



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA
DE ESTRUCTURAS

TESIS:

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PILAS DE PUENTES
ATIRANTADOS

PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL
ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA: ING. JUAN GERARDO ALCÁNTAR SÁNCHEZ

ASESOR: DOCTOR EN INGENIERÍA MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN, MÉXICO

AGOSTO 2015

Dedicatorias:

A Dios por guiarme, estar conmigo y protegerme siempre.

A mis padres y hermanas por su apoyo y amor.

A mi abuelo por ser un apoyo siempre para mí.

A mi familia y amigos por estar siempre ahí y contar con ustedes. Gracias.

*A mis profesores y en especial a mi asesor, por sus enseñanzas y paciencia.
Gracias.*

RESUMEN

Esta tesis se desarrolló con el objetivo de evaluar el comportamiento sísmico de pilas de puentes atirantados para distintas condiciones de vinculación con el tablero. Es decir, tratar de encontrar que tipo de conexión pila-tablero conduce a una mejor respuesta del puente y sus componentes. Las conexiones que se evaluaron fueron cuatro: la primera consiste en suspender el tablero por encima de los travesaños de las pilas principales es decir que el tablero es sólo sostenido por los tirantes del puente y las pilas secundarias; la segunda consiste en tener una conexión fija entre el tablero y la pila lo que se conseguiría con una conexión monolítica entre los dos elementos estructurales; la tercera consiste en una conexión por medio de amortiguadores viscosos, y por último, una conexión mediante aisladores de base fabricados de neopreno con un núcleo de plomo. Los análisis sísmicos se realizaron con registros sísmicos de sismos de gran magnitud (principalmente el sismo del 19 de septiembre de 1985). Se utilizaron acelerogramas que tuvieran sus respuestas máximas tanto en periodos cortos como en periodos largos. El modelo que se utilizó como base consta de un puente atirantado con dos planos de atirantamiento en abanico con una longitud del claro principal de 520m. Los resultados muestran que la naturaleza del sismo puede provocar grandes cambios en el comportamiento del puente y que el tipo de conexión entre el tablero y la pila puede modificar en gran medida la demanda sobre la pila tanto en elementos mecánicos como en desplazamientos.

Palabras clave: Puente, atirantado, pilas, sísmico, desplazamientos.

ABSTRACT

This study aims at assessing the seismic behavior of piles of cable-stayed bridges for different deck-pile connections. A comparison of the response is performed for four different types of connections between the deck and the pile. The first type of connection consists in suspending the deck above the horizontal transverse beam that connects the two legs of the tower, in such a way that the deck is only supported by the cables of the bridge and by the fixed connection with the secondary piles. The second case is a fixed connection between the deck and pile, creating a monolithic connection between the two structural elements. The third case considers a seismic energy dissipation system (viscous devices), installed on the horizontal transverse beam is a connection between deck and pile through viscous dampers. Finally, a connection through lead rubber bearing base isolators located on the horizontal transverse beam and in some of the secondary piles. Seismic analyses were performed using seismic records of major earthquakes (mainly from the September 19, 1985, earthquake). A wide range of dominant periods was considered for the analyses of the bridge response. The prototype bridge is a cable-stayed bridge with two parallel cables in a fan arrangement. The total length of the main span is 520 m. Results from the study show that the nature of the earthquake can cause important changes in the behavior of the bridge, and the connection type, between the deck and the pile, drives to substantial changes on the displacement and forces demands on the pile.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO 1	
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE FUNCIONAMIENTO DE PUENTES ATIRANTADOS ..	17
1.1 DEFINICIÓN DE PUENTE ATIRANTADO	17
1.2 ELEMENTOS PRINCIPALES.....	18
1.2.1 PILAS.....	19
1.2.2 TIRANTES	21
1.2.3 TABLERO	22
1.3 TIPOS DE CONEXIÓN DE PILAS CON EL TABLERO	23
1.4 ¿CÓMO TRABAJAN LOS PUENTES ATIRANTADOS?.....	26
1.5 CONDICIONES DE ANÁLISIS Y FACTORES QUE CONTRIBUYEN AL COMPORTAMIENTO NO LINEAL	27
1.5.1 NO LINEALIDAD DEL MATERIAL.....	28
1.5.2 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA	29
1.5.3 EFECTOS P- Δ	29
1.5.3 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.	30
1.5.4 ARTICULACIONES PLÁSTICAS.....	31
1.5.5 PLASTICIDAD CONCENTRADA	31
1.5.6 PLASTICIDAD DISTRIBUIDA.....	32
1.5.7 CONTRACCIÓN Y FLUJO PLÁSTICO	33
CAPÍTULO 2	
ANÁLISIS EVOLUTIVO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.....	35
2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PUENTE EN ESTUDIO.....	35
2.2 GEOMETRÍA DEL TABLERO.....	38
2.3 MODELADO DEL PUENTE	39
2.4 ANÁLISIS EVOLUTIVO	41
CAPÍTULO 3	
ANÁLISIS SÍSMICO DE DISTINTAS TIPOLOGÍAS	47
3.1 ANALISIS MODAL ESPECTRAL.....	47

3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	49
3.2.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL PUENTE FLOTANDO	49
3.2.2 FORMAS MODALES DEL PUENTE FLOTANDO	50
3.2.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	52
3.3 ANÁLISIS DINÁMICOS EN EL TIEMPO	64
3.3.1 SISMOS ARTIFICIALES	64
3.3.2 SISMOS NATURALES	65
3.4 TIPOLOGÍAS CONSIDERADAS	68
3.4.1 ANÁLISIS DEL TABLERO FLOTANDO SOBRE LA PILA	68
3.4.2 ANÁLISIS DEL TABLERO FIJO SOBRE LA PILA	77
CAPÍTULO 4	
USO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS	88
4.1. MODELADO DEL PUENTE CON AMORTIGUADORES VISCOSOS	91
4.2 ANÁLISIS PARAMÉTRICO	94
4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS	95
4.3.1 SISMO LONGITUDINAL (SISMO X)	95
4.3.2 SISMO TRANSVERSAL (SISMO Y)	98
4.3.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DE PUENTE CON AMORTIGUADORES VISCOSOS ...	101
CAPÍTULO 5	
USO DE AISLADORES DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO	102
5.1 MODELADO DEL PUENTE CON AISLADORES (LRB)	103
5.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS	105
5.2.1 PROPIEDADES DÍNAMICAS DEL PUENTE CON AISLADORES LRB.....	106
5.2.2 SISMO LONGITUDINAL (SISMO X)	108
5.2.3 SISMO TRANSVERSAL (SISMO Y)	113
CAPÍTULO 6	
ANÁLISIS DE RESULTADOS	117
6.1 RESPUESTA PARA DISTINTOS TIPOS DE SISMO.....	117
6.1.1 RESPUESTA LONGITUDINAL	117
6.1.2 RESPUESTA TRANSVERSAL	119

6.2 TABLERO FIJO VS TABLERO FLOTANDO	121
6.2.1 RESPUESTA LONGITUDINAL	121
6.2.2 RESPUESTA TRANSVERSAL	122
6.3 USO DE AMORTIGUADORES DE TIPO VISCOSO	124
6.3.1 RESPUESTA LONGITUDINAL	124
6.2.2 RESPUESTA TRANSVERSAL	125
6.4 USO DE APOYOS DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO.....	126
6.4.1 RESPUESTA LONGITUDINAL	126
6.4.2 RESPUESTA TRANSVERSAL	128
6.5 ANÁLISIS DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CONEXIÓN	129
6.5.1 RESPUESTA LONGITUDINAL	129
6.2.2 RESPUESTA TRANSVERSAL	130
CONCLUSIONES.....	131
REFERENCIAS	133

RELACIÓN DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

FIG. 1.1 PUENTE COLGANTE	17
FIG. 1.2 PUENTE ATIRANTADO	17
FIG. 1.3 ELEMENTOS DE UN PUENTE ATIRANTADO. ADAPTADA	18
FIG. 1.4 CONFIGURACIONES TÍPICAS DE PILAS PARA PUENTES ATIRANTADOS. ADAPTADA	19
FIG. 1.5 PILA EN TIPO "A"	20
FIG. 1.6 TIRANTES EN ABANICO	21
FIG. 1.7 TIRANTES EN PARALELO	21
FIG. 1.8 SECCIÓN TIPO DE UN PUENTE CON DOS PLANOS DE ATIRANTAMIENTO. ADAPTADA	22
FIG. 1.9 CONSIDERACIONES DE CONEXION TABLERO-PILA.	23
FIG. 1.10 AMORTIGUADORES VISCOSOS Y FUSIBLES SÍSMICOS	24
FIG. 1.11 CONEXION CON DISPOSITIVOS DE CONTROL (AMORTIGUADORES Y FUSIBLES SÍSMICOS)	25
FIG. 1.12 CONEXIÓN TIPO EN PUENTE DE GUAYAQUIL. ADAPTADA.....	25
FIG. 1.13 ELEMENTOS MECÁNICOS EN UN PUENTE DEBIDO A CARGAS GRAVITACIONALES Y A CARGAS LATERALES. ADAPTADA	26
FIG. 1.14 ELEMENTOS MECÁNICOS EN EL TABLERO DEBIDO A LAS CARGAS TRANSVERSALES. ADAPTADA	26
FIG. 1.15 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DE CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO	28
FIG. 1.16 EFECTOS P- Δ	29
FIG. 1.17 MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (VOLUMEN DE SUELO). ADAPTADA.....	30
FIG. 1.18 MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (AMORTIGUADOR- RESORTE). ADAPTADA.....	30
FIG. 1.19 MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA. ADAPTADA.....	31
FIG. 1.20 MODELO DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA. ADAPTADA	32
FIG. 1.21 DEFORMACIÓN POR FLUJO PLÁSTICO	33
FIG. 1.22 CURVA DE DERFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN	34

CAPÍTULO 2

FIG. 2.1 VISTA LATERAL DEL PUENTE. ADAPTADA.....	36
FIG. 2.2 PILÓN NUMERO 1. ADAPTADA.....	37
FIG. 2.3 GEOMETRÍA DEL TABLERO. SECCIÓN DE 1 A 5 Y SECCIÓN 6 A 12 EN LA PARTE SUPERIOR. SECCIÓN EN EL CENTRO DEL PUENTE EN LA PARTE INFERIOR. ADAPTADA.....	38

FIG. 2.4 ELEMENTOS TIPO BARRA PARA PILAS Y VIGAS	39
FIG. 2.5 ELEMENTOS TIPO SHELL PARA LOSA DE TABLERO	40
FIG. 2.6 CAMBIO DE SECCIÓN DEL TABLERO	40
FIG. 2.7 VISTA PUENTE TERMINADO.....	41
FIG. 2.8 MONTAJE DEL PUENTE ETAPA 18.....	42
FIG. 2.9 MONTAJE DEL PUENTE ETAPA 8.....	42
FIG. 2.10 MONTAJE DEL PUENTE ETAPA 1.....	42
FIG. 2.11 MODELO DE PILA Y SU VINCULACIÓN CON EL TABLERO.....	43
FIG. 2.12 FUERZA AXIAL EN EL PILÓN 2 EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	45
FIG. 2.13 MOMENTO EN LA BASE DEL PILÓN 2 EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	46
FIG. 2.14 DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN LA CIMA DEL PILÓN 2 EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTE.....	46

