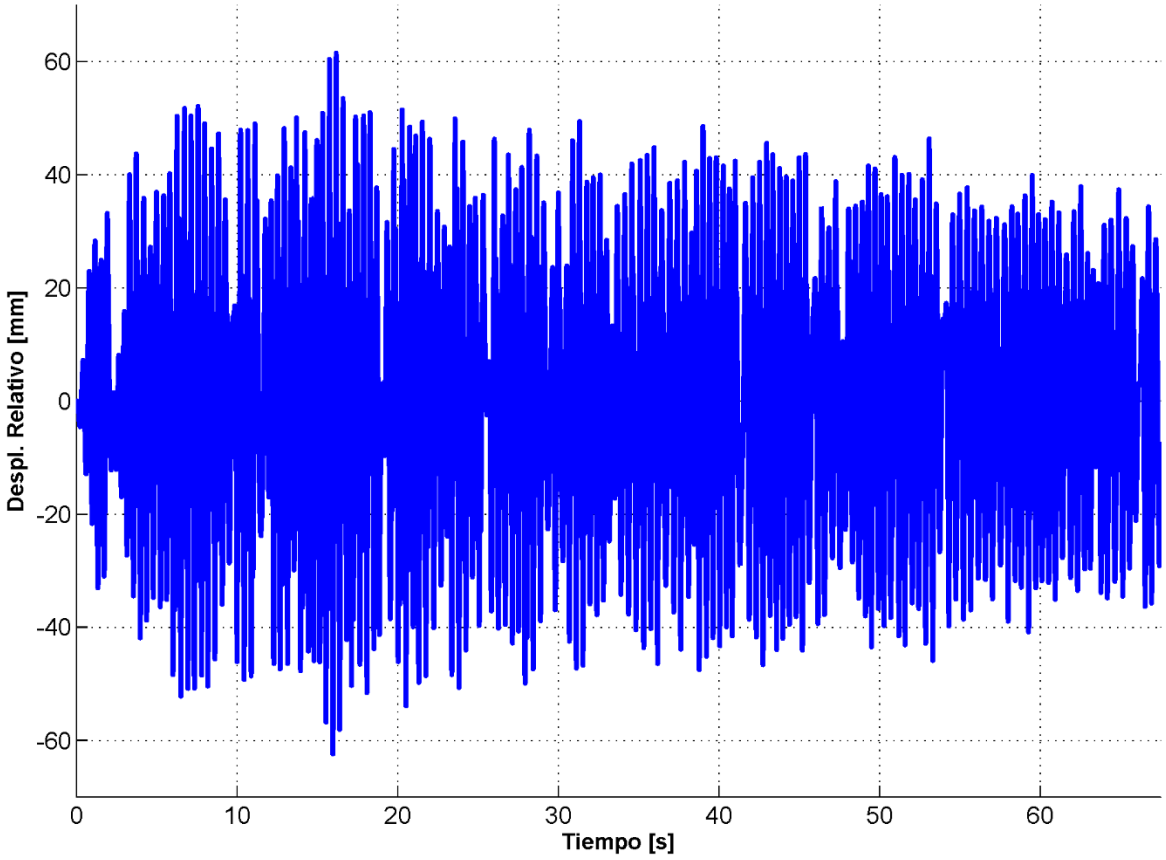


Figura D.20 – Desplazamientos relativos de PSFG 2P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Maule.

ANEXO E

RESPUESTAS DE EDIFICIO ALTO CON PSFGS DE DIFERENTES COEFICIENTES DE ROCE

E.1 INTRODUCCIÓN

El presente anexo incluye las respuestas obtenidas para la estructura del edificio alto reforzada excitada por los registros que no se mostraron en la sección IX.10.a.

Se incluyen aquí los desplazamientos relativos del nivel 10 de la estructura de hormigón armado para las distintas alternativas de refuerzo. En todos los casos se tiene que la que mayor reducción con respecto a la estructura original se produce para el PSFG con $\mu = 0.50$.

Se calcularon y graficaron también las máximas distorsiones de piso para los diferentes niveles. Se observa que los niveles más comprometidos son el 5 y el 8. Mediante la adición de los paneles se logra reducir el valor de las distorsiones. Se verifica que a medida que crece el coeficiente de rozamiento, las distorsiones se hacen más pequeñas.

Con respecto a la repuesta en términos de frecuencia de la estructura reforzada, en este anexo se analizan gráficos donde se representa en ordenadas el cuadrado del módulo de la transformada rápida de Fourier de los desplazamientos del nivel 10 y en abscisas la frecuencia. Se observa como la acción de los paneles tiende a disminuir las amplitudes en coincidencia con la frecuencia correspondiente al primer modo traslacional según el Eje X (1.12Hz), llegando incluso en algunos registros a trasladar los picos a otros valores distintos de frecuencia, indicando acción de AMS.

Además, se adjuntan gráficos con la variación en los registros de aceleración relativa en el centro del diafragma rígido del nivel 10. En este caso se comparan la respuesta original de la estructura con la que se obtiene luego de agregar los PSFGs con factor de fricción de 0.50. Para todos los registros se observa que el dispositivo propuesto logra reducir los valores de aceleración en este nivel. Se observa que aquí se incluye la respuesta correspondiente al sismo de Kocaeli, que no fue presentado en el Capítulo IX.

Finalmente, se muestra la variación en los esfuerzos de corte y de momento para la columna central CiI de la estructura. En el caso de los sismos de larga duración se tiene una disminución importante de los cortes basales para la estructura con PSFGs. Esta diferencia se hace menos perceptible en el caso de los sismos impulsivos.

E.2 SISMO DE ALGARROBO

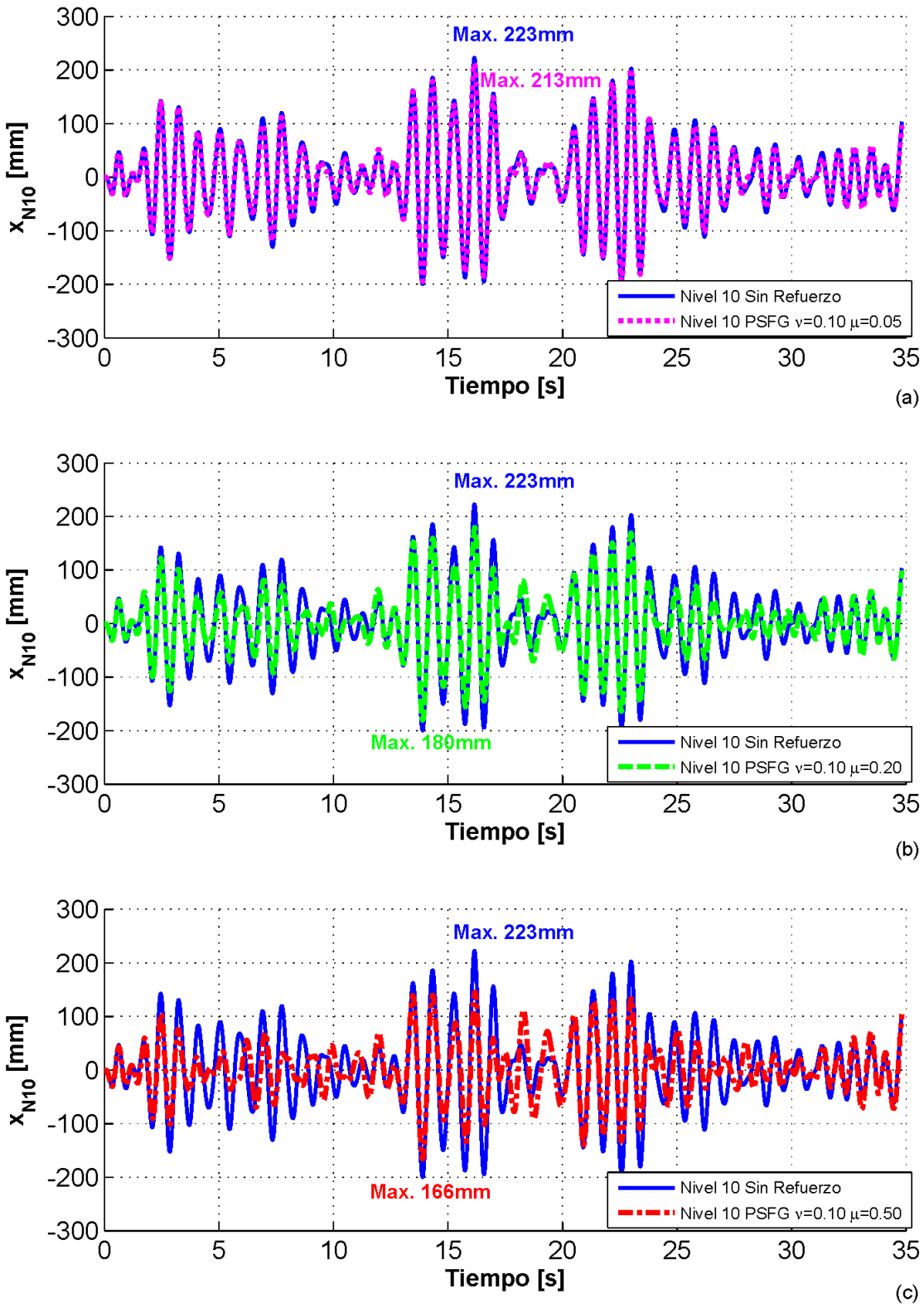


Figura E.1 – Desplazamientos relativos nivel 10 para edificio alto, registro Algarrobo.
(a) $\mu = 0.05$, (b) $\mu = 0.20$ y (c) $\mu = 0.50$.

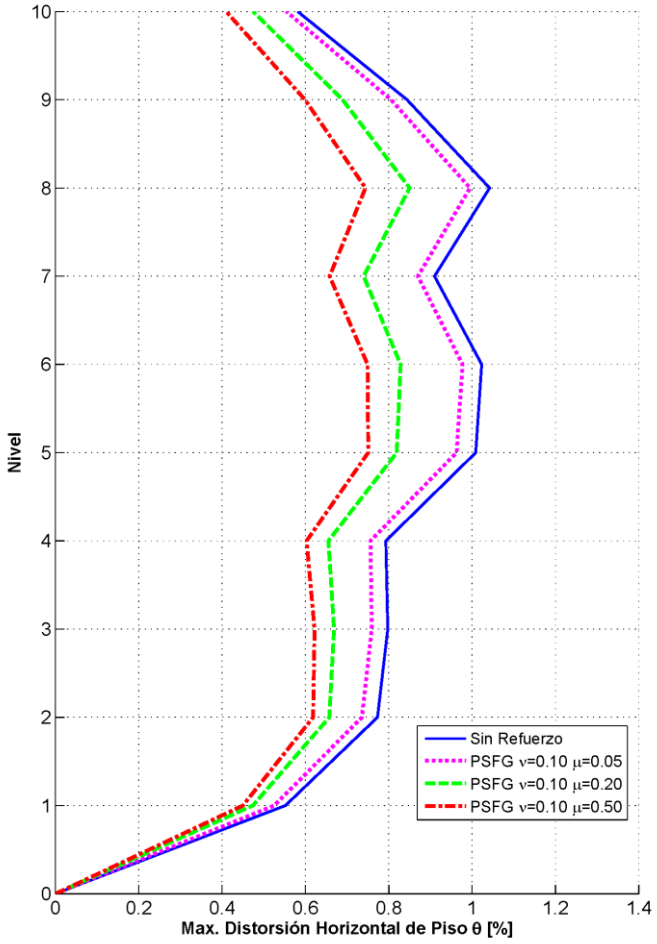


Figura E.2 – Máximas distorsiones de piso en edificio alto, registro Algarrobo.

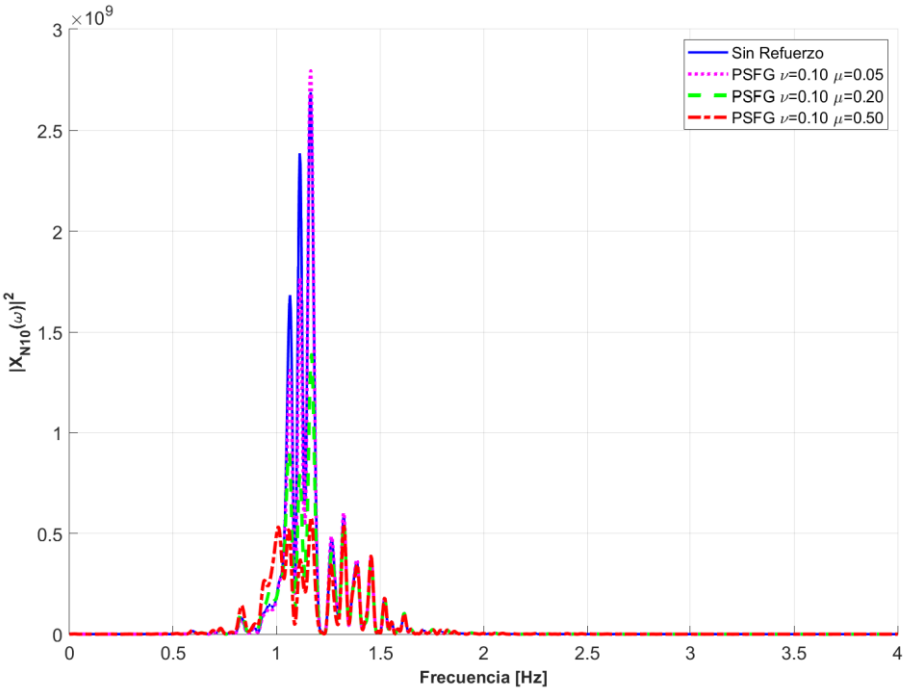


Figura E.3 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Algarrobo.

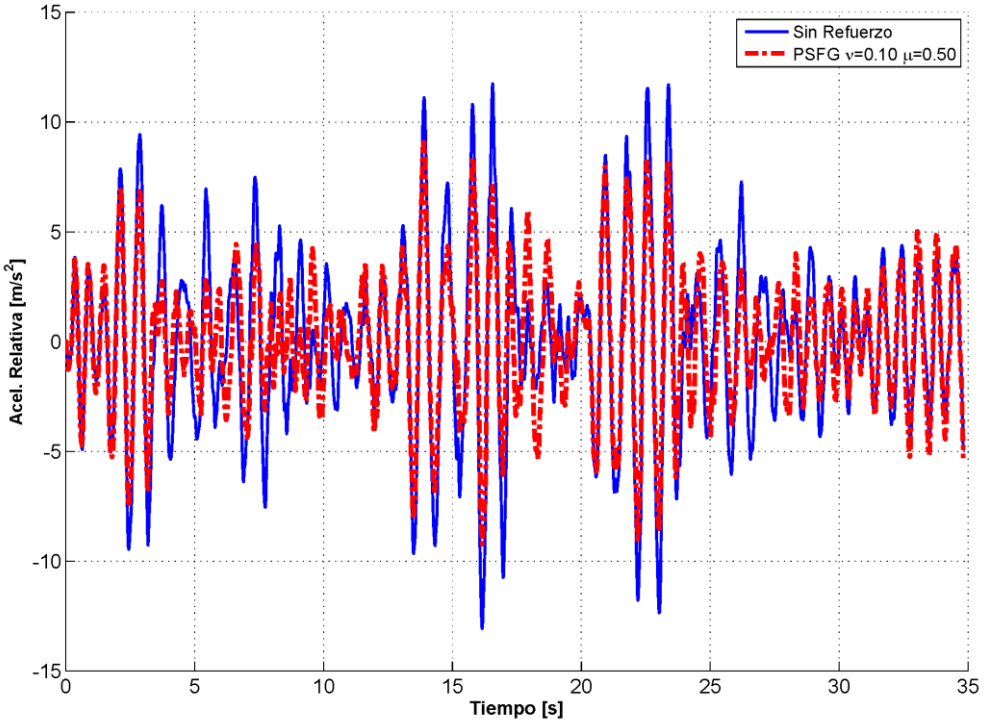


Figura E.4 – Aceleraciones Relativas Nivel 10 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Algarrobo.

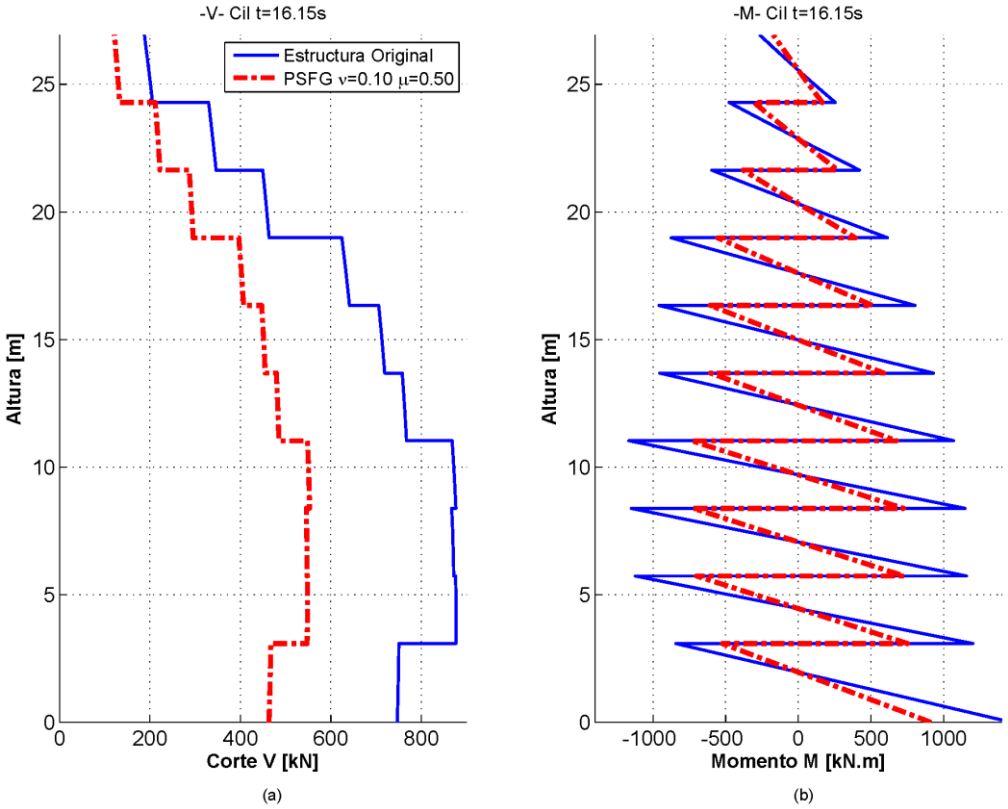


Figura E.5 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 16.15s$ registro Algarrobo.
(a) Corte; (b) Momento.

E.3 SISMO DE CHI CHI

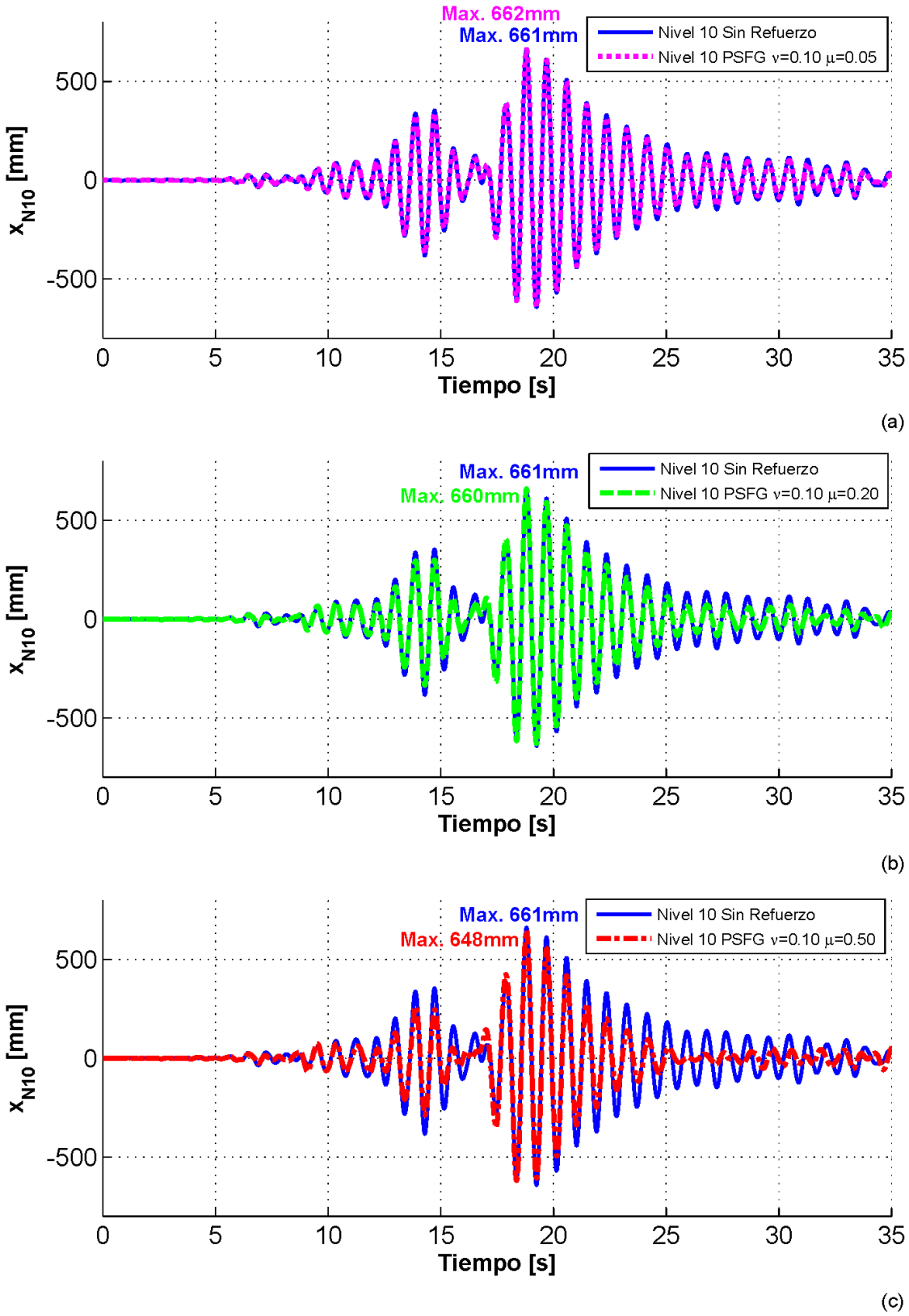


Figura E.6 – Desplazamientos relativos nivel 10 para edificio alto, registro Chi Chi.
(a) $\mu = 0.05$, (b) $\mu = 0.20$ y (c) $\mu = 0.50$.

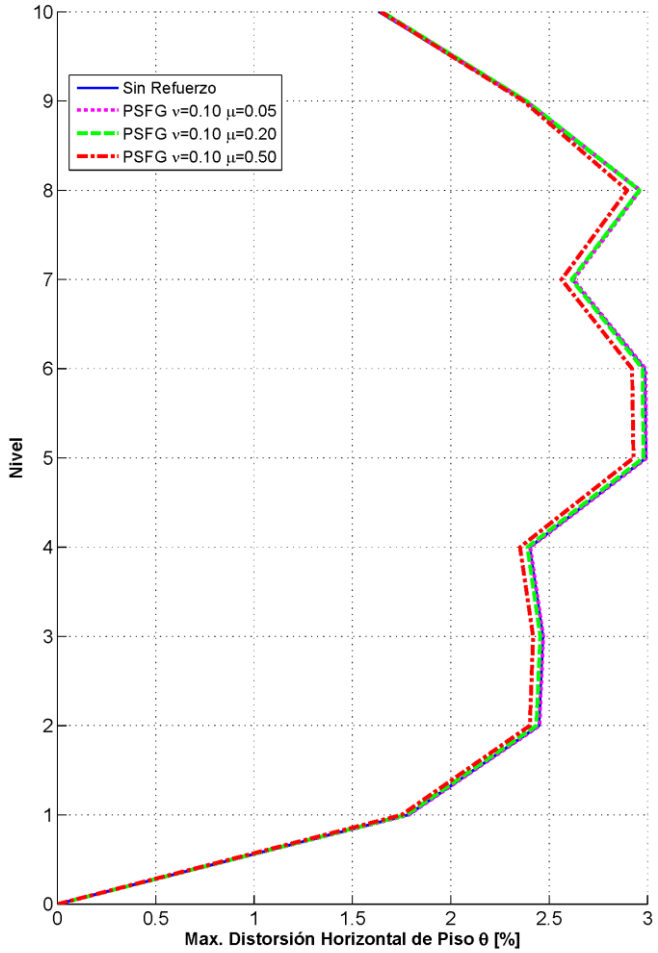


Figura E.7 – Máximas distorsiones de piso en edificio alto, registro Chi Chi.

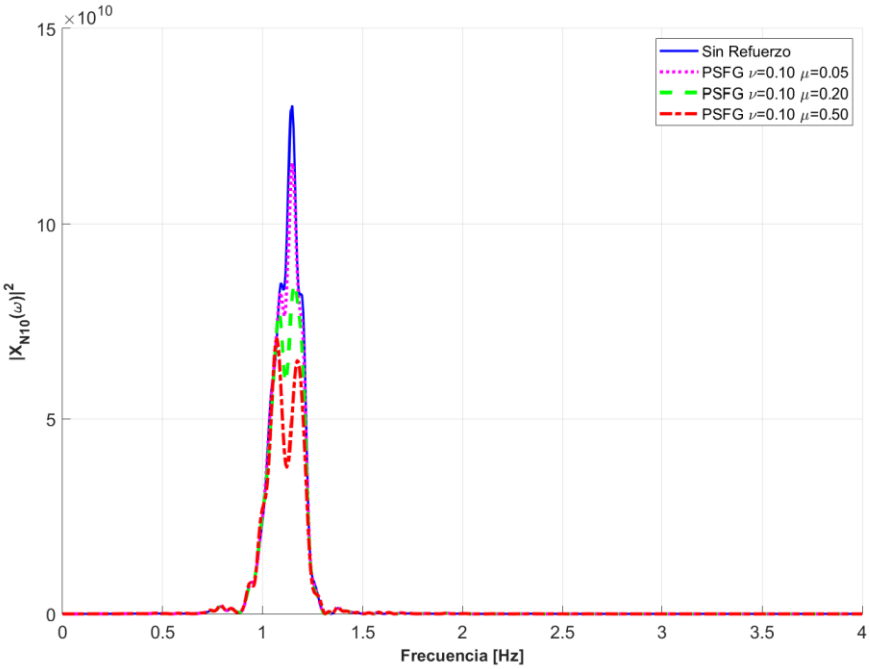


Figura E.8 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Chi Chi.

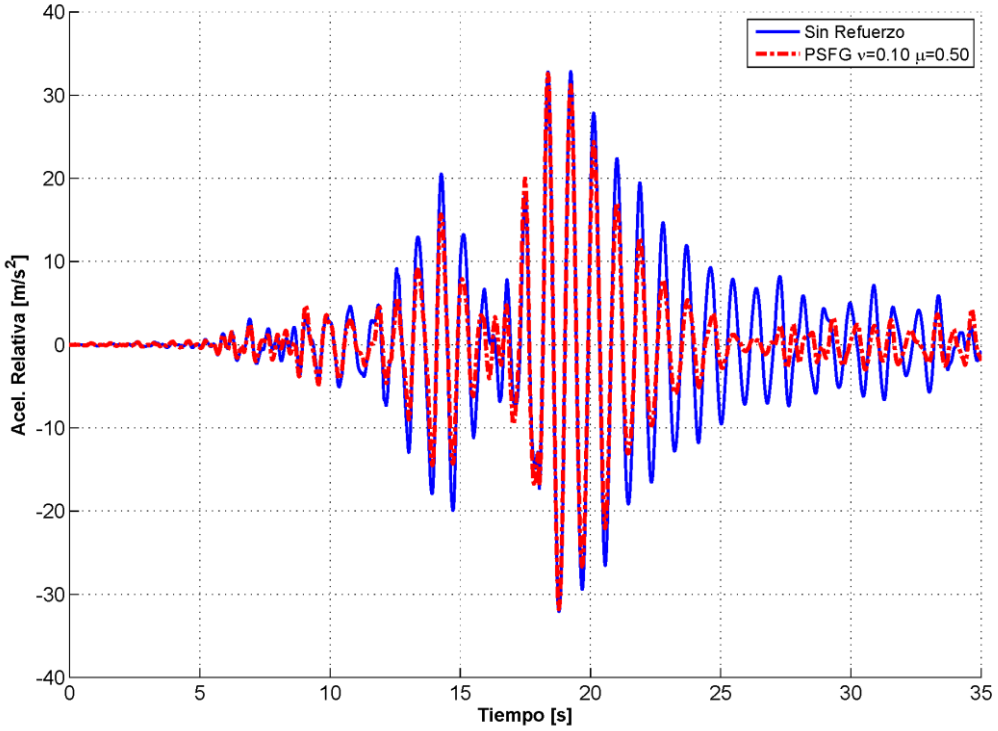


Figura E.9 – Aceleraciones Relativas Nivel 10 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Chi Chi.