CAPÍTULO 3

FIG. 3.1 ZONA SÍSMICA CONSIDERADA.....	47
FIG. 3.2 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LOS REGISTROS ARTIFICIALES UTILIZADOS.....	48
FIG. 3.3 MODO 1, T=8.91 SEGUNDOS. DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL TABLERO.....	50
FIG. 3.4 MODO 2, T=4.53 SEGUNDOS. DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL DEL TABLERO Y PILAS.....	51
FIG. 3.5 MODO 3, T=4.23 SEGUNDOS. ROTACIÓN DEL TABLERO	51
FIG. 3.6 SECCIONES DEL PUENTE	52
FIG. 3.7 NODOS DE CONTROL EN TABLERO.....	53
FIG. 3.8 DESPLAZAMIENTO EN LAS SECCIONES DE CONTROL.....	55
FIG. 3.9 NODOS DE CONTROL TABLERO	56
FIG. 3.10 DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN NODOS DE CONTROL (SISMO LONGITUDINAL)	56
FIG. 3.11 DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN NODOS DE CONTROL (TRANSVERSAL)	57
FIG. 3.12 DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN NODOS DE CONTROL (SISMO VERTICAL)	58
FIG. 3.13 CONFIGURACIÓN DEFORMADA (PP+ASF+SL)	58
FIG. 3.14 CONFIGURACIÓN DEFORMADA (PP+ASF+ST).....	59
FIG. 3.15 CONFIGURACIÓN DEFORMADA (PP+ASF+SV)	59
FIG. 3.16 UBICACIÓN DE NODOS DE CONTROL PILA.....	60
FIG. 3.17 DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES EN PILONES.....	62

FIG. 3.18 DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES EN PILONES.....	63
FIG. 3.19 ACELEROGRAMA SINTÉTICO LÁZARO CÁRDENAS	64
FIG. 3.20 INTENSIDAD DE ARIAS ACELEROGRAMA SINTÉTICO	64
FIG. 3. 21 ESPECTROS DE RESPUESTA DE REGISTROS REALES (1985 Y 1995)	66
FIG. 3.22 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO CALETA	66
FIG. 3.23 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO MANZANILLO	67
FIG. 3.24 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO SCT	67
FIG. 3.25 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO TLÁHUAC	67
FIG. 3.26 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO	71
FIG. 3.27 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO	72
FIG. 3.28 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO	73
FIG. 3.29 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO	74
FIG. 3.30 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO	75
FIG. 3.31 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO	76
FIG. 3.32 MODO 1, T=5.072 SEGUNDOS DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL TABLERO	78
FIG. 3.33 MODO 2, T=3.63 SEGUNDOS DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL TABLERO	78
FIG. 3.34 MODO 3, T=3.40 SEGUNDOS DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DE PILÓN 2	78
FIG. 3.35 POSICIÓN ELEMENTOS LINK	79
FIG. 3.36 ELEMENTOS LINK EN SAP 2000	80
FIG. 3.37 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FIJO	81
FIG. 3.38 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FIJO	82
FIG. 3.39 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FIJO	83
FIG. 3.40 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FIJO	84
FIG. 3.41 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FIJO	85
FIG. 3.42 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FIJO	86

CAPÍTULO 4

FIG. 4.1 AMORTIGUADOR VISCOSO. ADAPTADA	89
FIG. 4.2 AMORTIGUADOR SISMICO 1.3 A 2 MILLONES DE LIBRAS DE FUERZA	89
FIG. 4.3 AMORTIGUADOR SISMICO PARA GRANDES PUENTES CARRETEROS 1.5 MILLONES DE LIBRAS DE FUERZA	90
FIG. 4.4 CONEXIÓN DE AMORTIGUADOR SISMICO CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	90

FIG. 4.5 AMORTIGUADOR VISCOSO EN SAP 2000	91
FIG. 4.6 POSICIÓN AMORTIGUADORES VISCOSOS LONGITUDINALES EN EL MODELO	92
FIG. 4.7 POSICIÓN AMORTIGUADORES VISCOSOS TRANSVERSALES EN EL MODELO	93
FIG. 4.8 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 DISTINTOS AMORTIGUADORES	95
FIG. 4.9 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 DISTINTOS AMORTIGUADORES	96
FIG. 4.10 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 DISTINTOS AMORTIGUADORES	97
FIG. 4.11 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2	98
FIG. 4.12 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2.....	99
FIG. 4.13 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2.....	100

CAPÍTULO 5

FIG. 5.1 AISLADOR DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO. ADAPTADA	102
FIG. 5.2 PILAS CON AISLADORES LRB EN EL PUENTE.....	103
FIG. 5.3 PLANTA AISLADOR LRB	104
FIG. 5.4 MODO 1, T=9.87 S, DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL TABLERO	107
FIG. 5.5 MODO 2, T=5.87 S, DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL DEL TABLERO	107
FIG. 5.6 MODO 3, T=5.49 S, TORSIÓN DEL TABLERO.....	108
FIG. 5.7 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	109
FIG. 5.8 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	110
FIG. 5.9 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	111
FIG.5.10 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	112
FIG. 5.11 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	113
FIG. 5.12 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	114
FIG. 5.13 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	115
FIG. 5.14 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES.....	116

CAPÍTULO 6

FIG 6.1 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS PARA PUENTE FLOTANDO, SISMO LONGITUDINAL	118
FIG 6.2 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS PARA EL PUENTE FIJO, SISMO LONGITUDINAL	119

FIG 6.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS PARA EL PUENTE FLOTANDO, SISMO TRANSVERSAL	120
FIG 6.4 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS PARA EL PUENTE FIJO, SISMO LONGITUDINAL	120
FIG 6.5 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE TABLERO FIJO Y FLOTANDO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL	122
FIG 6.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE TABLERO FIJO Y FLOTANDO EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	123
FIG 6.7 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE EL TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS	125
FIG 6.8 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS EN EL SISMO TRANSVERSAL	126
FIG 6.9 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE EL TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AISLADORES LRB, SISMO LONGITUDINAL... ..	127
FIG 6.10 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE EL TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AISLADORES LRB SISMO TRANSVERSAL.....	128
FIG 6.11 INCREMENTOS ENTRE TABLERO FLOTANDO Y DISPOSITIVOS DE CONTROL EN EL SISMO TRANSVERSAL	129
FIG 6.12 INCREMENTOS ENTRE TABLERO FLOTANDO Y DISPOSITIVOS DE CONTROL EN EL SISMO TRANSVERSAL	130

RELACIÓN DE TABLAS

TABLA 2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS GENERALES DEL PUENTE EN ESTUDIO	35
TABLA 2.2 ELEMENTOS MECÁNICOS Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN ETAPAS CONSTRUCTIVAS PILÓN 1.....	44
TABLA 3.1 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON EL TABLERO FLOTANDO.....	49
TABLA 3.2 DESPLAZAMIENTOS EN LAS DISTINTAS SECCIONES DE CONTROL.....	54
TABLA 3.3 DESPLAZAMIENTOS EN EL TABLERO	61
TABLA 3.4 PERIODOS, PARTICIPACIÓN DE MASA Y CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON EL TABLERO FLOTANDO	69
TABLA 3.5 PARÁMETROS DE ANÁLISIS.....	70
TABLA 3.6 PERIODOS, PARTICIPACIÓN DE MASA Y CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON EL TABLERO FIJO.....	77
TABLA 3.7 PERIODOS DE VIBRAR DEL PUENTE FLOTANDO Y FIJO.....	87
TABLA 4.1 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON AMORTIGUADORES VISCOSOS....	101
TABLA 5.1 PARÁMETROS DE ANÁLISIS.....	105
TABLA 5.2 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON AISLADORES LRB	106

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PILAS DE PUENTES ATIRANTADOS



INTRODUCCIÓN

Los puentes en general son una parte muy importante en la infraestructura de un país pues son una pieza fundamental en la red de transporte. Los puentes carreteros facilitan la conexión entre diferentes puntos en donde la geografía y topografía impiden el paso de una carretera convencional. Los puentes, pues, acortan distancias y facilitan la comunicación entre las personas.

La seguridad de los puentes es algo primario cuando se trata de eventos sísmicos pues la preservación de estos ante desastres es fundamental para la etapa post-sismo. Cuando se habla de puentes atirantados se trata generalmente de puentes de gran magnitud pues por lo general se usan en claros largos y en carreteras de tránsito elevado es por ello aún más la importancia de un puente atirantado en la mayoría de los casos. Para poder tener el mejor comportamiento de este tipo de puentes ante eventos sísmicos importantes es necesario hacer exhaustivos estudios acerca de los diferentes elementos del puente y su interacción en conjunto.

En puentes atirantados existen diferentes tipos de conexión entre dos de sus elementos principales que son el tablero y las pilas. El objetivo general de este trabajo es el de brindar una visión que nos acerque a la mejor selección del tipo de conexión a usar entre estos dos elementos.

En el primer capítulo del trabajo se presenta una descripción de las características de los elementos principales que forman un puente atirantado, es decir, las configuraciones típicas de los cables, la geometría de las torres y los tipos de tablero.

En el segundo capítulo se hace un análisis de las diferentes etapas de construcción del puente en estudio para poder determinar y comparar las cargas a las que se ve sometido el puente durante este proceso.

En el tercer capítulo se realiza un análisis sísmico de las diferentes tipologías base de la conexión pila-tablero. Se presentan los resultados de análisis que nos indican el comportamiento de las pilas cuando se cambia este tipo de conexión ante diferentes registros sísmicos. Se realizaron análisis modal espectral con espectros de diseño obtenidos del programa de la C.F.E. (Comisión Federal de Electricidad) PRODISIS (Programa para Diseño Sísmico) v2.0. Se realizaron análisis dinámicos de historia en el tiempo para los diferentes tipos de conexión pila-tablero, con registros sísmicos de



diferentes estaciones del sismo del 19 de septiembre de 1985 y del sismo de Manzanillo de 1995. También se usó un acelerograma sintético obtenido de PRODISIS de la zona de Lázaro Cárdenas Michoacán. Las conexiones pila-tablero que se analizaron en el tercer capítulo fueron dos. La primera consiste en no tener una conexión directa entre el tablero y la pila, el tablero pasa flotando sobre los travesaños de las pilas principales y es sostenido solo por los tirantes del puente. La segunda consiste en tener una conexión monolítica entre tablero y pila.

En el cuarto capítulo se estudia la conexión pila tablero a través de amortiguadores viscosos. Se realizó un análisis paramétrico para poder tener una visión de que amortiguador tiene un mejor comportamiento, y de igual manera se hicieron análisis dinámicos no lineales con historia en el tiempo con los registros antes mencionados.

En el quinto capítulo se estudia la conexión pila-tablero mediante aisladores de neopreno con núcleo de plomo. También se realizaron análisis dinámicos no lineales con historia en el tiempo con los registros mencionados anteriormente.

En el sexto capítulo se hace un análisis de resultados de todos los estudios realizados para dar una visión de cuál de todos los tipos de conexión tuvo un mejor comportamiento.

Se puede decir que la naturaleza de los sismos y el tipo de conexión utilizada en las pilas y el tablero tiene una influencia muy importante en la respuesta del puente. Pues dicha conexión y dicha naturaleza del sismo puede disminuir ó incrementar considerablemente la demanda sobre las pilas.

Cabe resaltar que existen distintas tipologías que podrían ser analizadas en un futuro, como es la combinación de uso de amortiguadores viscosos y de aisladores LRB. Además de poder utilizar más tipos de sismo y registros de diferentes fuentes. También sería importante verificar el comportamiento de otros elementos del puente, que no se analizan en este trabajo, como son el tablero y los tirantes.

CAPÍTULO 1

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE FUNCIONAMIENTO DE PUENTES ATIRANTADOS

1.1 DEFINICIÓN DE PUENTE ATIRANTADO

Se conoce como puente atirantado a aquel en el que su tablero está suspendido por medio de tirantes (cables de acero) sujetos a elementos estructurales llamados pilas.

Los puentes atirantados (Fig. 1.2) ocupan un punto intermedio entre los puentes de acero de contrapeso y los colgantes (Fig. 1.1). Un puente colgante, requiere más cables, y uno de contrapeso, más acero para su construcción. Aunque desde el punto de vista estructural serían puentes que trabajan en modo contrapeso.

Los puentes atirantados se usan en claros medianos y grandes con longitudes que pueden variar de 300 a 1000 metros. Algunos diseñadores han realizado puentes atirantados de claros sucesivos que pueden cubrir conjuntamente claros de mayores longitudes que las mencionadas anteriormente.

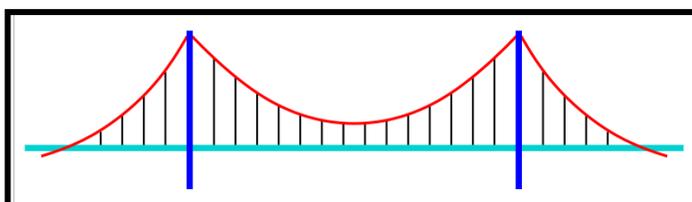


FIG. 1.1 PUENTE COLGANTE (https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_atirantado)

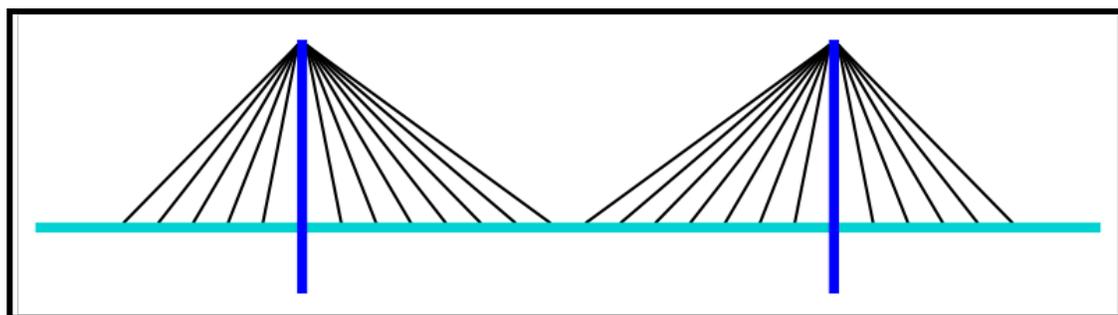


FIG. 1.2 PUENTE ATIRANTADO (https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_atirantado)

1.2 ELEMENTOS PRINCIPALES

Los elementos principales que integran un puente atirantado son tres:

- Tablero. Es el elemento que soporta las cargas producidas por el tránsito sobre el puente como es el paso de vehículos, peatones y/o trenes.
- Tirantes. Estos elementos son los que dan el soporte al tablero actuando como apoyos intermedios entre los claros principales.
- Pila o torre. Es el elemento que soportan las cargas transmitidas por los tirantes. Este elemento soporta fuerzas de compresión y flexión principalmente.

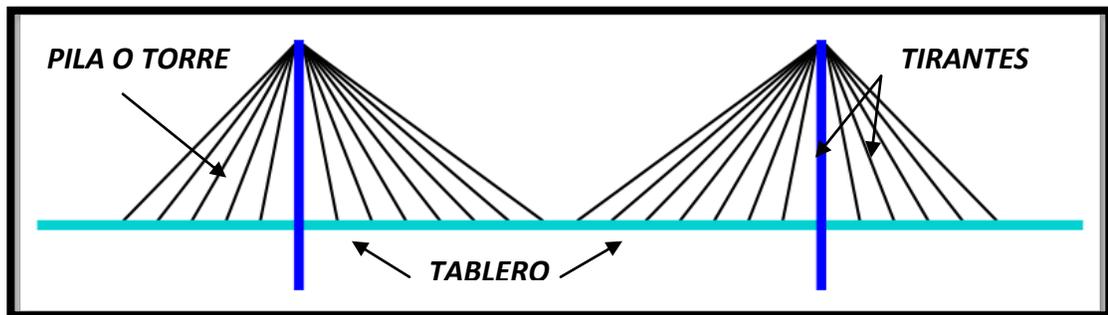


FIG. 1. 3 ELEMENTOS DE UN PUENTE ATIRANTADO. ADAPTADA ((https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_atirantado))

1.2.1 PILAS

Las pilas de los grandes puentes atirantados con planos de atirantamiento en ambos bordes del tablero, pueden ser de diferentes formas geométricas. La figura 1.4 muestra algunos de los tipos de pilas principalmente usadas.

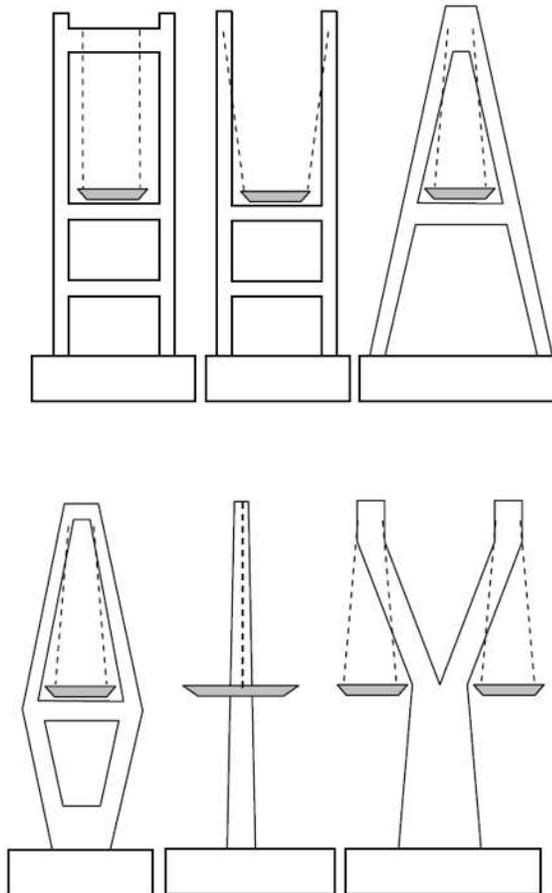


FIG. 1.4 CONFIGURACIONES TÍPICAS DE PILAS PARA PUENTES ATIRANTADOS. ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)

Las pilas pueden ser análogas a las de los puentes colgantes: dos pilas verticales o ligeramente inclinadas, unidos entre sí por vigas horizontales o travesaños. Comúnmente se conocen como pilas tipo “H”.

Si los tirantes están contenidos en planos inclinados, la solución clásica es la pila en forma de “A”, que se ha utilizado con frecuencia, desde los primeros puentes atirantados hasta los actuales.



FIG 1.5 PILA EN TIPO "A" (<http://puentes.galeon.com/tipos/imgtipos/pontst1.jpg>)

A partir de la torre en “A” caben muchas variantes, que se han utilizado en distintos puentes:

- a) La “A” prolongada superiormente con un pilar vertical, que es la torre en “Y” invertida. Este tipo de pila es la que fue utilizada en el puente “Baluarte Bicentenario” ubicado en la autopista Durango-Mazatlán.
- b) La “A” cerrada bajo el tablero para reducir el ancho total de la base, forma que se ha llamado en diamante y que se puede combinar con la anterior, es decir, un diamante prolongado por un pilar.
- c) La “A” sin cerrar en la parte superior, rematada con una o varias riostras horizontales que unen los pilares inclinados que forman la “A”.

1.2.2 TIRANTES

El número de tirantes está en función de la longitud del puente y de la longitud de los claros entre tirantes.

En los puentes atirantados actuales el número de tirantes es mucho mayor que en los iniciales; se utilizan distancias entre anclajes que varían entre cinco y veinte metros, de forma que la flexión que podemos llamar local, la debida a la distancia entre los apoyos generados por los tirantes, es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura. Si en un principio la finalidad de los tirantes era crear una serie de apoyos adicionales al tablero, para transformar un puente de claros grandes en uno de claros medios, este planteamiento ha evolucionado hasta considerar a los tirantes como un medio de apoyo casi continuo y elástico del tablero.

Los tirantes que están en forma de abanico son más eficientes que los tirantes paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz y las flexiones en la torre menores. Los paralelos se han utilizado con frecuencia cuando la compensación del tablero se divide en claros pequeños, de forma que los tirantes del claro de compensación se anclan directamente sobre pilas o muy cerca de ellas. De esta forma el atirantamiento es más rígido y las flexiones en la pila y en el claro principal disminuyen.

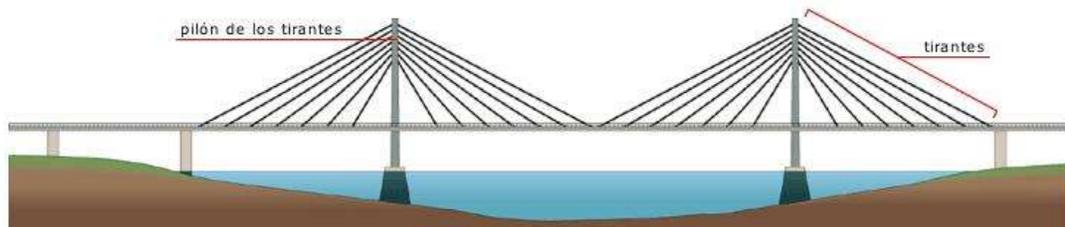


FIG. 1.6 TIRANTES EN ABANICO (<http://www.ikonet.com/es/diccionariovisual/images/esp/puentes-de-tirantes-95720.jpg>)

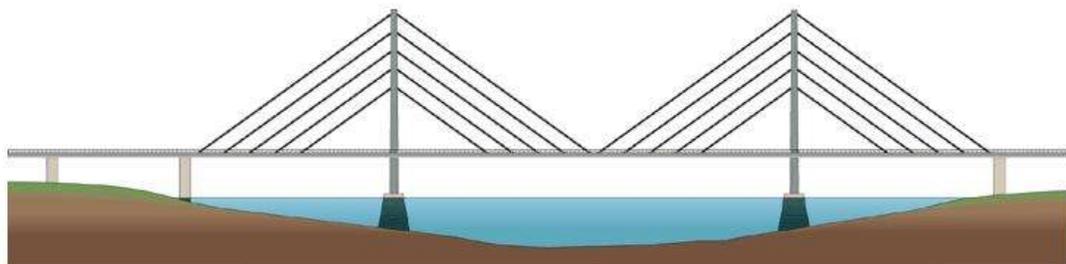


FIG. 1.7 TIRANTES EN PARALELO (<http://www.ikonet.com/es/diccionariovisual/images/esp/puentes-de-tirantes-95720.jpg>)

1.2.3 TABLERO

El tablero es un elemento fundamental en la estructura del puente atirantado porque debe resistir las componentes horizontales que le transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula.

La sección transversal del tablero depende en gran medida de la disposición de los tirantes. En los puentes atirantados con un solo plano de atirantamiento en el eje, generalmente es un cajón cerrado con voladizos laterales, y en los puentes atirantados con dos planos de atirantamiento en los bordes, generalmente está formada por dos vigas longitudinales situadas en los bordes del tablero, enlazadas entre sí por vigas transversales. Sin embargo tanto en uno como en otro sistema de atirantamiento caben diferentes variantes de la sección transversal; incluso, se puede llegar a invertir las secciones, es decir, utilizar el cajón único cerrado en un puente con doble plano de atirantamiento, y por el contrario, el doble cajón, unido por vigas transversales con plano único de tirantes.