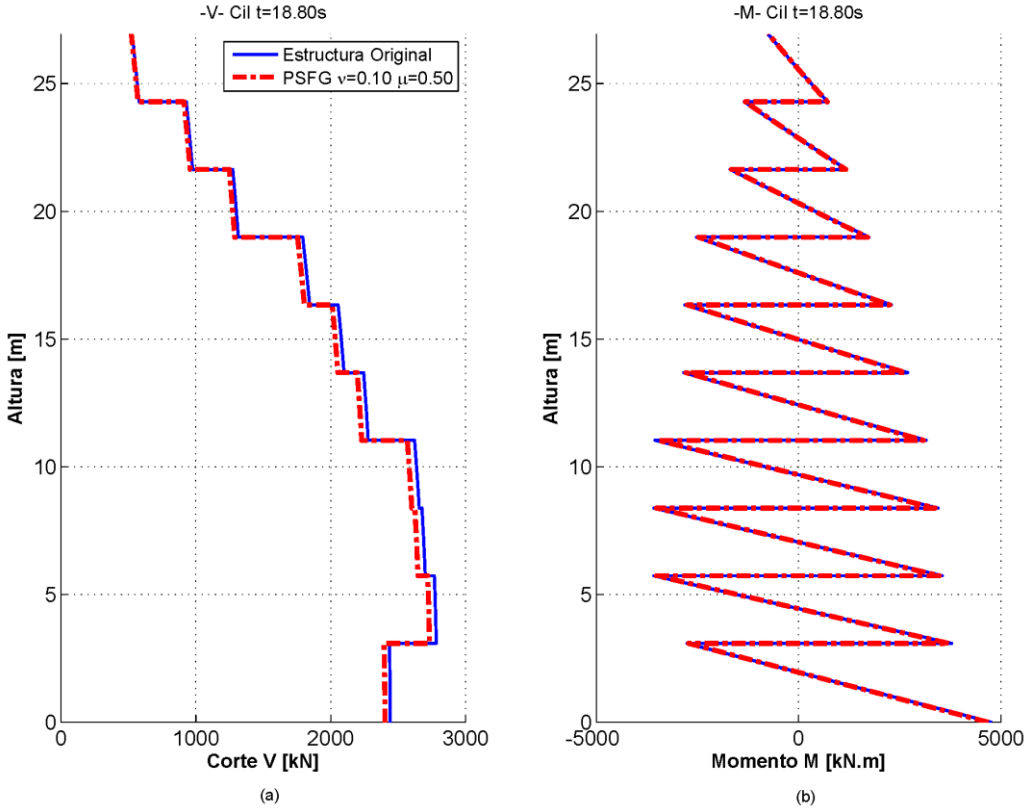


Figura E.10 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 18.80s$ registro Chi Chi.
(a) Corte; (b) Momento.

E.4 SISMO DE TOKACHI-OKI

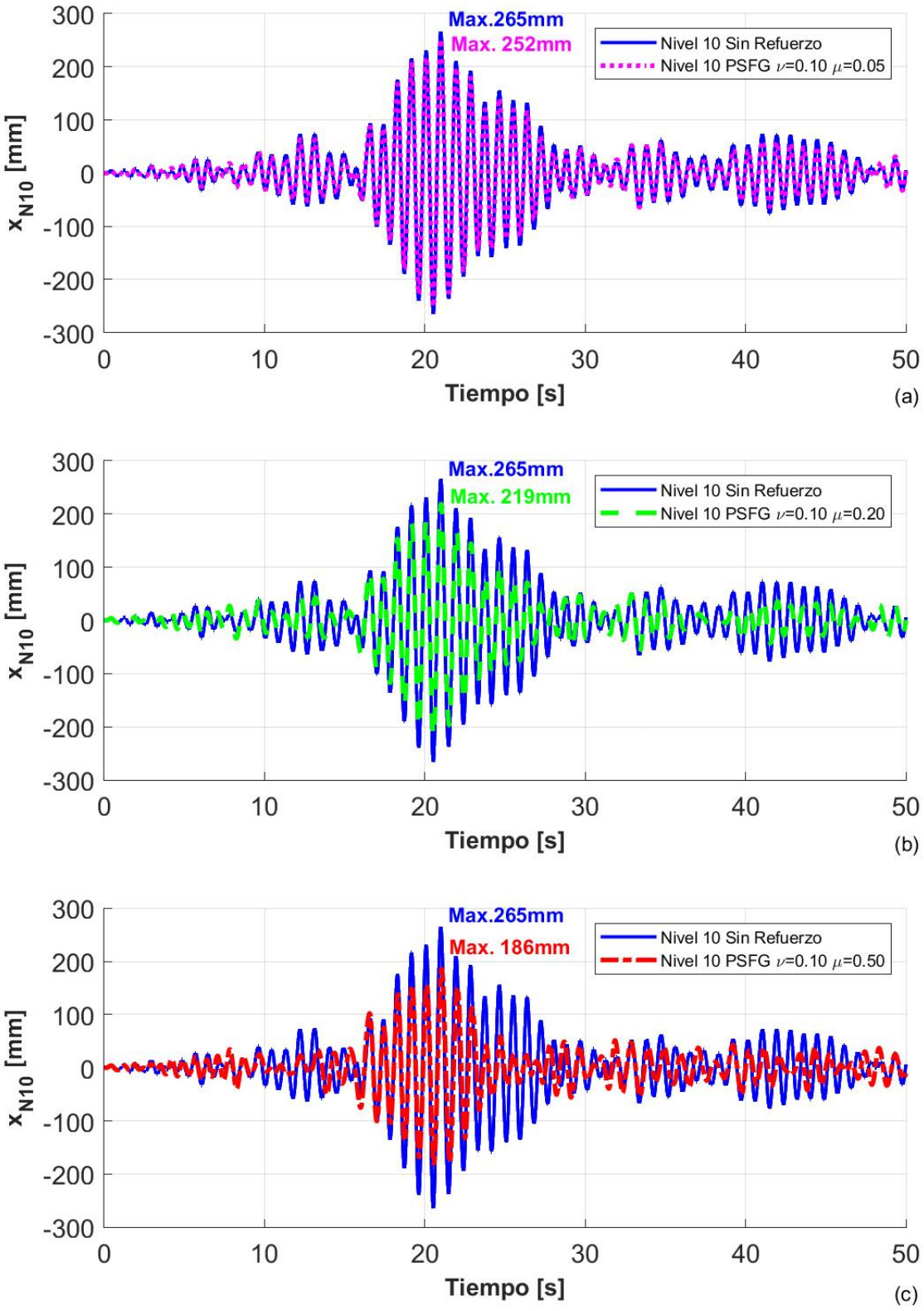


Figura E.11 – Desplazamientos relativos nivel 10 para edificio alto, registro Tokachi-Oki.
(a) $\mu = 0.05$, (b) $\mu = 0.20$ y (c) $\mu = 0.50$.

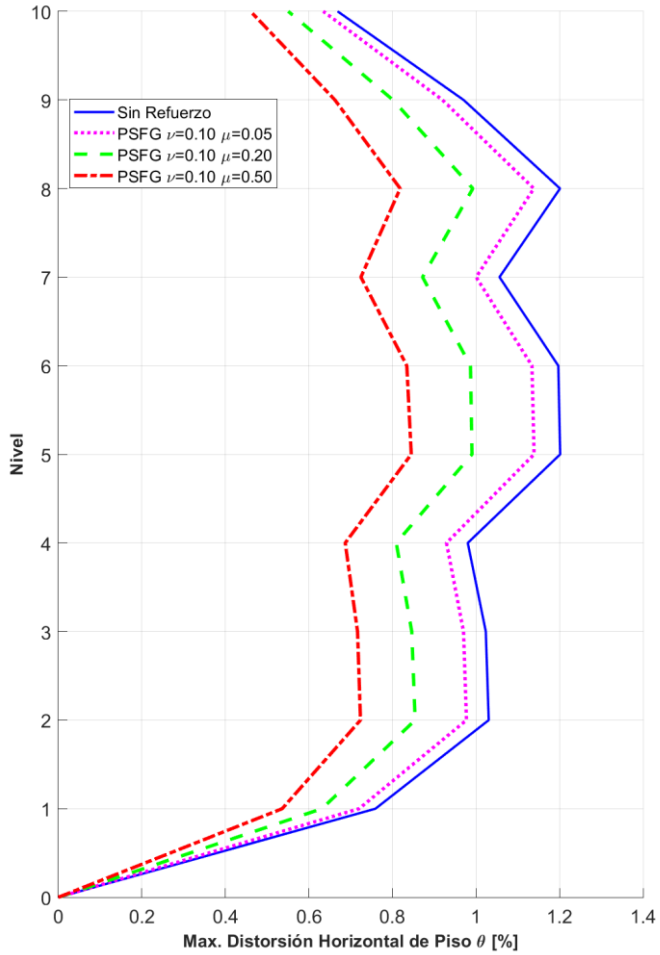


Figura E.12 – Máximas distorsiones de piso en edificio alto, registro Tokachi-Oki.

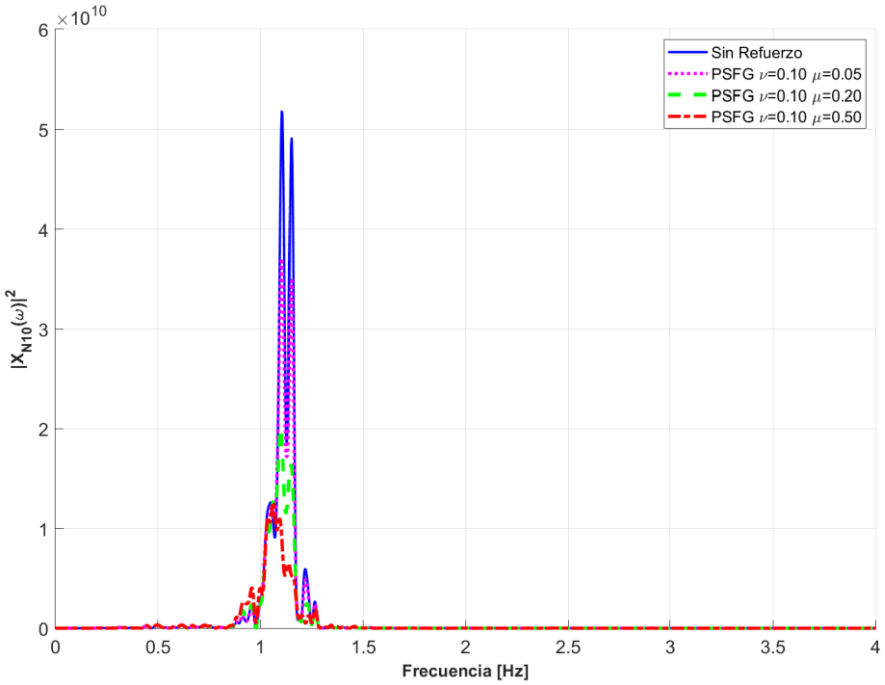


Figura E.13 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Tokachi-Oki.

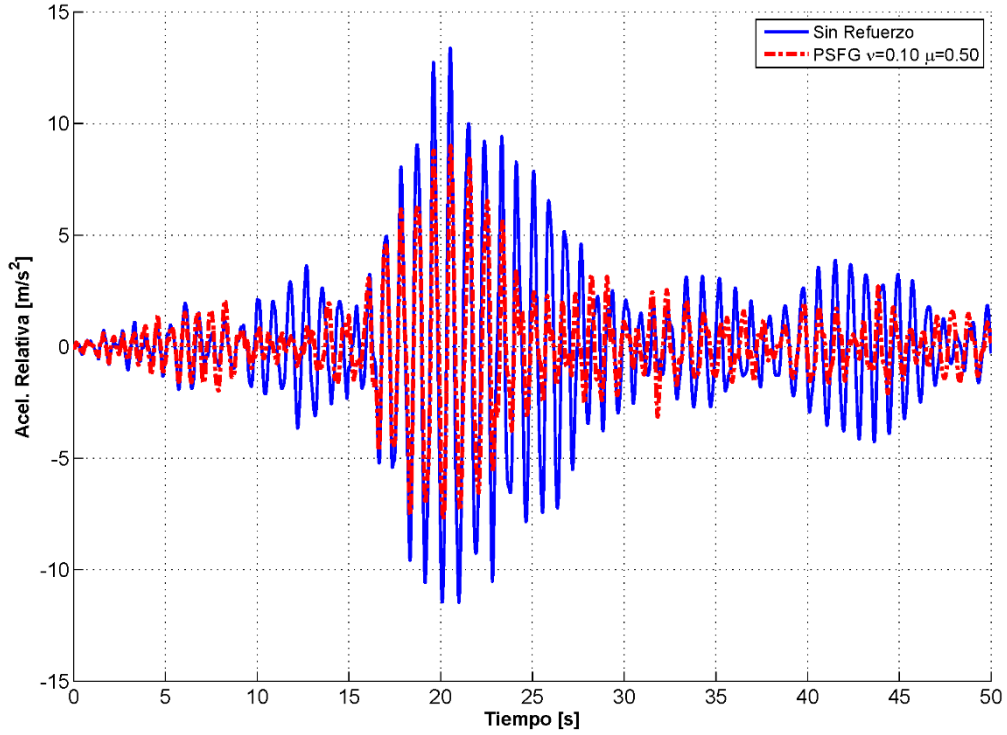


Figura E.14 – Aceleraciones Relativas Nivel 10 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Tokachi-Oki.