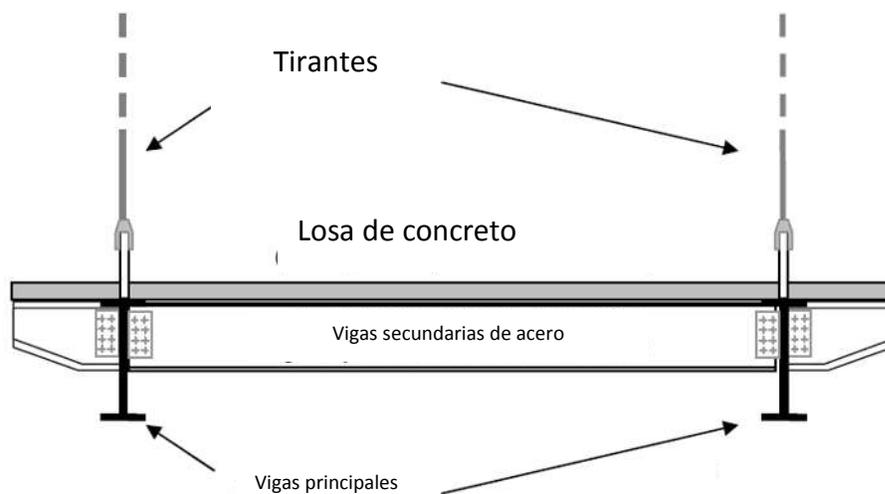


FIG. 1.8 SECCIÓN TIPO DE UN PUEBTE CON DOS PLANOS DE ATIRANTAMIENTO. ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)

1.3 TIPOS DE CONEXIÓN DE PILAS CON EL TABLERO

Una parte fundamental en el funcionamiento de un puente atirantado es que solución tomar para la conexión de las pilas con el tablero, generalmente son tres las opciones más comunes: (a) no tener conexión de la pila con el tablero, lo que generalmente conocido como un tablero flotante, (b) conectar ambos miembros por medio de elementos estructurales rígidos, (c) tener una conexión intermedia entre las dos anteriores, es decir un sistema más o menos rígido o incluso un dispositivo de control.

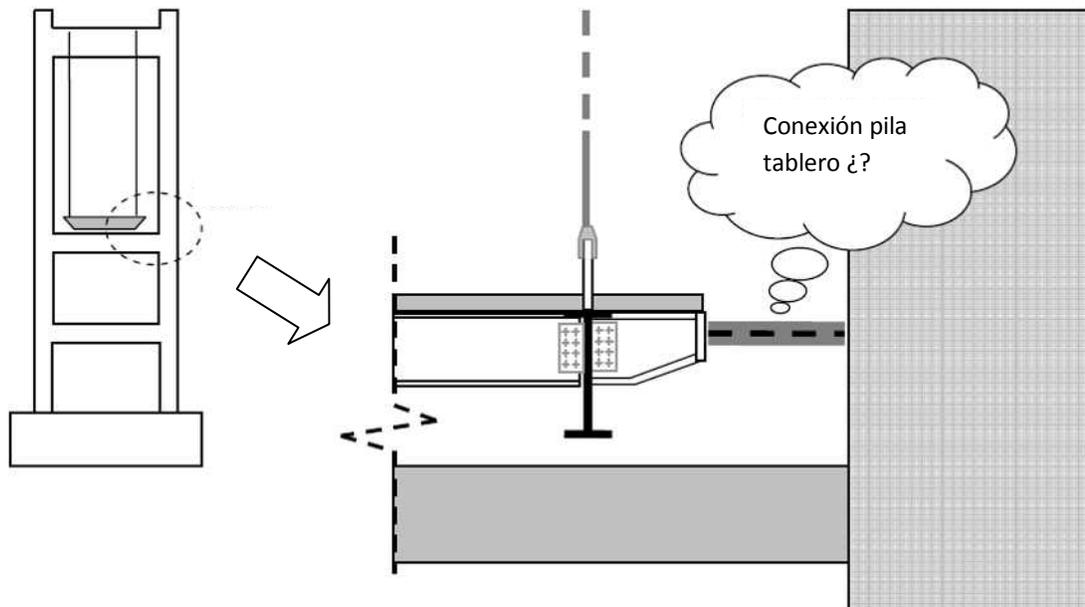


FIG. 1.9 CONSIDERACIONES DE CONEXION TABLERO-PILA. ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)

a) Si se deja sin conexión el tablero con la pila el tablero se comportará como un péndulo debido a que la mayoría de la masa del puente se distribuirá a lo largo del tablero se generaran espectros de respuesta con periodos largos.

b) Si se opta por conectar rígidamente el tablero con las pilas se obtendrán periodos más cortos pero las demandas de fuerza sobre las pilas se ven incrementadas notablemente.

c) La tercera opción es proveer a la conexión pila- tablero de ciertos elementos que funcionen como dispositivos de control los cuales pueden ser, fusibles sísmicos, amortiguadores viscosos o resortes. Estos dispositivos deben diseñarse con ciertas características propias de cada puente, las condiciones generales que deben de tener estos dispositivos es la de tener una adecuada flexibilidad y capacidad para disipar energía y absorber desplazamientos.

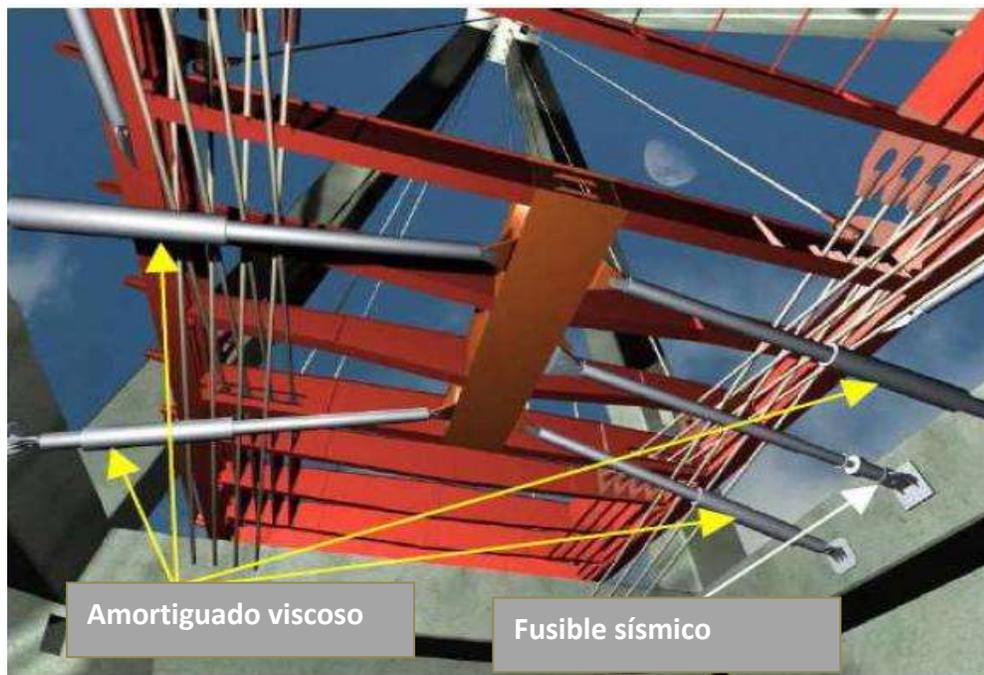


FIG. 1.10 AMORTIGUADORES VISCOSOS Y FUSIBLES SÍMICOS. (G.M. Calvi, T.J. Sullivan 2009)

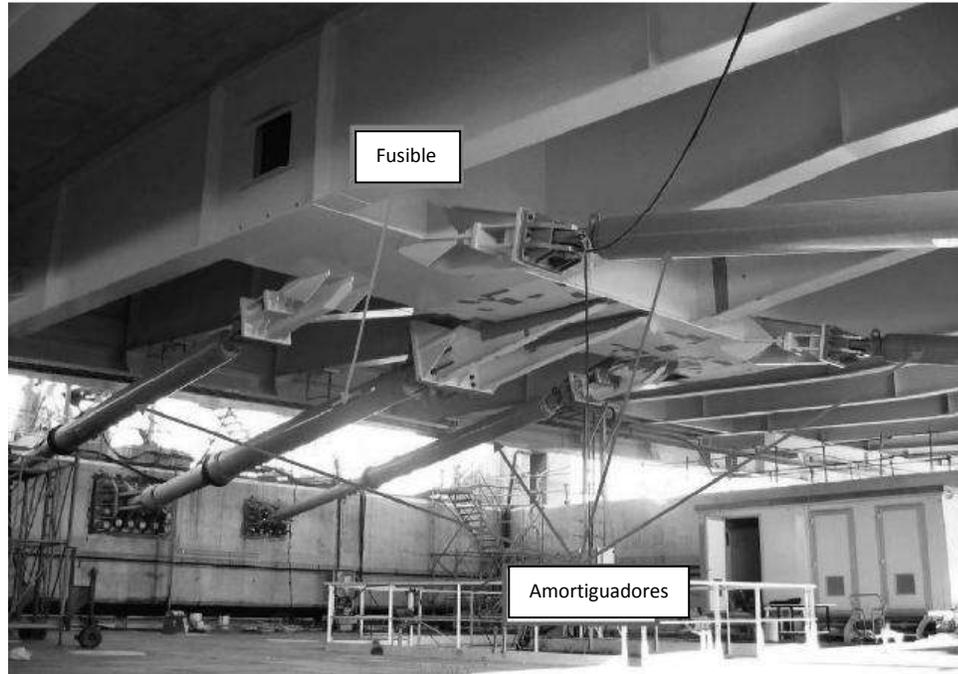


FIG. 1.11 CONEXION CON DISPOSITIVOS DE CONTROL (AMORTIGUADORES Y FUSIBLES SÍSMICOS). ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)

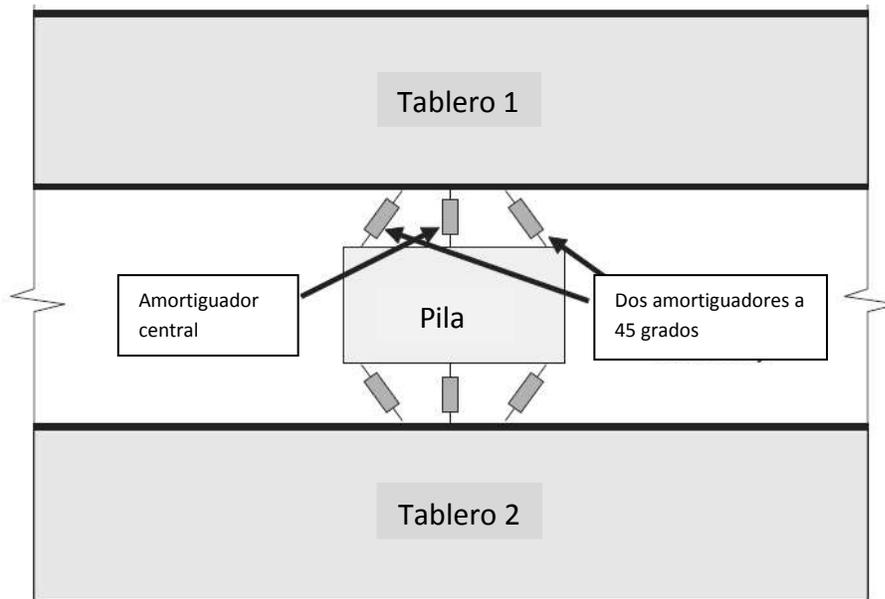


FIG. 1.12 CONEXIÓN TIPO EN PUENTE DE GUAYAQUIL. ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)

1.4 ¿CÓMO TRABAJAN LOS PUENTES ATIRANTADOS?

El funcionamiento básico de un puente atirantado es simple, el objetivo es lograr que las fuerzas de tensión y compresión sean compensadas y los esfuerzos de flexión generados por las fuerzas laterales sean soportados por las pilas y las vigas del tablero. El concepto general es que el tablero sea sostenido por los cables los cuales transmiten esa fuerza a las pilas las cuales la absorben en forma de compresión y de flexión. El tablero también debe resistir tanto fuerzas de compresión como de flexión, generadas por las cargas debidas al tránsito sobre el puente, logrando así un sistema cíclico que mantiene el equilibrio desde un concepto considerablemente simple.

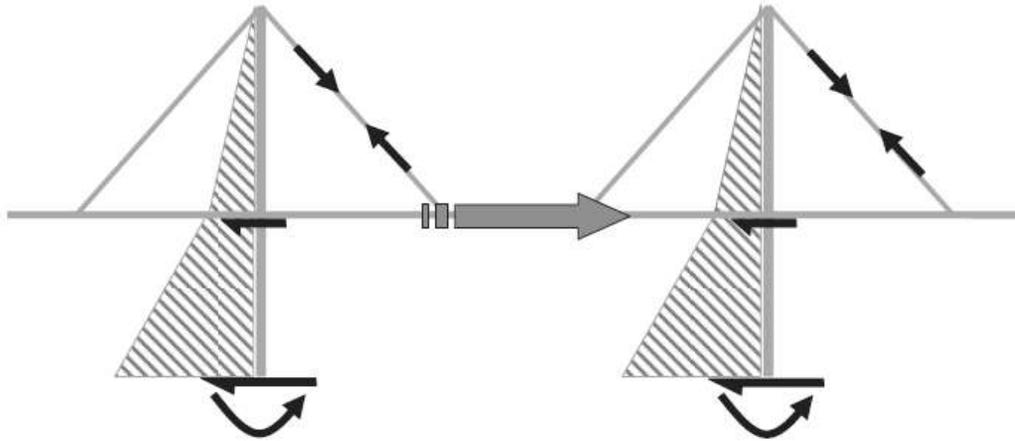


FIG. 1.13 ELEMENTOS MECÁNICOS EN UN PUENTE DEBIDO A CARGAS GRAVITACIONALES Y A CARGAS LATERALES. ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)

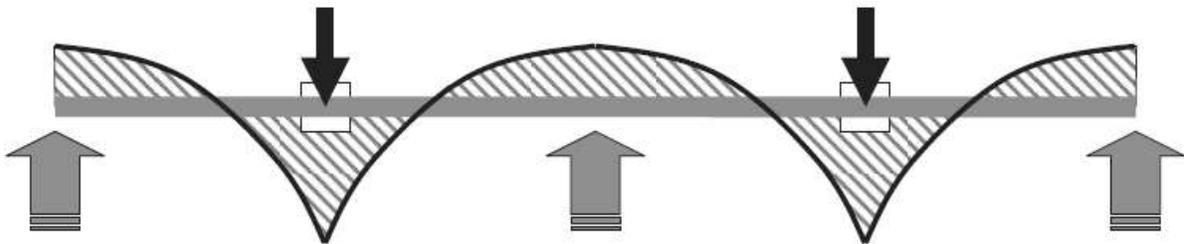


FIG. 1.14 ELEMENTOS MECÁNICOS EN EL TABLERO DEBIDO A LAS CARGAS TRANSVERSALES. ADAPTADA (Calvi, G. M., Sullivan, T. J. and Villani, 2010)



1.5 CONDICIONES DE ANÁLISIS Y FACTORES QUE CONTRIBUYEN AL COMPORTAMIENTO NO LINEAL

El análisis no lineal de puentes ha ganado popularidad en los años recientes debido a la necesidad de evaluar el comportamiento bajo cargas sísmicas u otro tipo de cargas. Generalmente las filosofías de diseño permiten un comportamiento en el cual la estructura pueda sufrir daño sin colapsar. Para poder determinar el comportamiento de la estructura con cierto tipo de daño es necesario realizar un análisis no lineal ya que una vez que la estructura se daña comienza a comportarse no linealmente, incluso puede comportarse no linealmente aún sin ningún tipo de daño debido a la naturaleza de la estructura (por ejemplo un cable en un puente atirantado).

Cuando el comportamiento de una estructura no cumple con las hipótesis principales de un comportamiento lineal, las cuales son: que el material es elástico es decir que existe una relación lineal entre deformaciones y esfuerzos además de que dichas deformaciones son pequeñas, se dice que la estructura tiene un comportamiento no lineal.

La no linealidad se clasifica en: la no linealidad del material y la no linealidad geométrica.

En puentes existen varios factores que pueden contribuir al comportamiento no lineal como son:

No linealidad del material, no linealidad geométrica y efectos de segundo orden ($P-\Delta$), la interacción suelo estructura, cierra o apertura de juntas (“gap”, “hook”), formación de articulaciones plásticas, y los efectos debido al tiempo como son la contracción y el flujo plástico del concreto.

1.5.1 NO LINEALIDAD DEL MATERIAL

La no linealidad del material se refiere a que las deformaciones en la estructura sobrepasan las deformaciones permitidas por el material en el límite elástico y a partir de allí deja de existir esa relación lineal entre deformaciones y esfuerzos.

Para incorporar la no linealidad del material del material en los análisis es necesario tomar en cuenta distintos modelos o curvas idealizadas esfuerzo-deformación. Para el caso del concreto estructural existen dos posibilidades de curvas de esfuerzo-deformación, la del concreto confinado y la del concreto no confinado, es necesario hacer esta diferenciación debido a que se ha observado mediante pruebas experimentales que el esfuerzo último en elementos que tienen confinamiento se ve incrementado a medida de que la separación entre estribos es menor. En la figura 1.15 se muestra la curva idealizada del concreto confinado y el concreto no confinado.

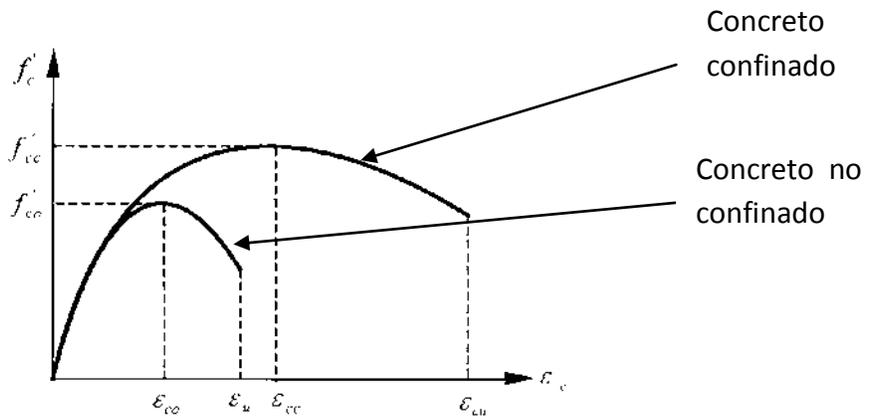


FIG. 1.15 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DE CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO (Park R., Paulay T., 1988)

1.5.2 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA

La no linealidad geométrica se refiere a los efectos $P-\Delta$ y a los grandes desplazamientos. El primer aspecto se describe en el siguiente apartado, ya que se observaron cambios en la respuesta del puente al considerar este efecto. Por lo que toca a los grandes desplazamientos, es decir que las deformaciones en el material son pequeñas pero los desplazamientos en la estructura en general son grandes, no se observaron cambios al considerar su efecto, motivo por el cual no se comenta en adelante este fenómeno.

1.5.3 EFECTOS $P-\Delta$

Los efectos $P-\Delta$ o efectos de segundo orden se refieren a la configuración de la estructura una vez que sufre una deformación y su efecto en el planteamiento del equilibrio. A partir de la configuración deformada se debe de plantear nuevamente el equilibrio. Los efectos $P-\Delta$ se refiere a la influencia de la fuerza axial que al aplicarse produce un desplazamiento en el elemento.

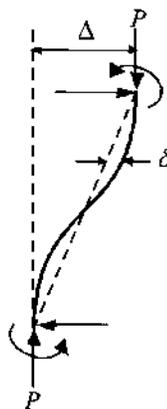


FIG. 1.16 EFECTOS $P-\Delta$

1.5.3 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

La interacción del suelo con la estructura (cimentación) es un problema complejo de modelar existen dos principales formas de realizar modelos para este tipo de fenómeno.

La primera consiste en modelar directamente el suelo como un volumen en el cual son aplicadas las fuerzas sísmicas y estas se transmiten a la estructura según las propiedades con las que se haya modelado el suelo.

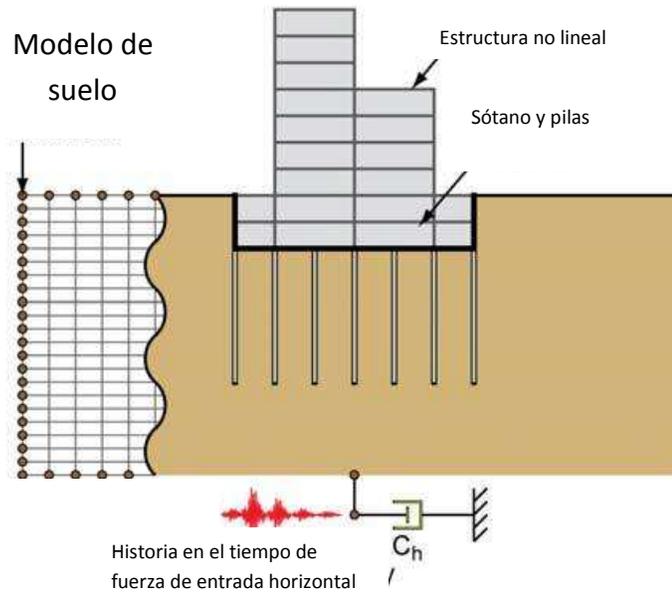


FIG. 1.17 MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (VOLUMEN DE SUELO). ADAPTADA (Gregory G. Deierlein et al., 2010)

La segunda es mediante una simplificación del suelo, el cual puede ser representado mediante un sistema de amortiguadores y resortes que están conectados directamente a la cimentación de la estructura a analizar.

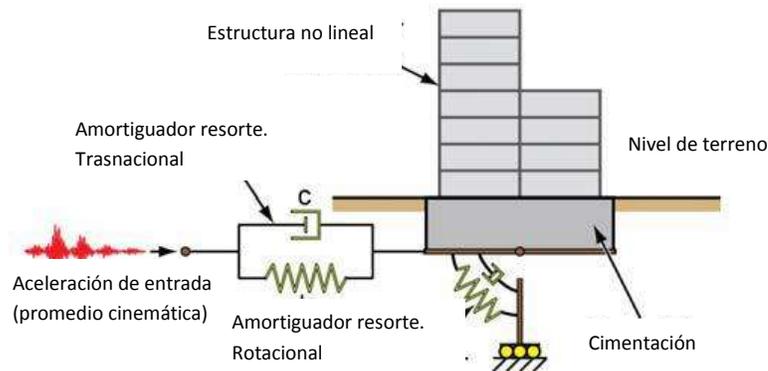


FIG. 1.18 MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (AMORTIGUADOR- RESORTE). ADAPTADA (Gregory G. Deierlein et al., 2010)

1.5.4 ARTICULACIONES PLÁSTICAS

Una articulación plástica es una región definida en un elemento estructural en donde todas sus fibras alcanzan el límite plástico y se forma así una región en donde el elemento puede girar libremente. Las articulaciones plásticas en un puente pueden formarse en las columnas en donde la demanda sísmica es muy grande debido a su gran altura y a su gran masa.