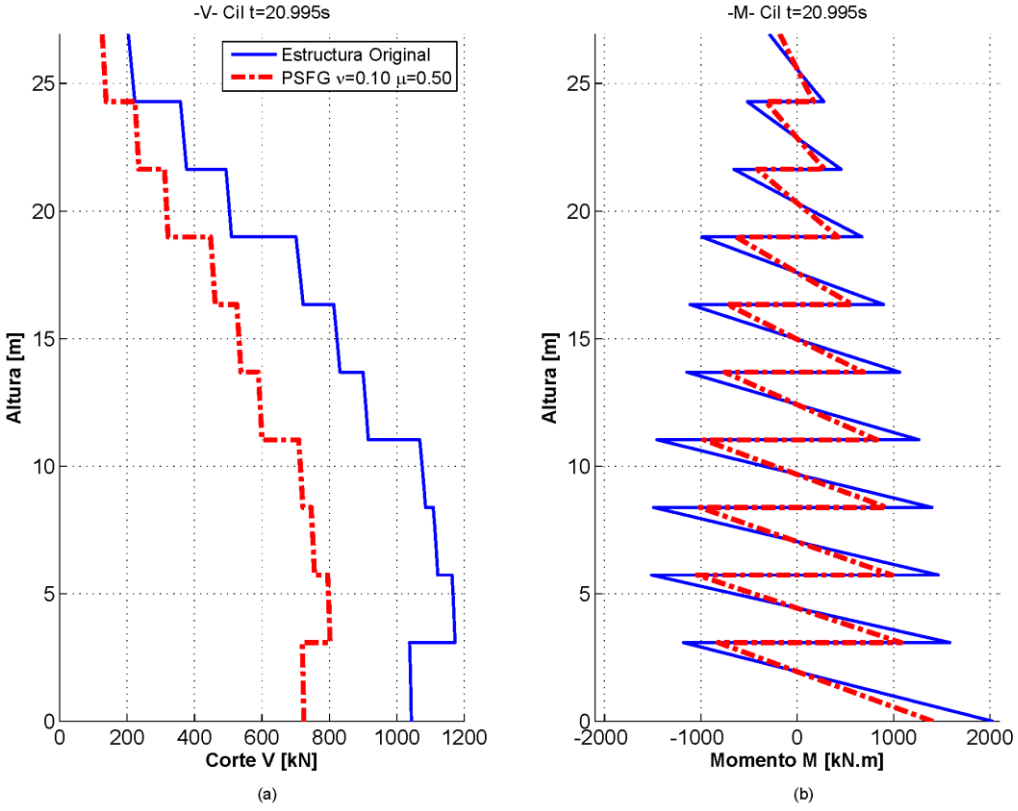


Figura E.15 – Esfuerzos internos en columna central CiI, $t = 20.995s$ registro Tokachi-Oki.
(a) Corte; (b) Momento.

E.5 SISMO DE NORTHRIDGE

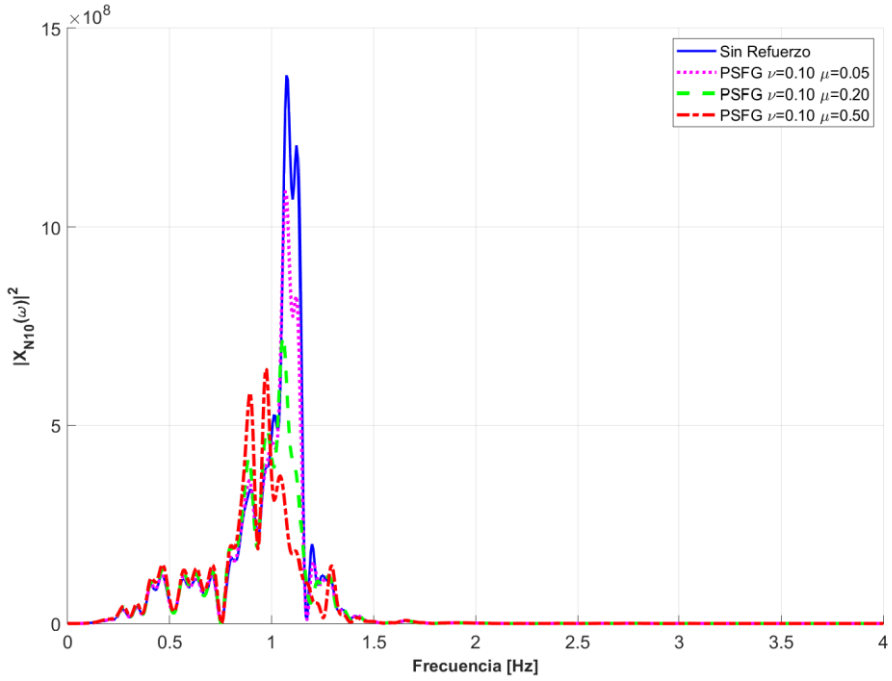


Figura E.16 – Respuesta en términos de frecuencia, registro Northridge.

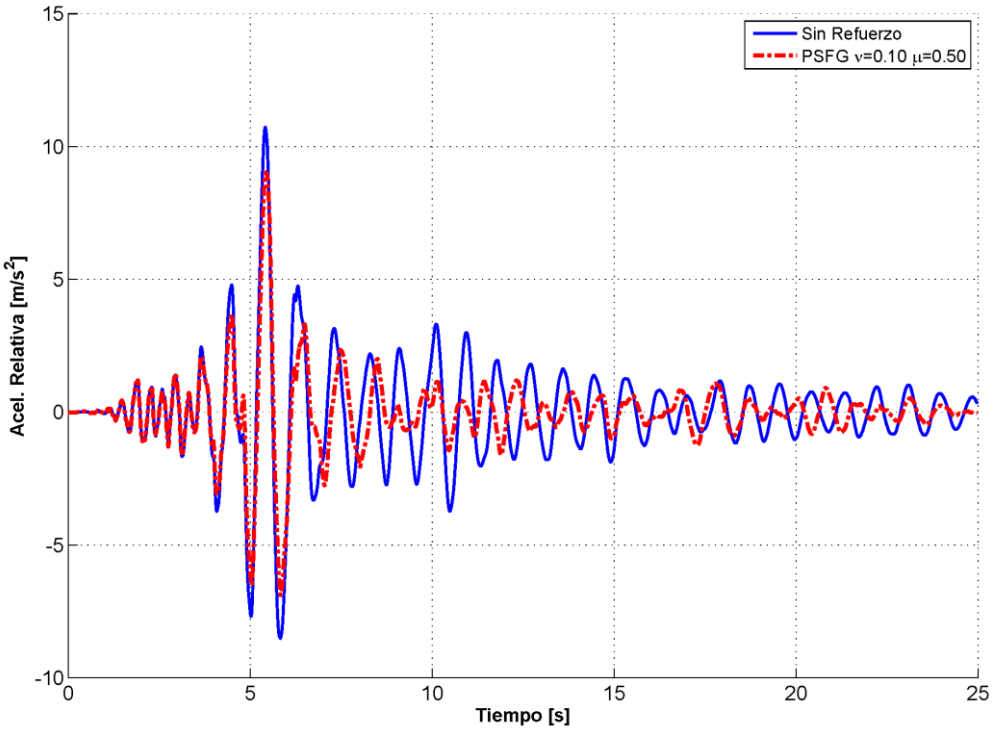


Figura E.17 – Aceleraciones Relativas Nivel 10 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Northridge.

E.6 SISMO DE KOCAELI

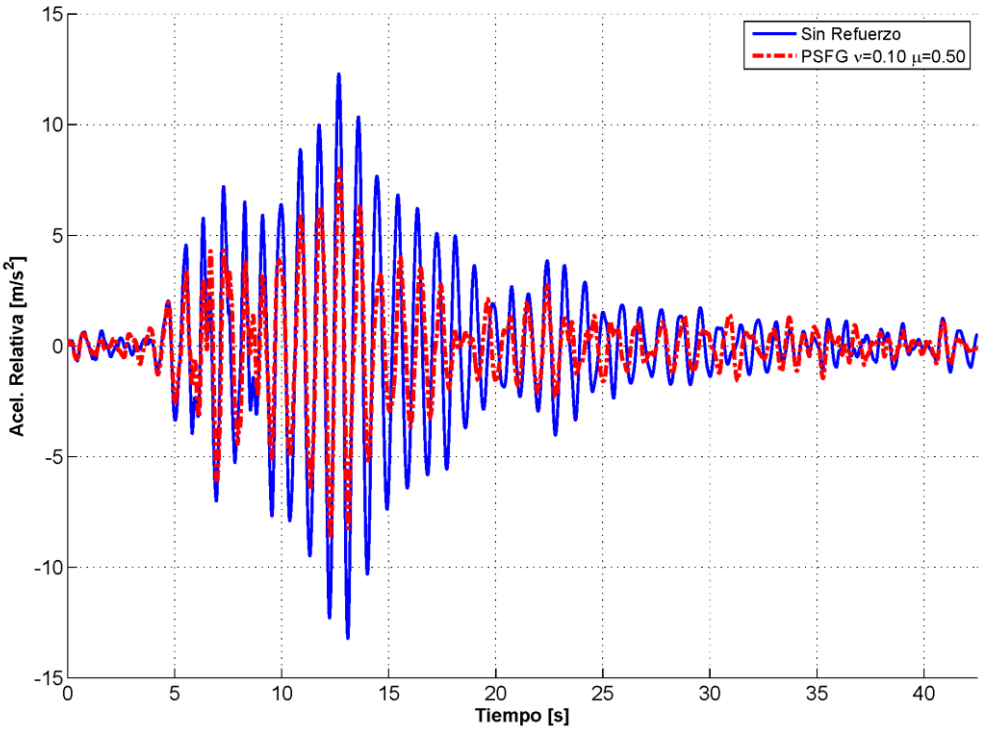


Figura E.18 – Aceleraciones Relativas Nivel 10 PSFG con $\mu = 0.50$, registro Kocaeli.

ANEXO F

RESPUESTAS DE PSFG 9P VB PI EN EDIFICIO ALTO

F.1 INTRODUCCIÓN

En este anexo se presentan las respuestas del panel PSFG 9P VB PI con $\mu = 0.50$ para los registros sísmicos que habían quedado pendientes en la sección IX.10.c.

Para comenzar se analiza la respuesta a la altura del canal inferior del panel, denotado como F. En este sentido, se muestran las aceleraciones absolutas del canal y de la masa concentrada. De este tipo de gráfico se puede distinguir claramente el deslizamiento de los bloques cuando la aceleración llega a un umbral aproximado de 5m/s^2 y permanece constante. Adicionalmente, se evaluó el comportamiento del elemento discreto COMBIN40. Para ello, se presenta la variación de las fuerzas de fricción en función del desplazamiento relativo de la masa, como así también la historia de dichos desplazamientos en el tiempo.

Para poder caracterizar la respuesta del panel se hizo el mismo análisis pero en este caso para el canal superior del mismo (A). En este caso se observa que los intervalos de deslizamiento de la masa concentrada son más prolongados, esto se debe a que las aceleraciones del canal resultan de mayor magnitud por encontrarse más alto. Esto provoca, además, que los lazos histeréticos sean más pronunciados, alcanzando valores de desplazamiento relativos que incluso llegaron a superar a los 1000mm en el caso del registro de Chi Chi.

Otro parámetro importante para caracterizar el comportamiento del PSFG son los desplazamientos relativos entre la base y el punto más alto del mismo. En este apartado se presenta la variación temporal de los mismos. Se observan valores relativamente elevados de desplazamientos que, en algunos casos, llegan a exceder los 200mm. Esto implica que los paneles pueden a estar sometidos a deformaciones importantes que, en casos extremos, llegarían a provocar daños. Por lo tanto, resulta de interés estudiar en profundidad alguna manera de disminuir los valores de los mismos sin alterar la respuesta de la estructura principal.

F.2 SISMO DE ALGARROBO

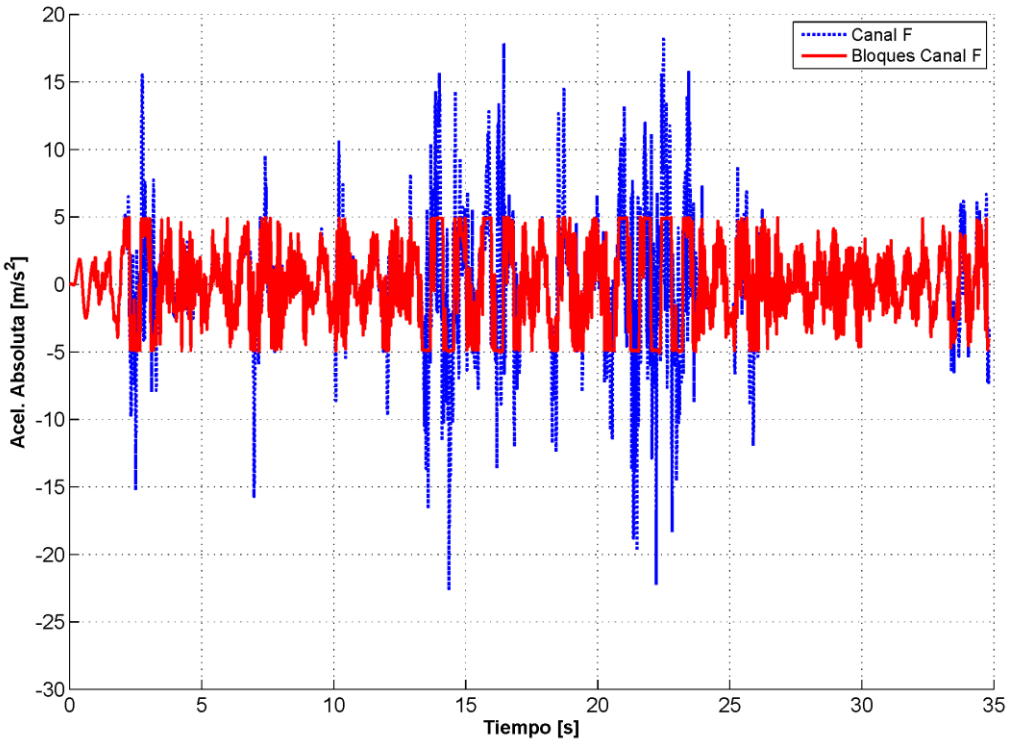


Figura F.1 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Algarrobo.