Cuando se forman las articulaciones plásticas en un elemento estructural claramente tiene un comportamiento inelástico, es por ello de fundamental importancia considerar este tipo de efectos en los análisis.

Existen varias formas de modelar estas zonas del elemento donde se tiene un comportamiento plástico, las cuales son los modelos de plasticidad concentrada y los modelos de plasticidad distribuida.

1.5.5 PLASTICIDAD CONCENTRADA

Los modelos de plasticidad concentrada son los más simples de representar, solo consisten en un modelo en donde en un región de longitud cero (es decir un punto) se representa el comportamiento plástico mediante un articulación plástica-rígida, o bien mediante un resorte inelástico.

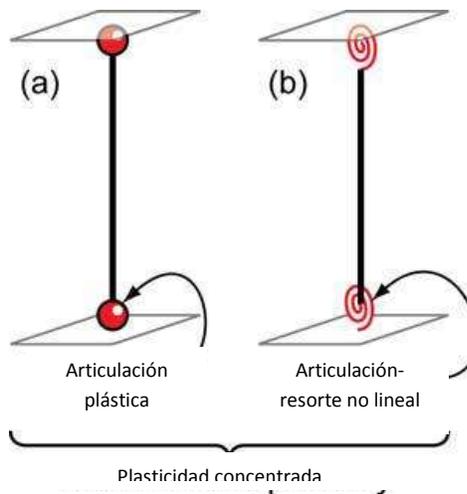


FIG. 1.19 MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA. ADAPTADA (Gregory G. Deierlein et al., 2010)

1.5.6 PLASTICIDAD DISTRIBUIDA

La plasticidad distribuida es una manera más eficiente de representar las zonas plásticas ya que consiste en distribuir las zonas plásticas a lo largo del elemento.

Estas representaciones pueden modelarse mediante zonas con una longitud definida y bien acotada donde se asume que se tendrá el comportamiento plástico.

Una variación en el modelaje de este tipo de formulación es mediante la utilización de elementos fibra que se van distribuyendo a una cierta longitud a lo largo del elemento. Estos elementos fibra son una representación plana de la zona inelástica del elemento.

La forma más precisa de poder modelar este tipo de formulación es mediante el uso de elementos finitos la cual consiste en representar el elemento estructural mediante un número determinado de elementos (malla) que representa cada una de las secciones del elemento. A pesar de ser la manera más precisa de representar el comportamiento plástico, ya que a los elementos se les dan propiedades que abarcan desde el comportamiento elástico hasta el plástico, en ocasiones los modelos mediante el uso de elementos finitos suelen ser bastante complejos por lo cual requiere un mayor tiempo para su análisis. Es por ello que regularmente se simplifican ciertas zonas mediante el uso de los modelos antes mencionados.

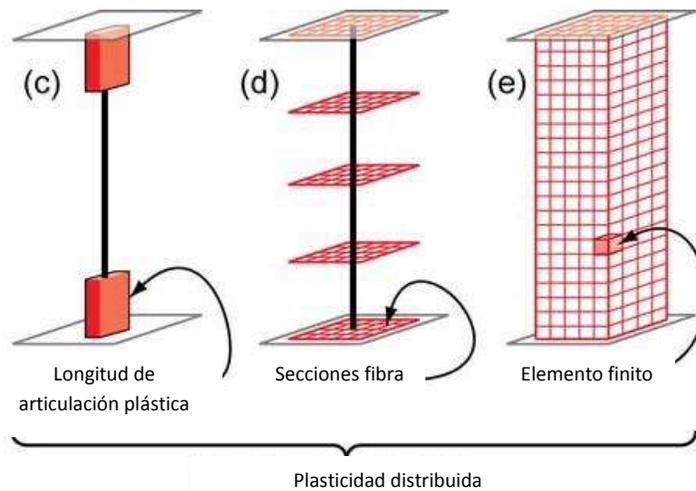


FIG. 1.20 MODELO DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA. ADAPTADA (Gregory G. Deierlein et al., 2010)

1.5.7 CONTRACCIÓN Y FLUJO PLÁSTICO

Flujo plástico

La contracción y flujo plástico en el concreto genera comportamiento no lineal en las estructuras a lo largo del tiempo.

El concreto sometido a esfuerzos sufre con el tiempo un aumento gradual de deformación debido al flujo plástico, la deformación final del flujo plástico puede ser varias veces mayor que la deformación inicial elástica. El flujo plástico tiene poco efecto en la resistencia de la estructura, sin embargo provoca una redistribución de esfuerzos en los elementos y provoca deflexiones mayores.

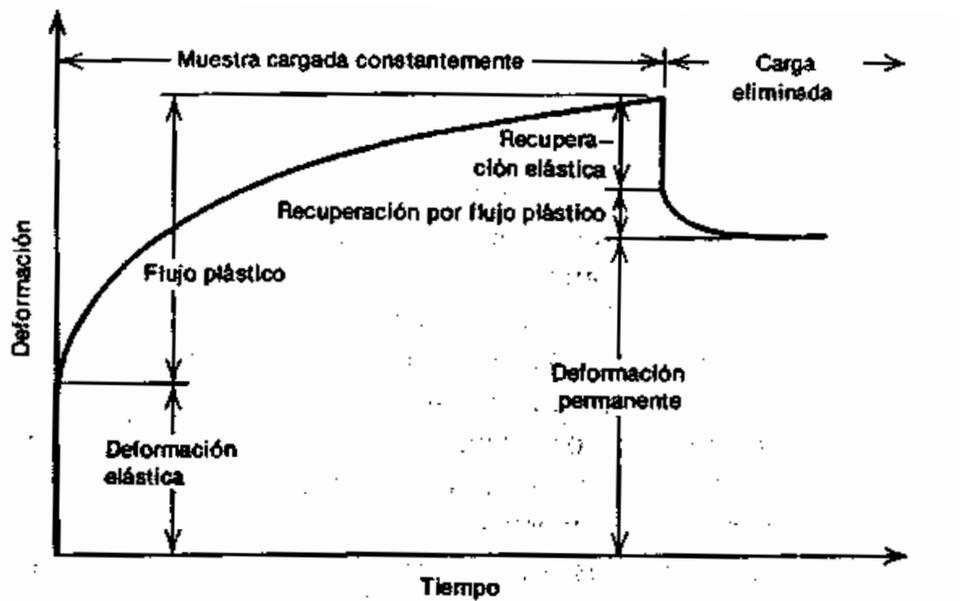


FIG. 1.21 DEFORMACIÓN POR FLUJO PLÁSTICO (Park R., Paulay T., 1988)

En la figura 1.21 se muestra una gráfica de la deformación de una muestra de concreto sometida a una carga constante, se observa que la deformación por flujo plástico es bastante considerable respecto a la deformación elástica en el tiempo donde la carga es aplicada, cuando la carga se deja de aplicar la muestra tiende a disminuir la deformación hasta una deformación permanente.

Para calcular el flujo plástico existen fórmulas que están en función del tiempo y condiciones a las que se encuentra el concreto (tiempo de la carga, edad, temperatura, humedad, etcétera).

Contracción

El concreto se contrae cuando pierde humedad por la evaporación debido al calor que se genera cuando comienza el proceso de fraguado. Estas deformaciones causadas por la contracción son independientes del estado de esfuerzos en el concreto. Estas deformaciones pueden provocar agrietamiento en el concreto, lo cual puede generar que las deflexiones en los miembros estructurales sean mayores.

En gran medida la contracción del concreto es un fenómeno reversible debido a que si después de haberse contraído se satura, el concreto tenderá a volver a su volumen original. Esto también ocurre bajo cambios de temperatura por ejemplo, en un lugar donde la temperatura sea muy baja por las noches el concreto se contraerá pero si en el día las temperaturas son altas el concreto se dilata y tenderá a volver a su volumen original.

Este fenómeno es el causante de las deflexiones fluctuantes en estructuras que están expuestas a estos cambios de temperatura. En las pilas y en el tablero de puentes de concreto estas deformaciones pueden ser bastante considerables debido a las dimensiones mismas del puente.

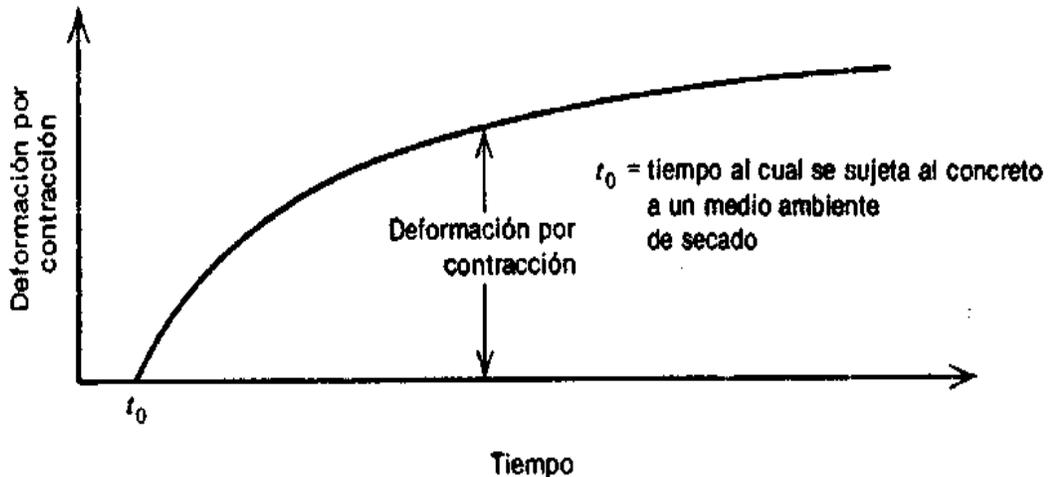


FIG. 1.22 CURVA DE DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN (Park R., Paulay T., 1988)

En la figura 1.22 se muestra la curva típica de deformación del concreto debido a la contracción y su función con el tiempo.



CAPÍTULO 2

ANÁLISIS EVOLUTIVO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PUENTE EN ESTUDIO

Las características del puente en estudio son similares a las del puente Baluarte Bicentenario, la estructura cuenta con doce apoyos principales con un total de once claros que conforman dos segmentos estructurales, el primero de ellos tiene una longitud de 432m y es de acero y el segundo construido de concreto con una longitud de 692m.

El sistema de tirantes utilizado es de abanico con un total de 152 tirantes, de 280 m de máxima longitud. Los tirantes están formados desde 20 hasta 40 torones.

El pilón más alto del puente es el numero 5 con una altura total de 169m, tiene una sección de 18x8.56 m en la parte inferior y se reduce a 8x4.10 m en la parte superior.