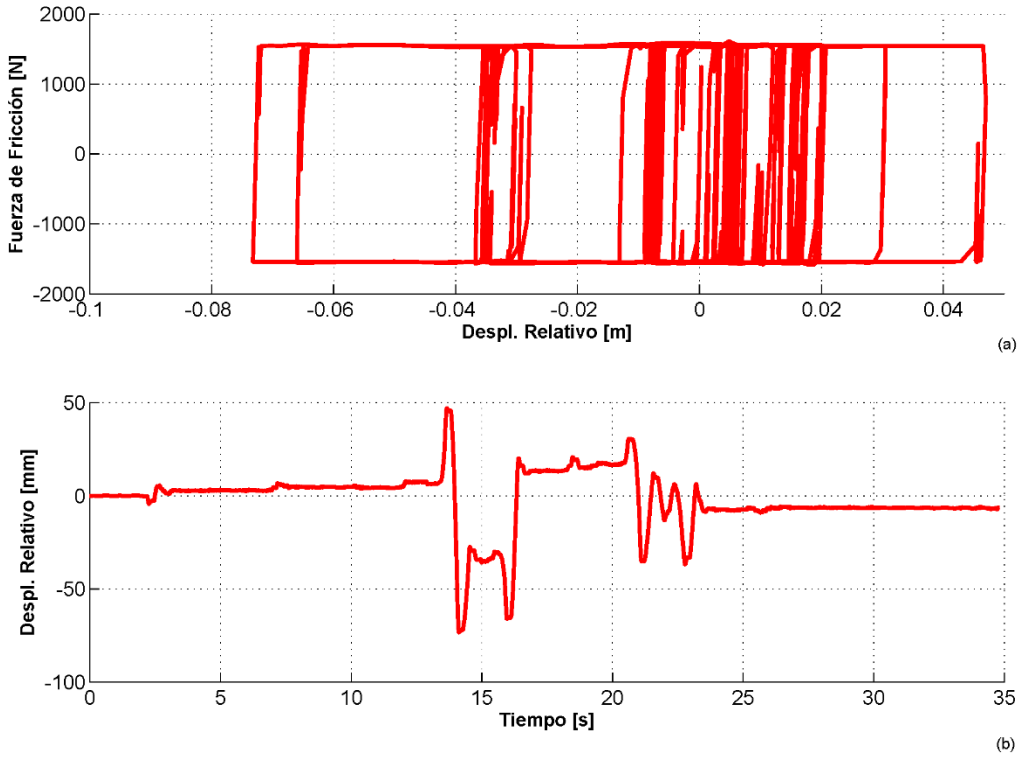


Figura F.2 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Algarrobo.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

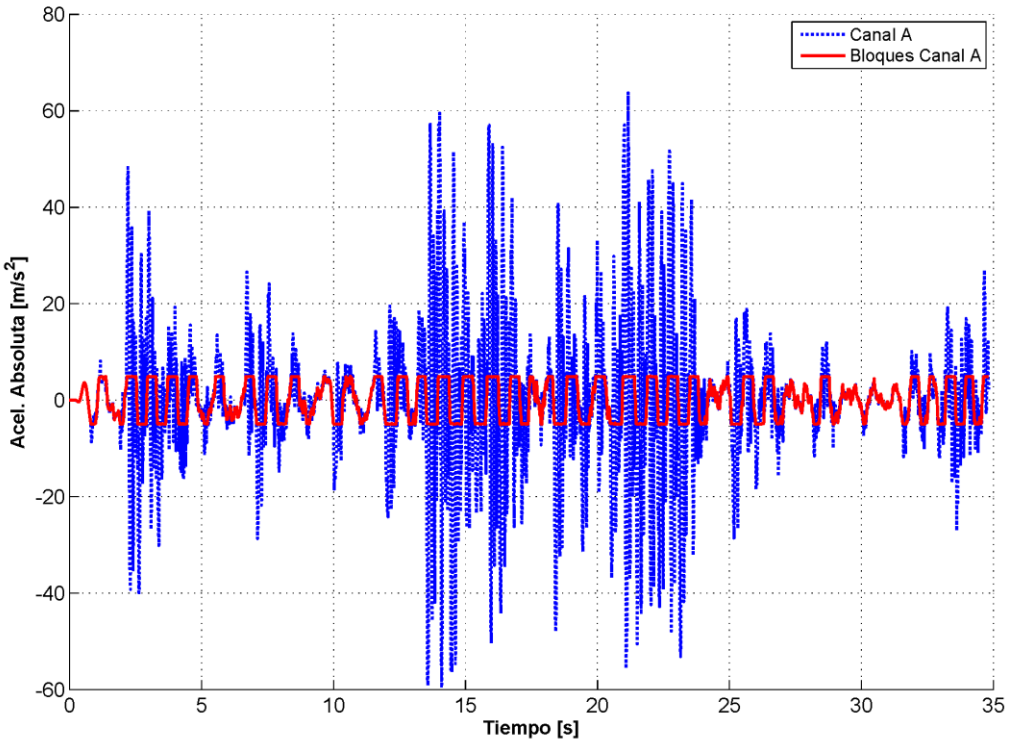


Figura F.3 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Algarrobo.

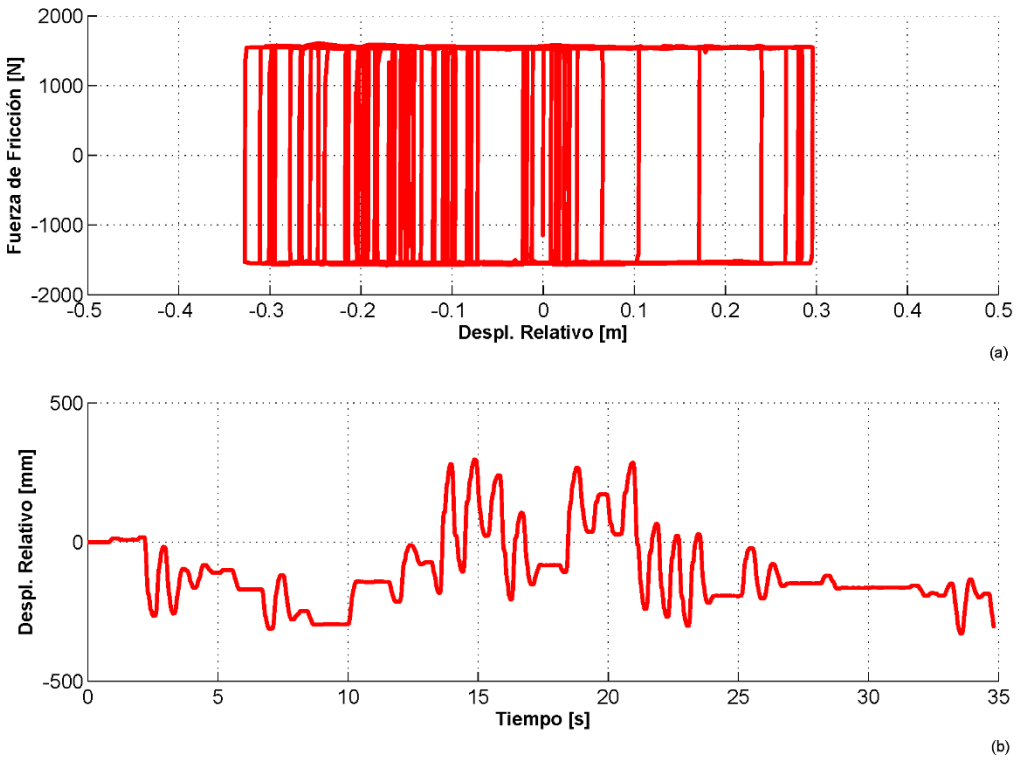


Figura F.4 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Algarrobo.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

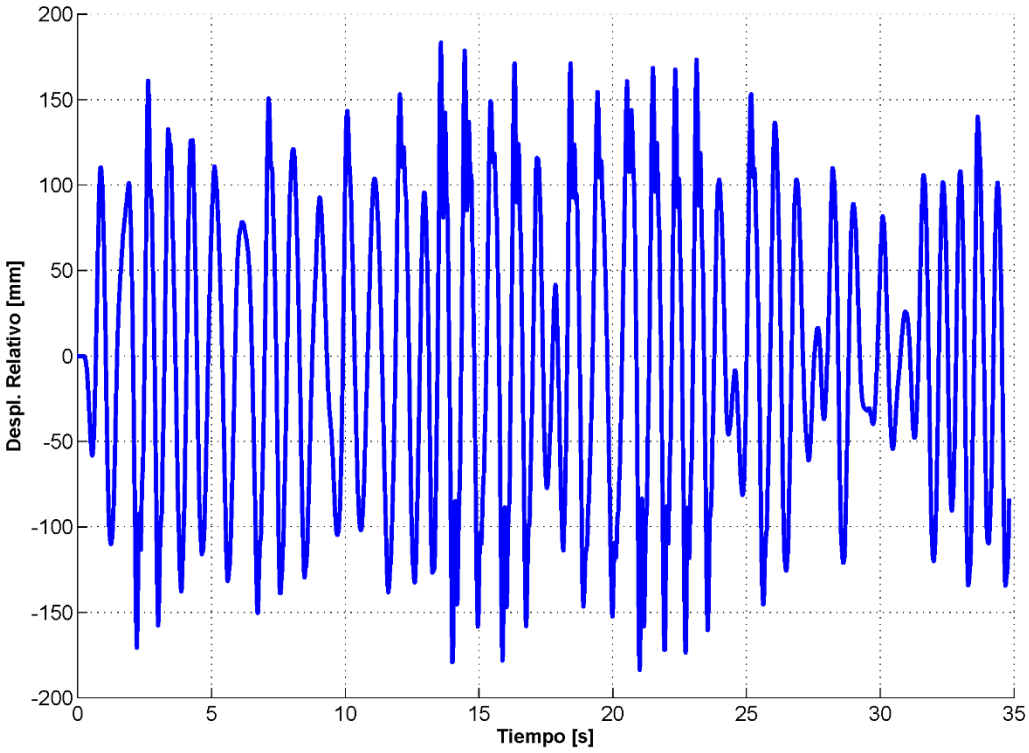


Figura F.5 – Desplazamientos relativos de PSFG 9P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Algarrobo.

F.3 SISMO DE CHI CHI

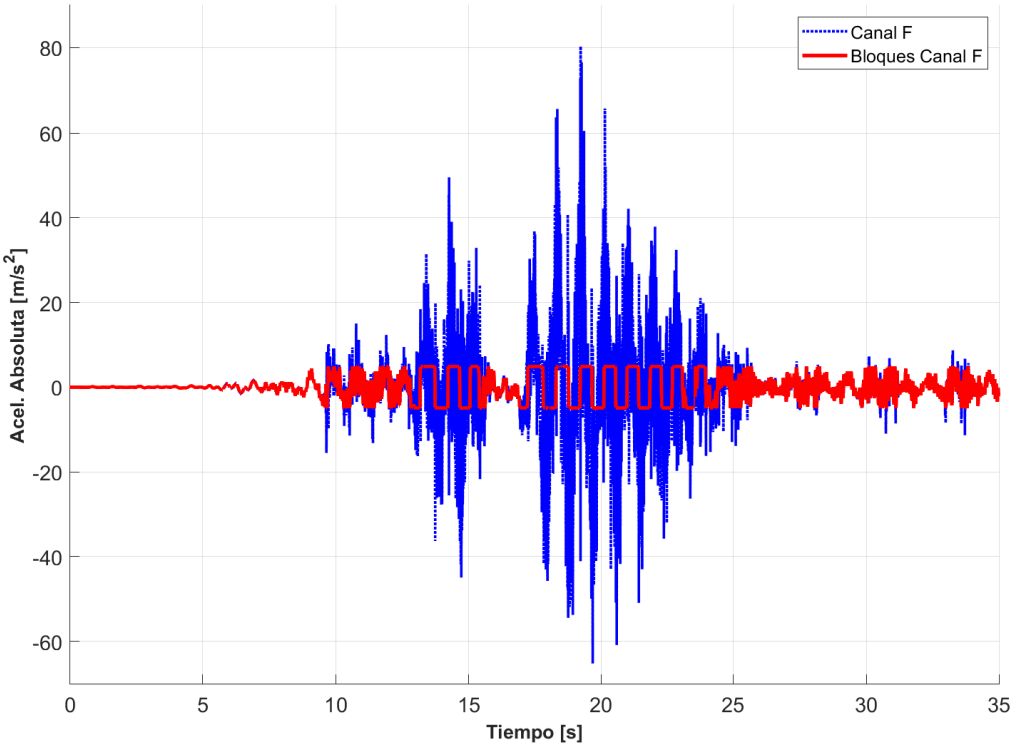


Figura F.6 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Chi Chi.