TABLA 2.1 CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS GENERALES DEL PUENTE EN ESTUDIO

LONGITUD TOTAL	1124 m
CLARO PRINCIPAL	520 m
ANCHO TOTAL	20 m
NÚMERO DE APOYOS	12
NÚMERO DE CLAROS	11
LONGITUD DE LA ESTRUCTURA DE ACERO	432 m
LONGITUD DE ESTRUCTURA DE CONCRETO	692 m
ALTURA DE PILONES	101
ALTURA MÁXIMA DE PILAS	148
TIPO DE ATIRANTAMIENTO	abanico
NUMERO DE TIRANTES	152
LONGITUD MÁXIMA DE TIRANTES	280 m
PENDIENTE LONGITUDINAL	5%



En la figura 2.2 se muestra la configuración de la geometría del pilón 1, se puede observar que la pila tiene una forma de diamante y que en la parte superior tiene dos secciones para atirantamiento, cabe destacar que el modelado del puente se hizo con las mismas secciones transversales para los dos pilones la única diferencia entre los pilones 1 y 2 es su altura, 169 y 148.5 m respectivamente.

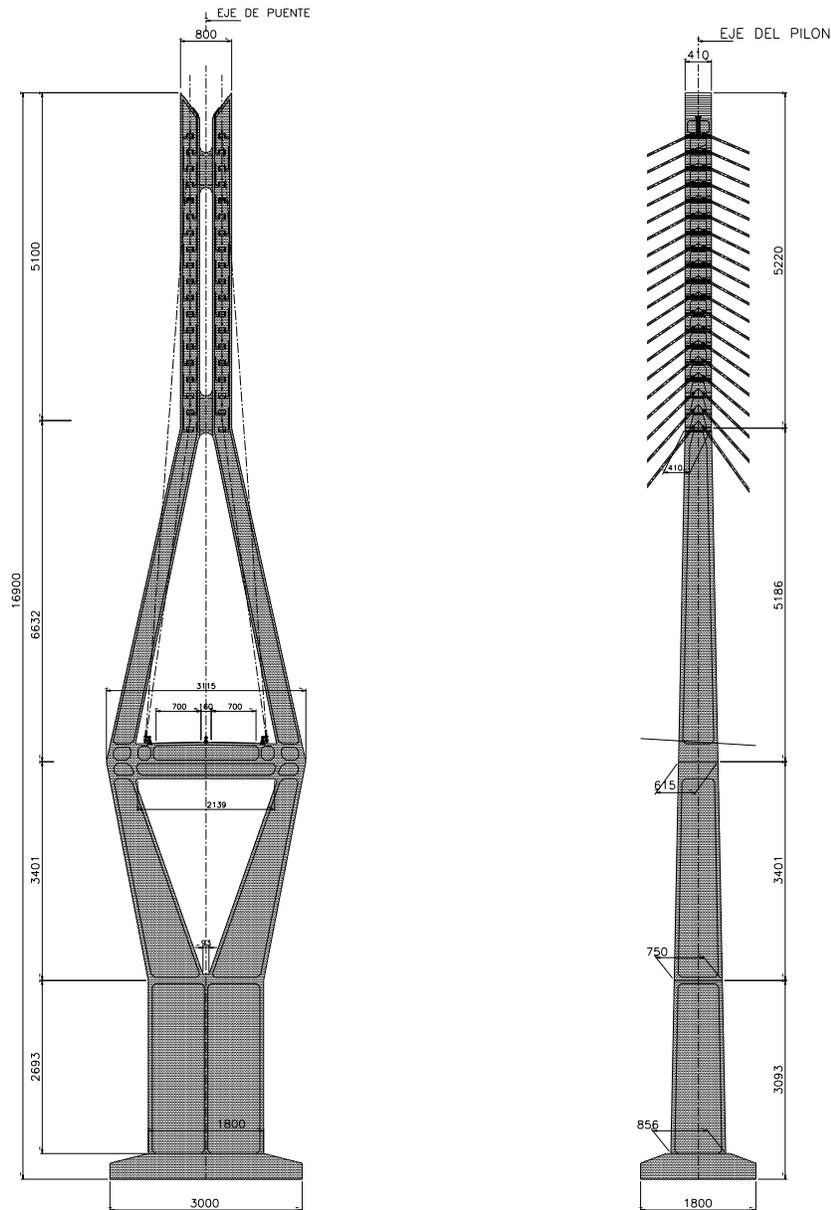


FIG. 2.2 PILÓN NUMERO 1. ADAPTADA (Sánchez, 2012)



2.2 GEOMETRÍA DEL TABLERO

El tablero está conformado por dos tipos de secciones, una de concreto y una de acero. La sección de concreto está formada por dos vigas cajón laterales de concreto de 3.40m de altura 2.80m de ancho y 0.50m de espesor, la parte central está formada por una viga de acero de 1.50m de peralte que une las dos vigas cajón, la superficie de rodamiento esta soportada por una losa de concreto de 0.30m de espesor (losa acero), el tablero cuenta con 2 planos de atirantamiento los cuales van anclado a las vigas laterales.

La sección de acero está formada por 2 vigas de acero laterales de 2.40 m de peralte, de igual manera que el anterior unidas mediante una viga de acero de 1.50 m de peralte, la losa es igual que la anterior.

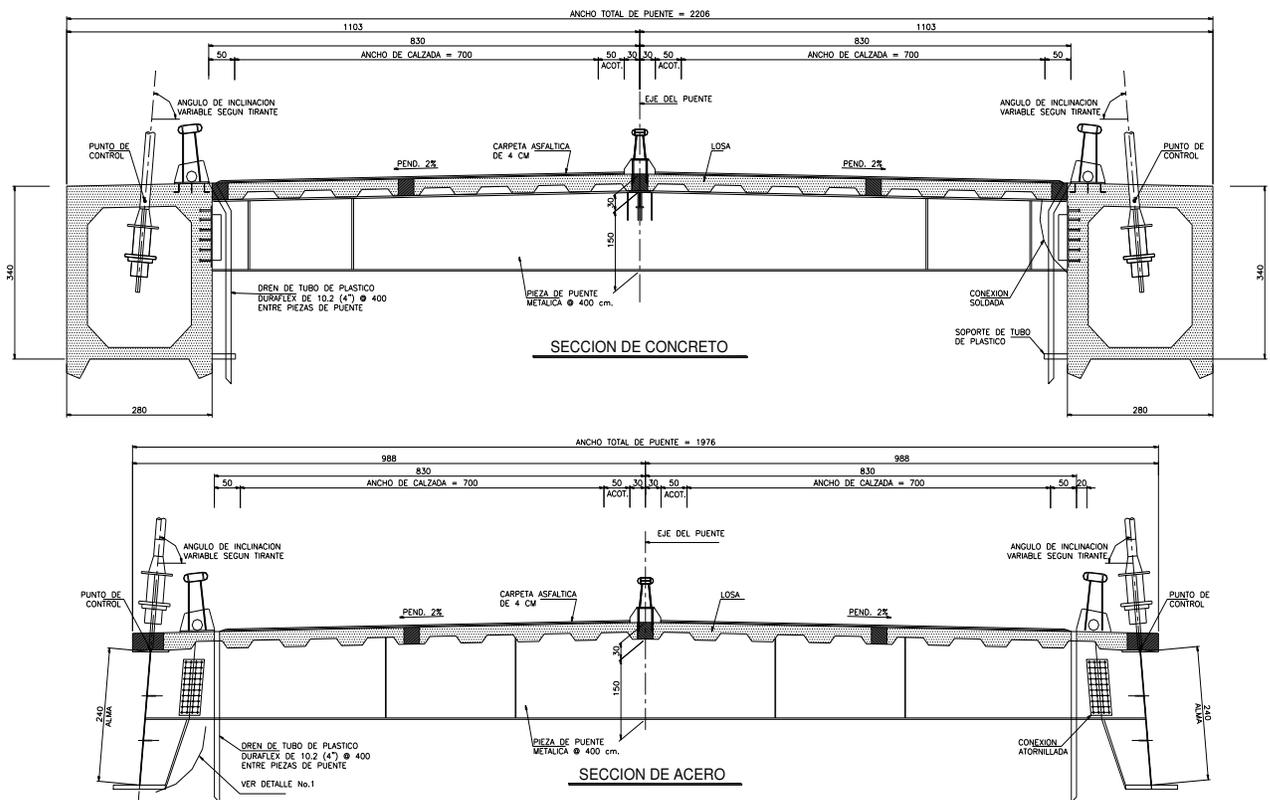


FIG. 2.3 GEOMETRÍA DEL TABLERO. SECCIÓN DE 1 A 5 Y SECCIÓN 6 A 12 EN LA PARTE SUPERIOR. SECCIÓN EN EL CENTRO DEL PUENTE EN LA PARTE INFERIOR. ADAPTADA (Sánchez, 2012)

2.3 MODELADO DEL PUENTE

Para el modelado del puente en estudio se utilizó el programa de análisis estructural SAP 2000 en su versión 17.

Algunos datos de geometría no se obtuvieron por lo cual se optó por asignar ciertas características geométricas deliberadamente a criterio de los autores.