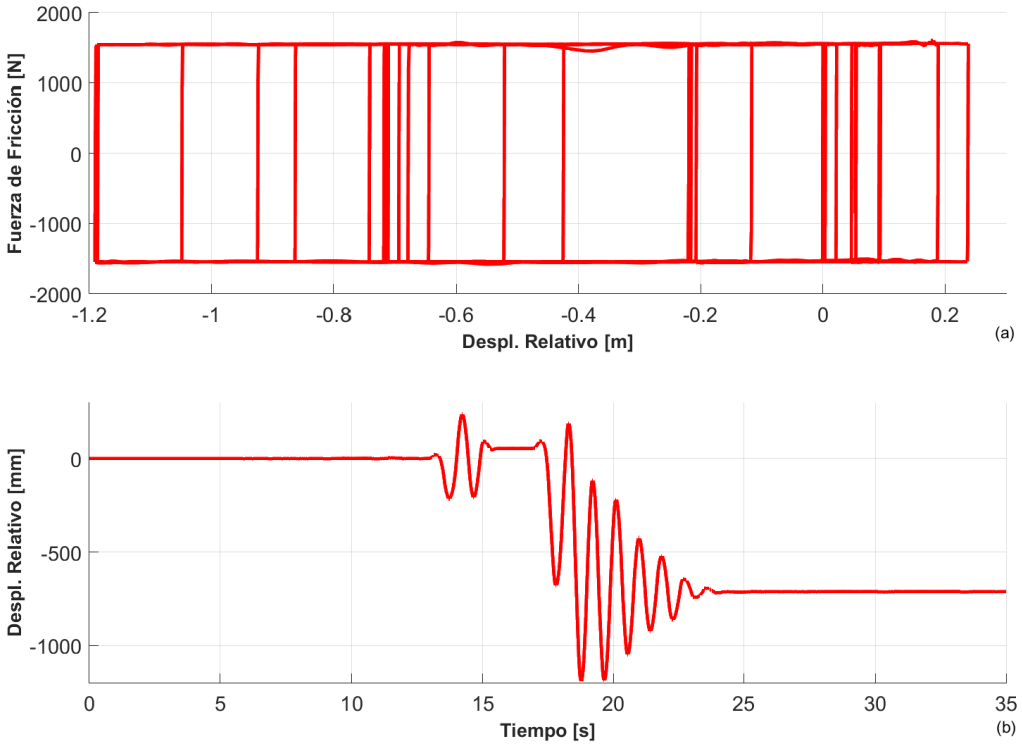


Figura F.7 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Chi Chi.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

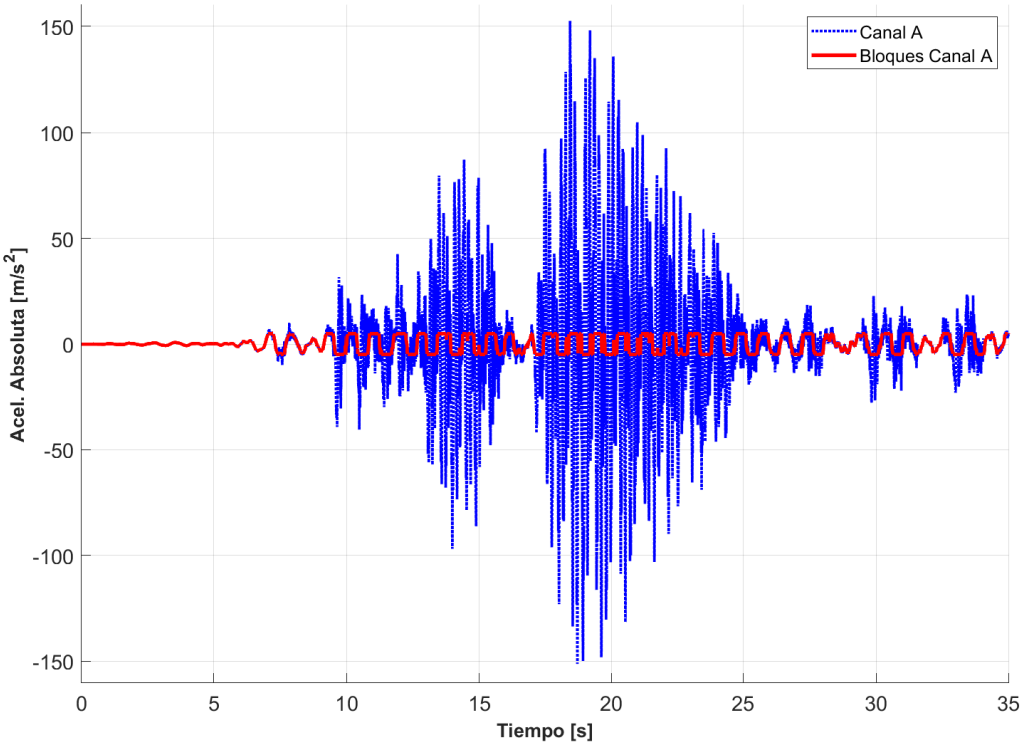


Figura F.8 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Chi Chi.

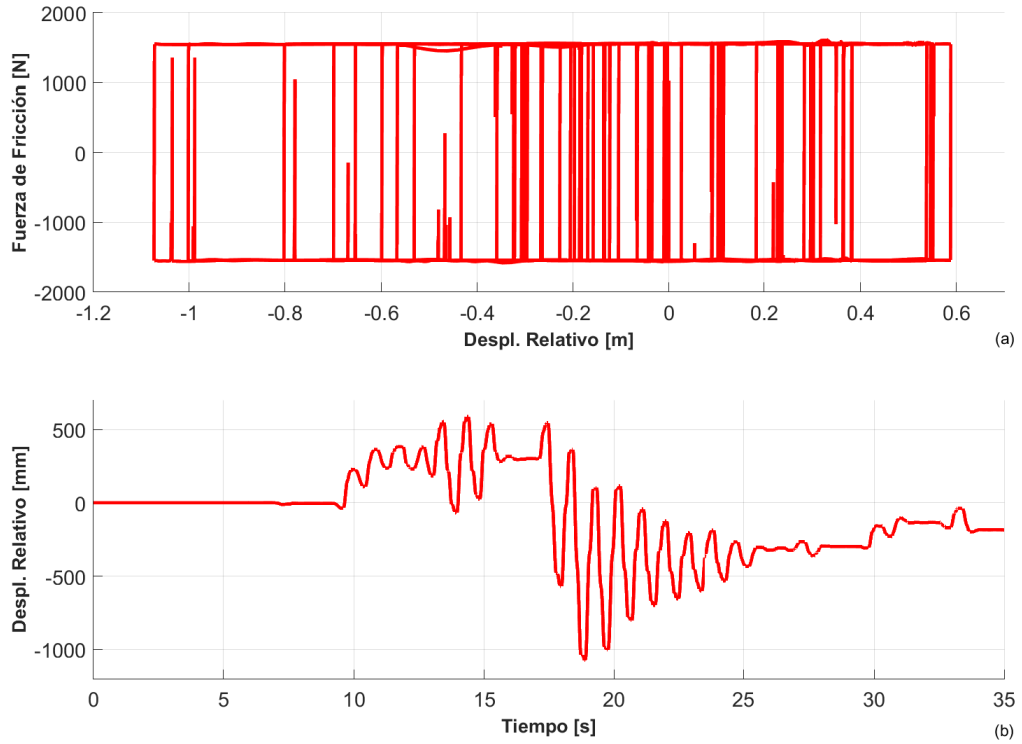


Figura F.9 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Chi Chi.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

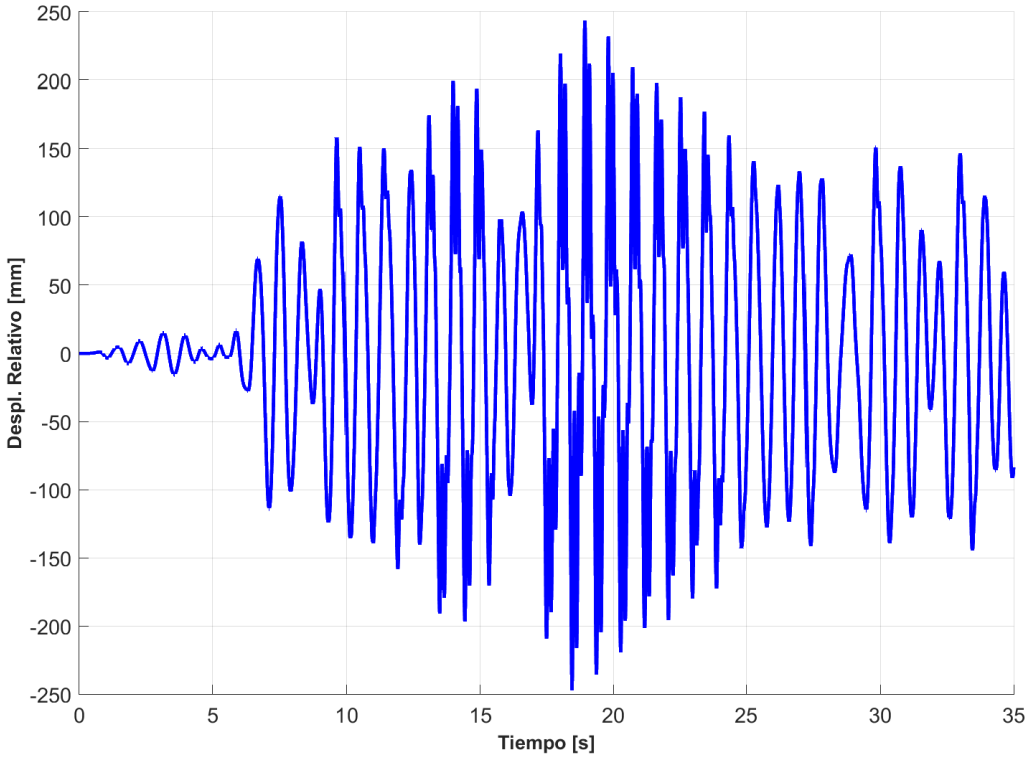


Figura F.10 – Desplazamientos relativos de PSFG 9P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Chi Chi.

F.4 SISMO DE TOKACHI-OKI

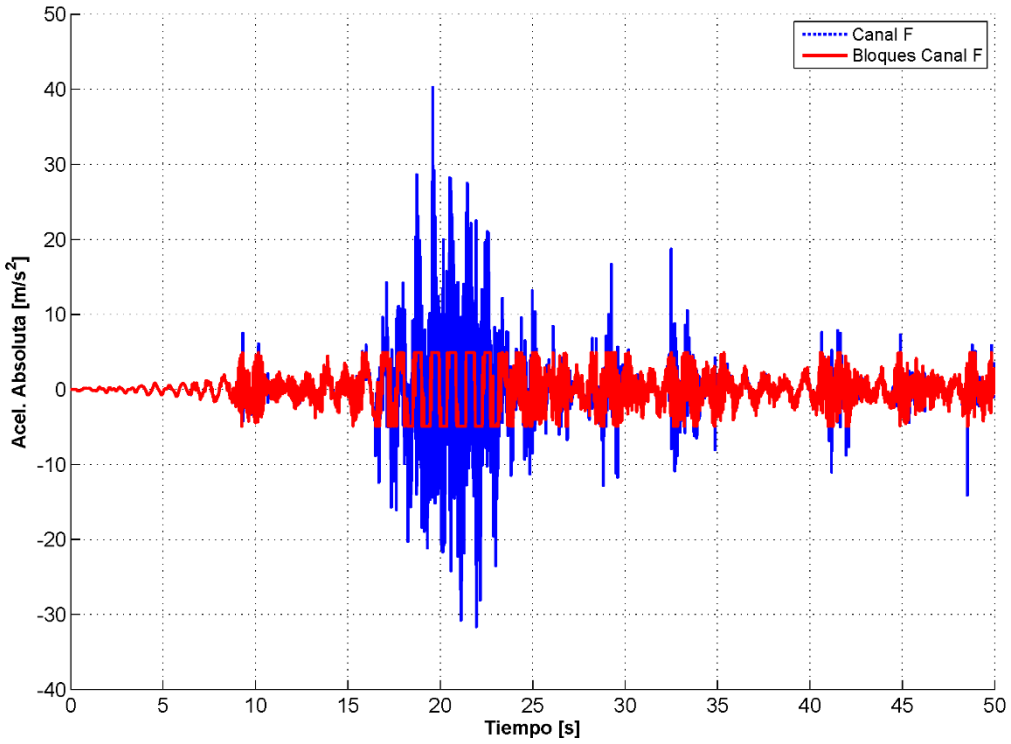


Figura F.11 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Tokachi-Oki.

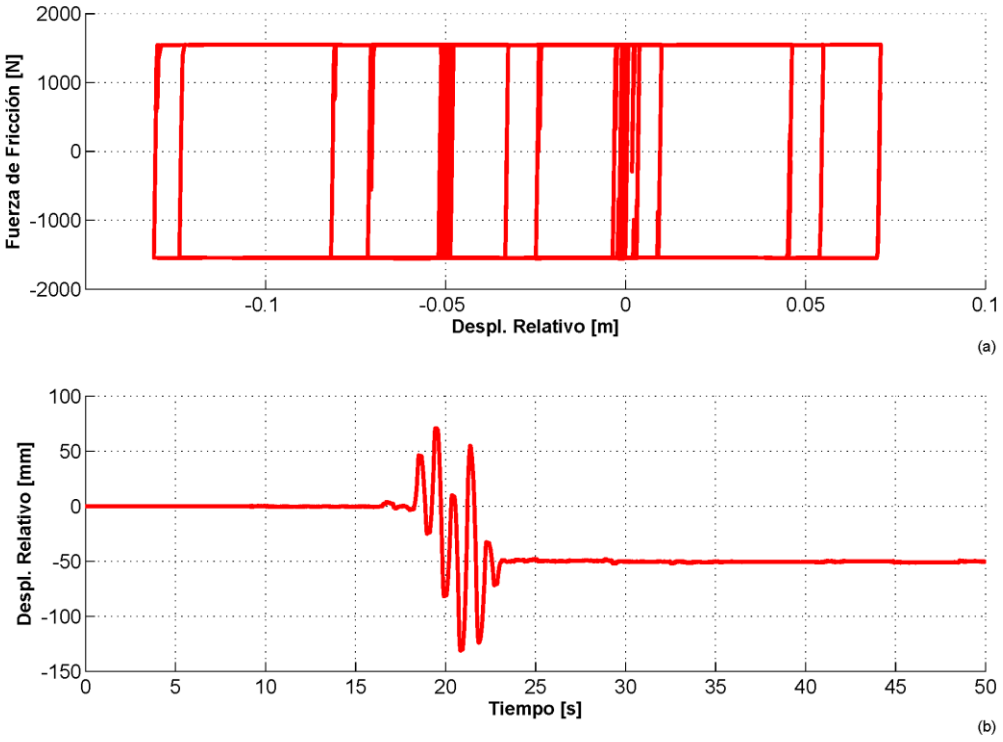


Figura F.12 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Tokachi-Oki.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

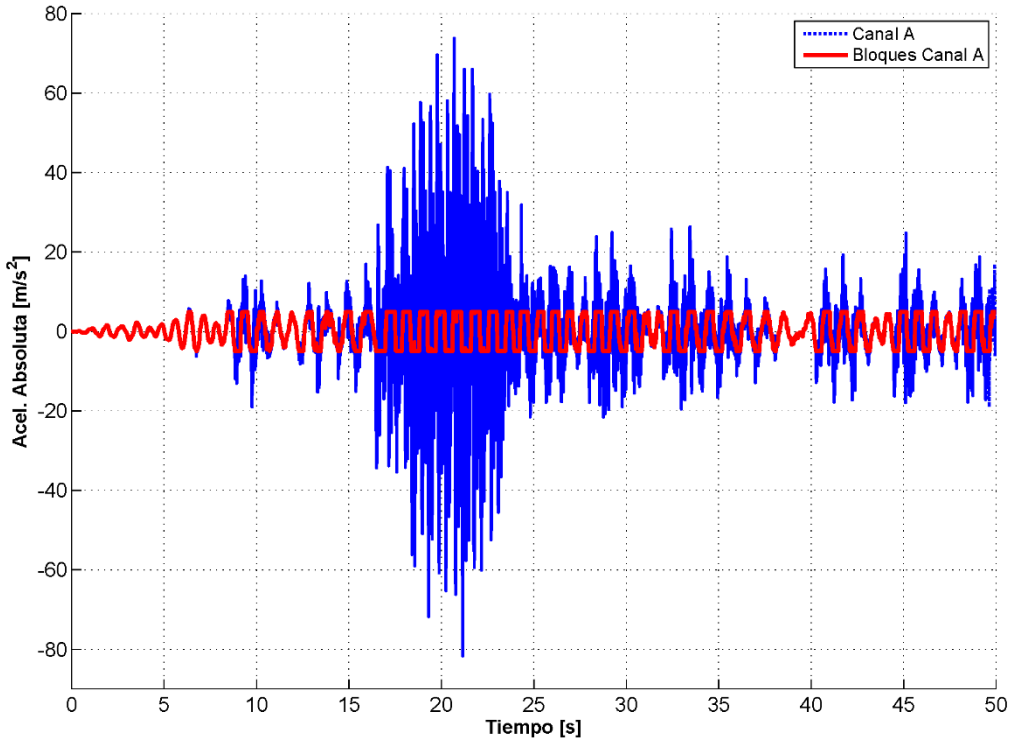


Figura F.13 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Tokachi-Oki.

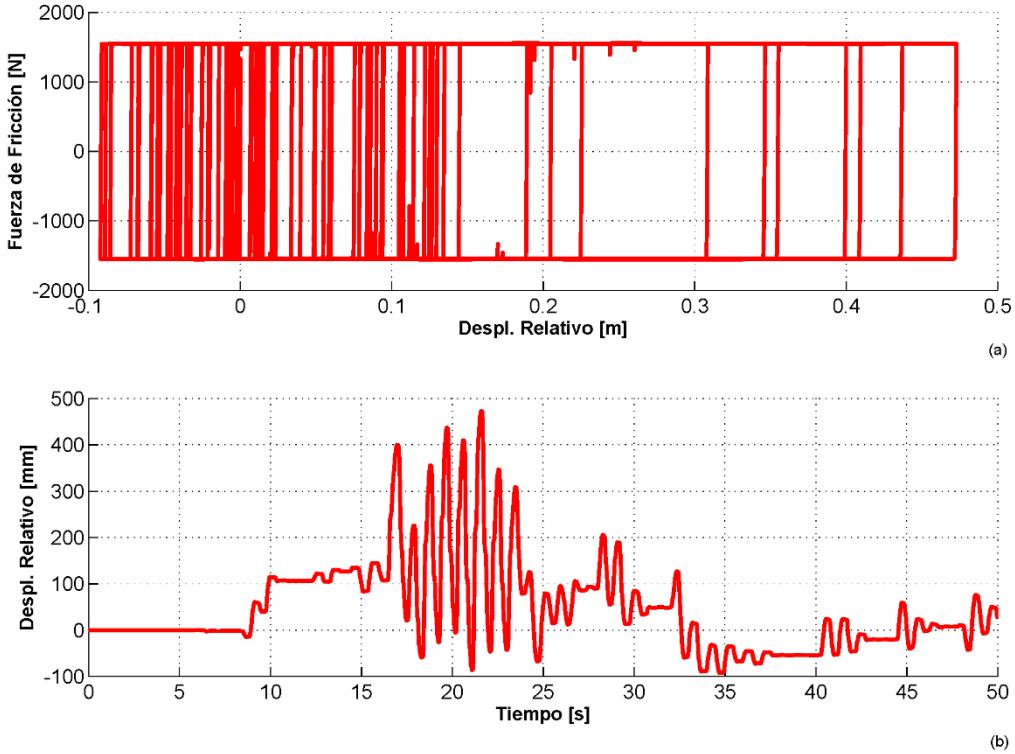


Figura F.14 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Tokachi-Oki.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

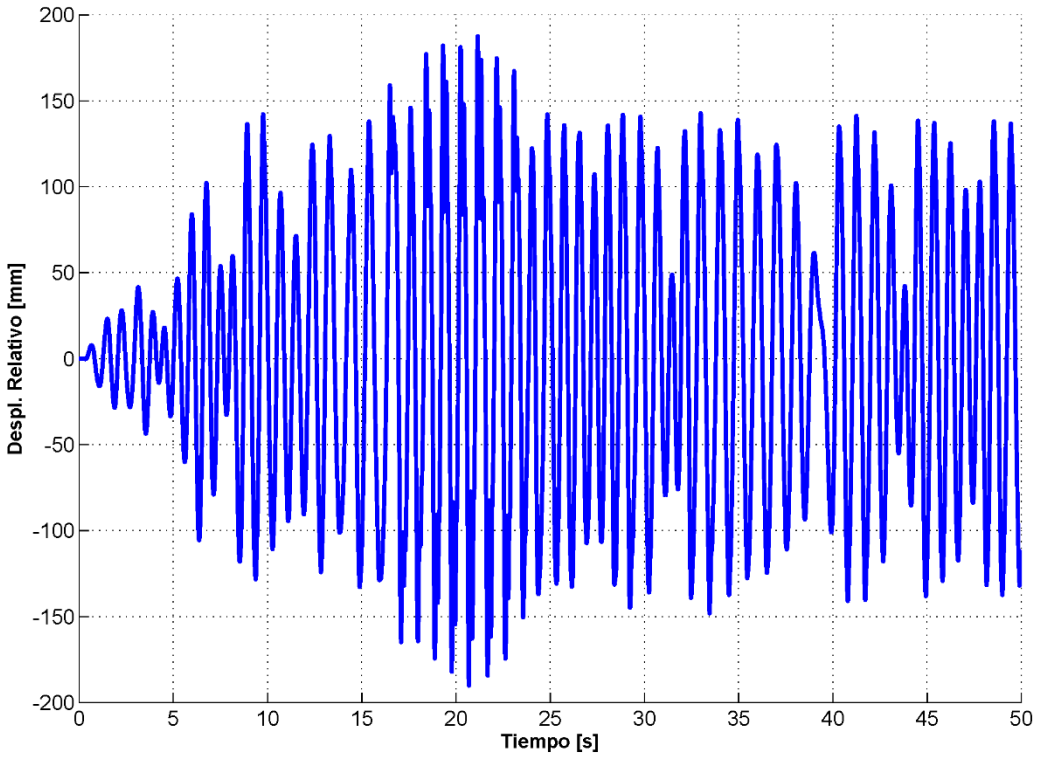


Figura F.15 – Desplazamientos relativos de PSFG 9P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Tokachi-Oki.

F.5 SISMO DE NORTHRIDGE

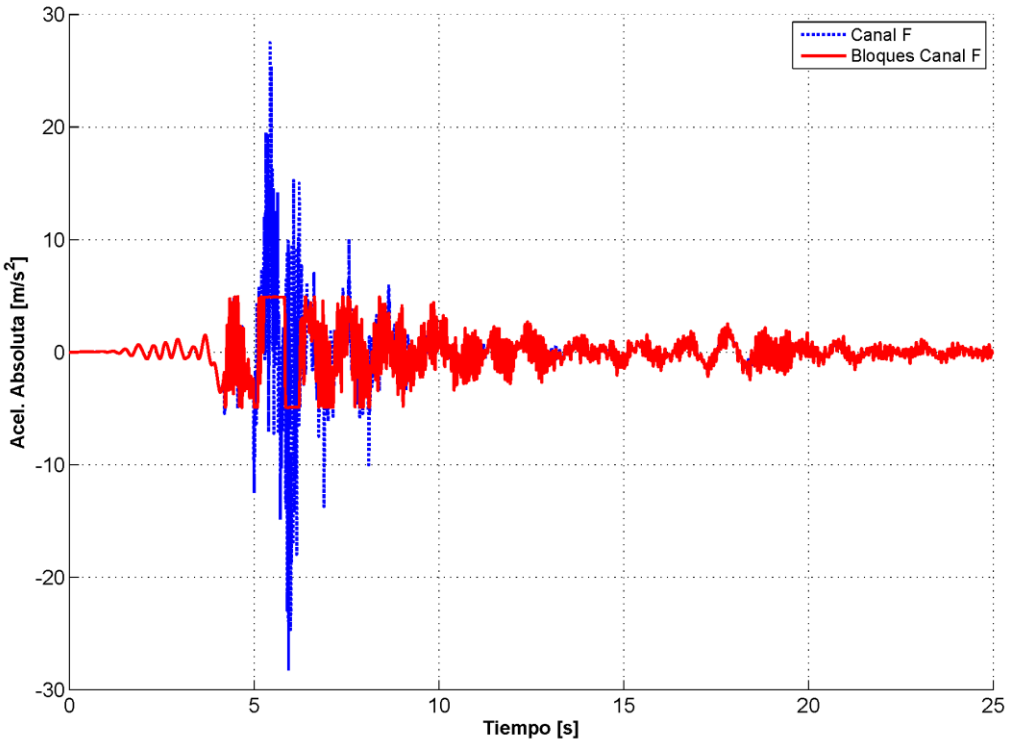


Figura F.16 – Aceleraciones absolutas a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Northridge.

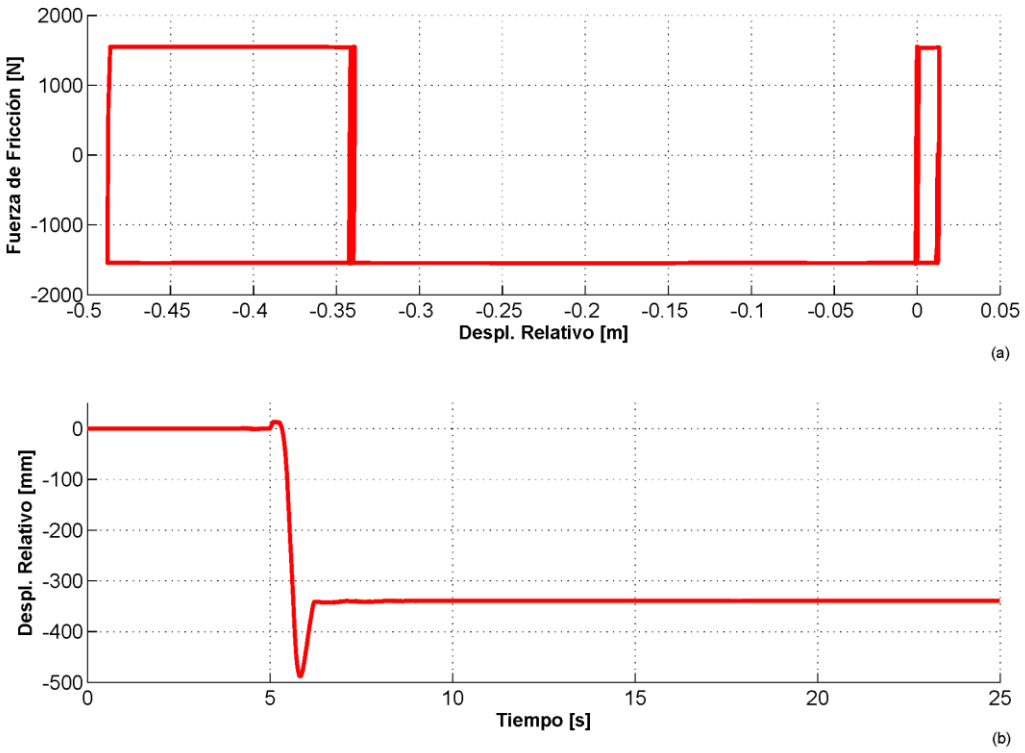


Figura F.17 – Respuesta de masa a altura de canal F para PSFG 9P VB PI, registro Northridge.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

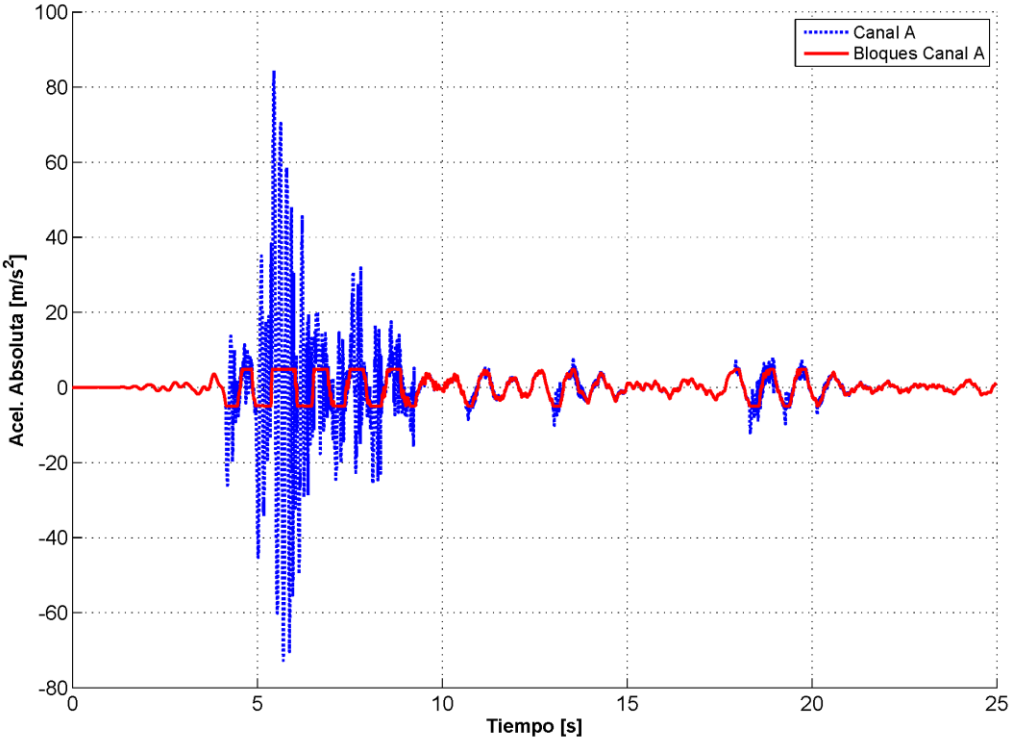


Figura F.18 – Aceleraciones absolutas a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Northridge.

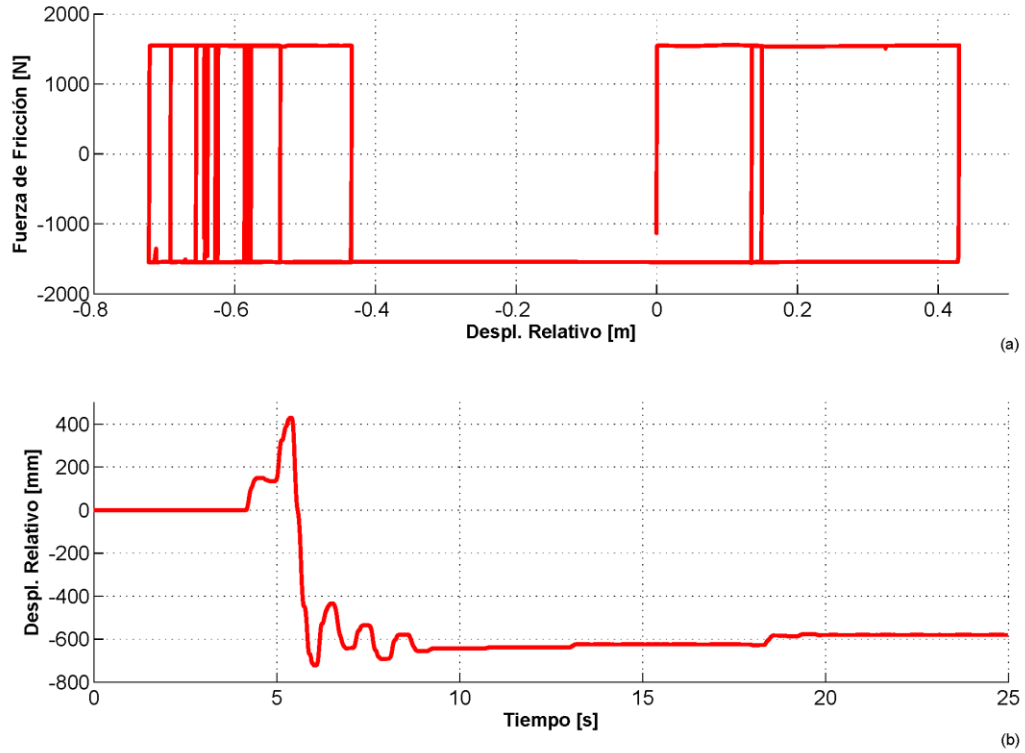


Figura F.19 – Respuesta de masa a altura de canal A para PSFG 9P VB PI, registro Northridge.
(a) Fuerza de fricción vs. Despl. Relativo; (b) Despl. Relativo vs. Tiempo.

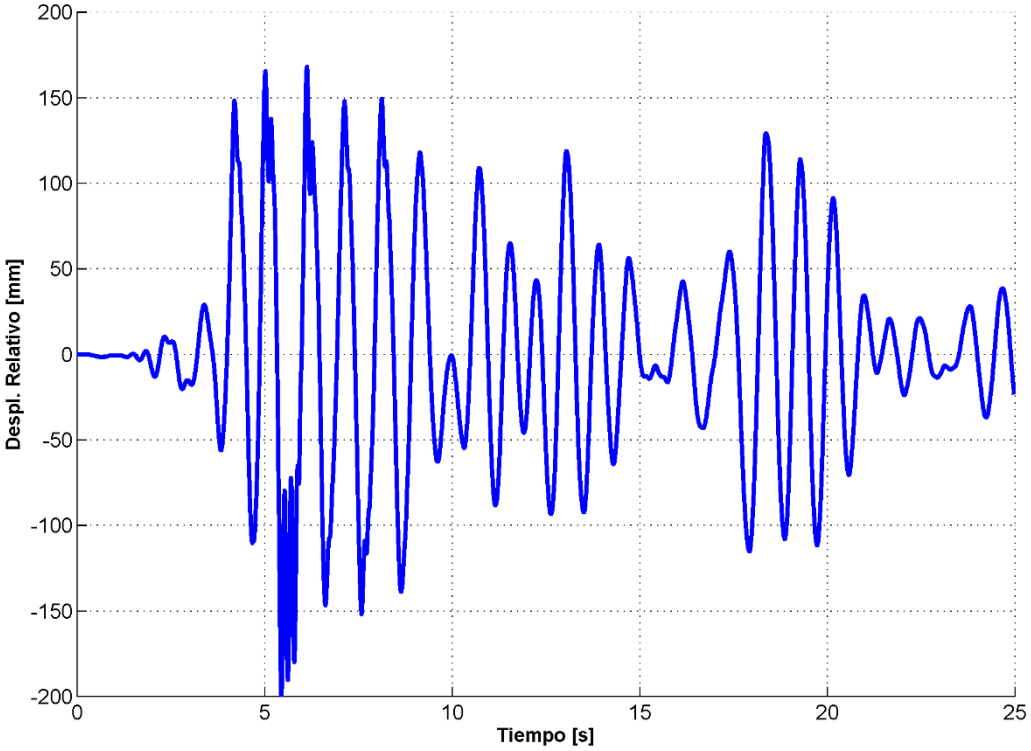


Figura F.20 – Desplazamientos relativos de PSFG 9P VB PI a altura de elemento horizontal superior, registro Northridge.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aiken, I., Nims D. y Kelly, J. (1992). "Comparative study of four passive energy dissipation systems". Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 25 2 175-192.

ANSYS, I. (2010). "Theory reference". Canonsburg: ANSYS, Inc.

Arias A. (1970). "A measure of earthquake intensity". In: Seismic Design for Nuclear Power Plants (Editor: R. Hansen), Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Massachusetts, USA.

Bahrebar M., Kabir M., Zirakian T., Hajsadeghi M. y Lim J. (2016). "Structural performance assessment of trapezoidally-corrugated and centrally-perforated steel plate shear walls". Journal of Constructional Steel Research, 122, 584–594.

Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD). https://www.strongmotioncenter.org/.

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras, CIRSOC 101".

Çelebi M. y Liu H. (1998). "Before and after retrofit – response of a building during ambient and strong motions". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 77-78, 259–268.

Chang, J. C. H. y Soong T. T. (1980). "Structural control using active tuned mass damper". Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 106, 1091–1098.

Clough R.W. y Penzien J. (2003). "Dynamic of structures". Third edition. Editorial: Computers & Structures, Inc.

Davis R., Henshell R.D. y Warburton G.B. (1972). "A Timoshenko beam element". Journal of Sound and Vibration, 22 4, 475-487.

Domizio M (2015). "Análisis de la efectividad de amortiguadores de masa sintonizados para evitar el colapso estructural ocasionado por sismos de falla cercana". Tesis de Doctorado en Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo, Argentina.

Etedali S., Akbari M. y Seifi M. (2019). "MOCS-based optimum design of TMD and FTMD for tall buildings under near-field earthquake including SSI effects". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 119 2019, 36-50.

Frahm H. (1909). "Device for damped vibrations of bodies". US patent No. 989958.

Gewei Z. y Basu B. (2010). "A study on friction-tuned mass damper: harmonic solution and statistical linearization". Journal of Vibration and Control 17 5, 721-731.

Hibbeler R.C. (2010). "Ingeniería Mecánica – Estática (decimosegunda edición)". Editorial: Pearson Educación, Ciudad de México.

Inaudi J.A. y Kelly J.M. (1995). “Mass damper using friction-dissipating devices”. Journal of Engineering Mechanics, 121 1, 142-149.

Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES). “Sismicidad de la República Argentina”. Documento Interno.

Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) y Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103 Parte II – Construcciones de Hormigón Armado”.

Jiang J., Ho S.C.M., Markle N.J., Wang, N. y Song G. (2019). “Design and control performance of a frictional tuned mass damper with bearing-shaft assemblies”. Journal of vibration and control, 25 12, 1812-1822.

Joshi A.S. y Jangid R.S. (1997). “Optimum parameters of multiple tuned mass dampers for base excited damped systems”. Journal of Sound and Vibration, 202, 657-667.

Kim S.Y. y Lee C.H. (2019). “Peak response of frictional tuned mass damper optimally designed to white noise base acceleration”. Mechanical Systems and Signal Processing, 117 2019, 319-332.

Kobori T. (1996). "Future direction on research and development of seismic-response-controlled structures". Microcomputers in Civil Engineering 11, 297–304.

Lee J.H., Berger E. y Kim J.H. (2005). “Feasibility study of a tunable friction damper”. Journal of Sound and Vibration, 283, 707-722.

López I., Busturia J.M. y Nijmeijer H. (2004). “Energy dissipation of a friction damper”. Journal of Sound and Vibration, 278, 539-561.

Makris N. y Constantinou M.C. (1991). “Fractional derivative model for viscous dampers”. Journal of Structural Engineering, ASCE, 117, 2708–2724.

Makris N., Hill D., Burton S. y Jordan M. (1995). “Electrorheological fluid dampers for seismic protection of structures”. Proceedings of SPIE – The international society for optical engineering, 2443, 184-194.

Miyazaki M., Kitada Y., Arima F. y Hristov I. (1986). “Earthquake response control design of buildings using viscous damping walls”. Proceedings of the 1st East Asian Conference on Structural Engineering and Construction. Bangkok, p. 1882–91.

Modi V.J., Welt F. y Seto M.L. (1995). “Control of wind-induced instabilities through application of nutation dampers: A brief overview”. Engineering Structures, 17, 9, 626-638.

Mohebbi S., Mirghaderi S., Farahbod F., Sabbagh A. y Torabian S. (2016). “Experiments on seismic behaviour of steel sheathed cold-formed steel shear walls cladded by gypsum and fiber cement boards”. Thin-Walled Structures, 104, 238–247.

Nabid N., Hajirasouliha I. y Petkovski M. (2017). “A practical method for optimum seismic design of friction wall dampers”. Earthquake Spectra 33 3, 1033–1052.

National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED). Japan's Strong-motion Seismographs Networks (K-NET, KiK-net), https://www.kyoshin.bosai.go.jp/.

Nims D., Richter P. y Bachman R. (1993). "The use of the energy dissipating restraint for seismic hazard mitigation". Earthquake Spectra, 9 476–489.

Ormondroyd J. y Den Hartog J.P. (1928). "The theory of the dynamic vibration absorber". Trans. ASME, 50, 9–22.

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). PEER Strong Ground Motion Database, https://ngawest2.berkeley.edu/.

Palermo M. y Trombetti T. (2016). "Experimentally-validated modelling of thin RC sandwich walls subjected to seismic loads". Engineering Structures, 119 95–109.

Pall, A.S. y Marsh, C. (1982). "Response of friction damped braced frames". Journal of Structural Division, ASCE, 108, 187–193.

Peckan G., Mander J.B. y Chen S.S. (1995). "The seismic response of a 1:3 scale model RC structure with elastomeric spring dampers". Earthquake Spectra, 11, 249–267.

Pisal A.Y. (2015). "Seismic response of multi-story structure with multiple tuned mass friction dampers". International Journal of Advanced Structural Engineering, 7, 81-92.

Ramallo J.C. (2003). "Sistemas 'Inteligentes' de Aislamiento Sísmico". Tesis de Doctorado en Ingeniería. Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.

Ricciardelli F. y Vickery B.J. (1999). "Tuned vibration absorbers with dry friction damping". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 707-723.

Soong T.T. and Dargush G.F. (1997). "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering". Editorial John Wiley & Sons Ltd.

Soong T.T. y Spencer B.F.J. (2002). "Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice". Engineering Structures, 24, 243–259.

Spencer B.F., Dyke, S.J., Sain, M. K., y Carlson, J. D. (1997). "Phenomenological mode of a magnetorheological damper". Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 123, 230–238.

Sun F., Wu T. y Mo G. (2018). "Resistant force model of viscous damping wall considering influence of loading frequency". Engineering Structures, 161 96-107.

Thenozhi S. y W. Yu. (2013). "Advances in modeling and vibration control of building structures". Annual Reviews in Control, 37 346–364.

Totoev Y. (2015). "Design Procedure for Semi Interlocking Masonry". Journal of Civil Engineering and Architecture, 9, 517-525.

Totoev Y., Lin K. (2012). "Frictional energy dissipation and damping capacity of framed semi-interlocking masonry infill panel". 15th International Brick and Block Masonry Conference. Florianópolis, Brazil,2012, p. 1-10.

Trifunac M. and Brady A. (1975). “A study on the duration of strong earthquake ground motion”. Bulletin of the Seismological Society of America, 65 3, 581-626.

Uang C.M. y Bertero V. (1990). “Evaluation of seismic energy in structures”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 77-90.

Warburton G.P. (1982). “Optimal absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, 381-401.

Whittaker A.S., Bertero V.V., Thompson C.L. y Alonso L.J. (1991). “Seismic testing of steel plate energy dissipation devices”. Earthquake Spectra 7 4, 563-604.

Xie Q. (2005). “State of the art of buckling-restrained braces in Asia”. *Journal of Constructional Steel Research*, 61 6 727-748.

Xu K. e Igusa T. (1992). “Dynamic characteristics of multiple substructures with closely spaced frequencies”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 21 12, 1059-1070.

Xu Y.L., Samali B., y Kwok K.C.S. (1992). “Control of along wind response of structures by mass and liquid dampers”. Journal of Engineering Mechanics ASCE, 118, 1, 20-39.

Yamazaki S., Nagat N. y Abiru H. (1991). “Tuned active dampers installed in the Minato Mirai (MM) 21 landmark tower in Yokohama”. 8th International Conference on Wind Engineering.

Yang J., Li J.B. y Lin G. (2006). “A simple approach to integration of acceleration data for dynamic soil-structure interaction analysis”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26 (2006), 725-734.

Zhang X., Qin Y., y Chen Z. (2015). “Experimental seismic behavior of innovative composite shear walls”. Journal of Constructional Steel Research, 116, 218-232.

Zhou Y., Cheng P., Zhang D. Gong S. y Lu W. (2018). “A new analytical model for viscous wall dampers and its experimental validation”. Engineering Structures, 163, 224-240.