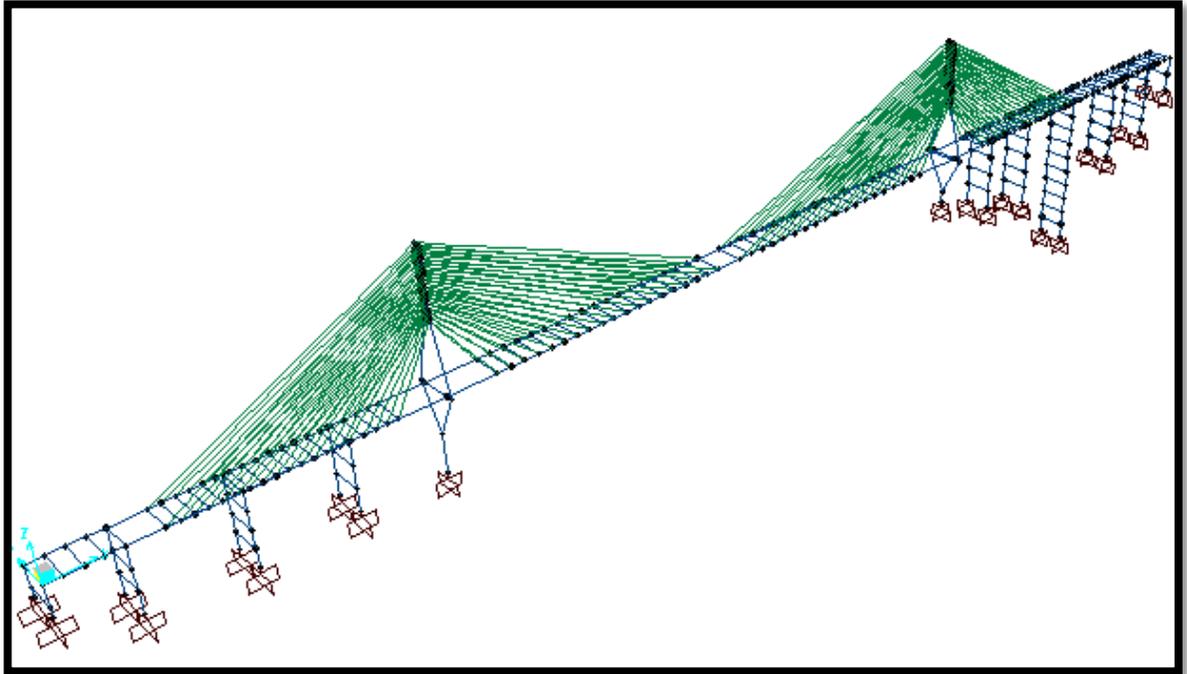


FIG. 2.4 ELEMENTOS TIPO BARRA PARA PILAS Y VIGAS

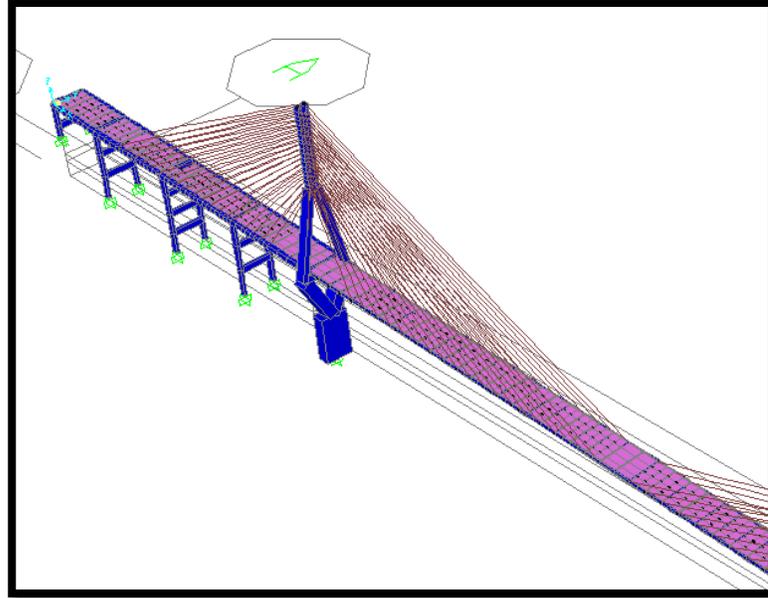


FIG. 2.5 ELEMENTOS TIPO SHELL PARA LOSA DE TABLERO

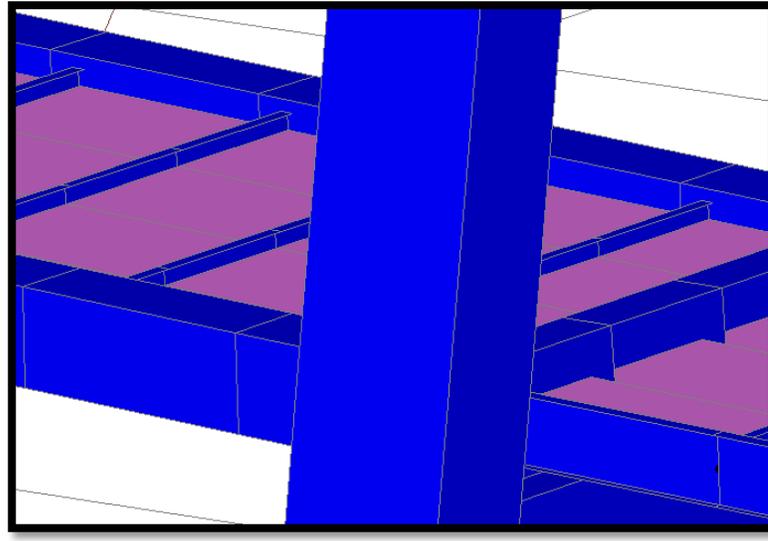


FIG. 2.6 CAMBIO DE SECCIÓN DEL TABLERO

2.4 ANÁLISIS EVOLUTIVO

Para realizar el análisis evolutivo del puente, se analizaron las diferentes etapas de carga en las que el puente se ve sometido durante su construcción.

El sistema constructivo que se analizó consiste en el lanzamiento de segmentos sucesivos del tablero partiendo desde las pilas hacia el centro del claro del puente. Se analizaron 19 etapas constructivas además del puente terminado. Los análisis se realizaron con peso propio y una carga en el extremo del segmento producida por el carro de avance (140 toneladas distribuidas en 6 nodos) a manera de verificar los esfuerzos en las pilas en cada una de las diferentes etapas.

En el modelo analizado, del cual se partirán los análisis sucesivos, no se tiene conexión directa entre el tablero y las pilas, es decir, el tablero permanece flotando sobre la pila sostenido únicamente por los tirantes. Cabe destacar que se agregó un par de tirantes en cada pila los cuales conectan de manera vertical el tablero con la pila.

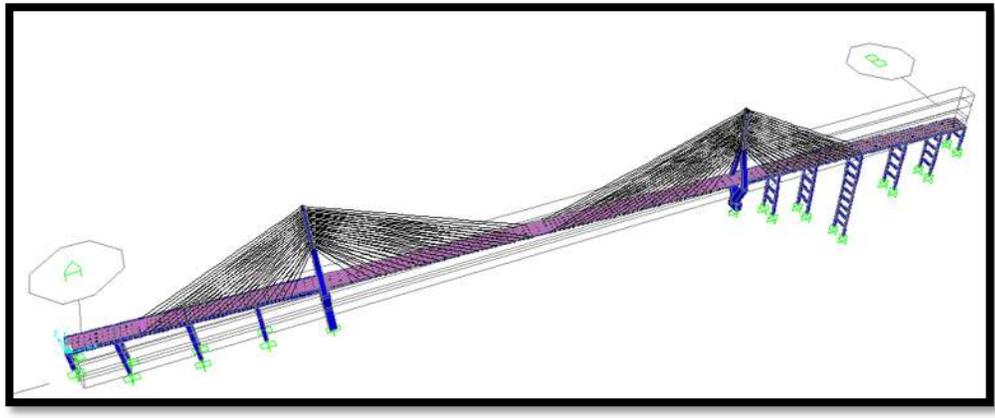


FIG. 2.7 VISTA PUENTE TERMINADO

En las figuras 2.8, 2.9, 2.10 se muestran las etapas 18, 8 y 1 respectivamente. Se muestran así sólo con fines ilustrativos. Cabe resaltar que se realizaron los análisis de todos los modelos de las distintas etapas de desmontaje.

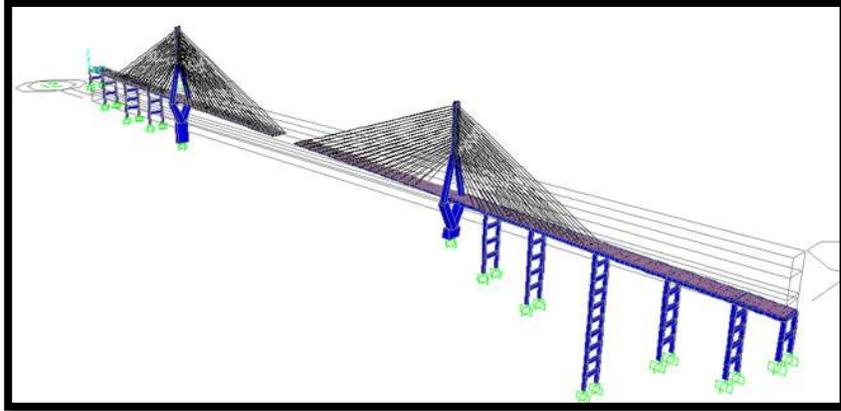


FIG. 2.8 MONTAJE DEL PUENTE ETAPA 18

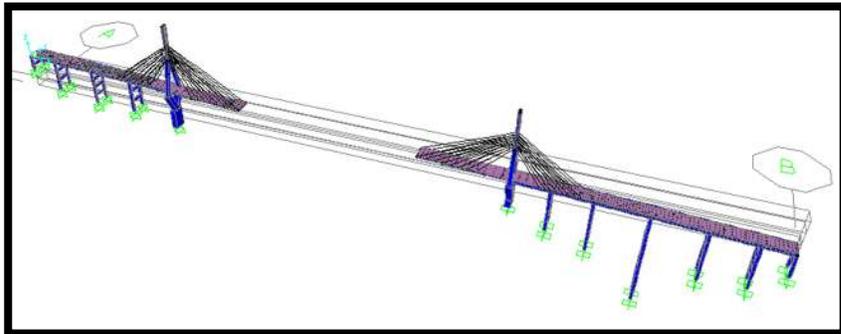


FIG. 2.9 MONTAJE DEL PUENTE ETAPA 8

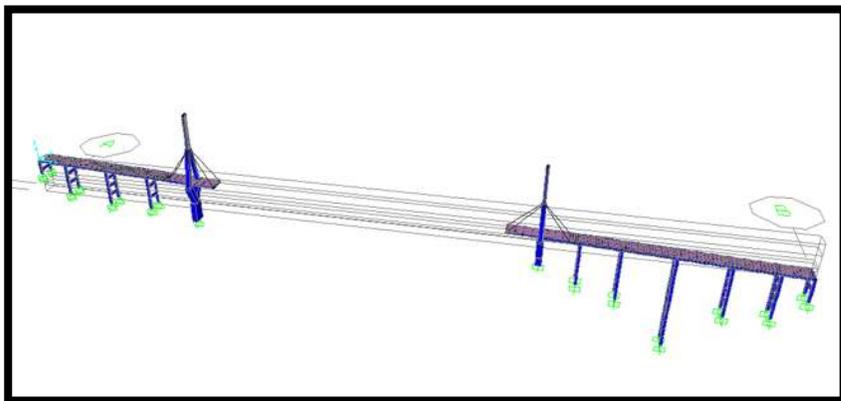


FIG. 2.10 MONTAJE DEL PUENTE ETAPA 1

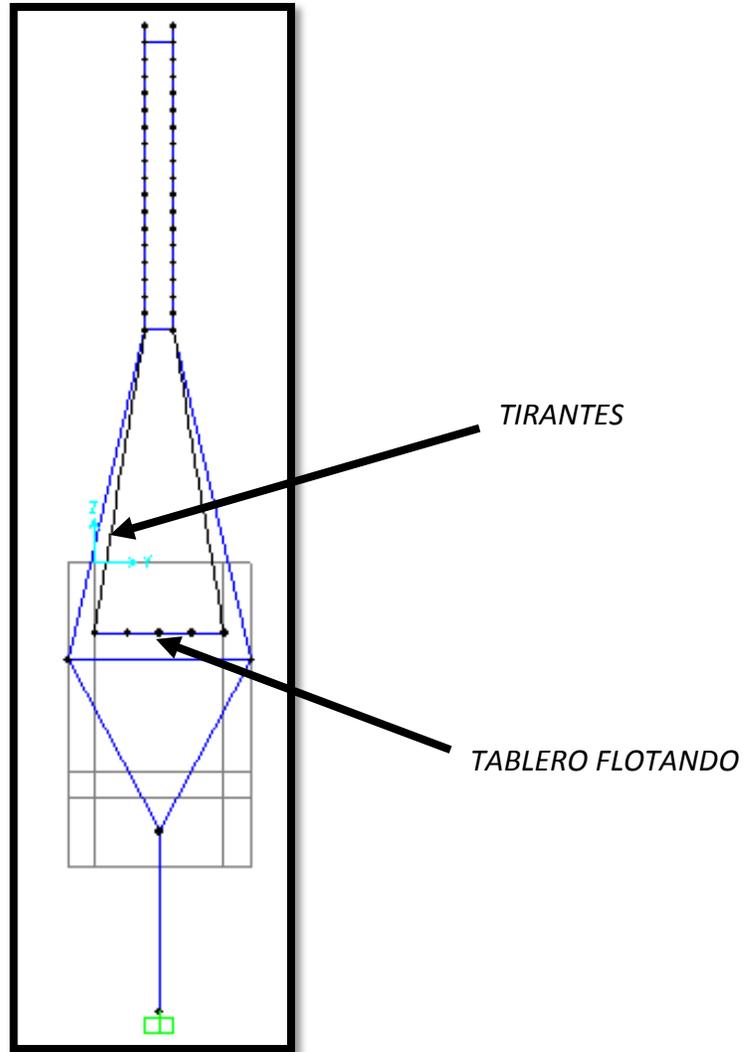


FIG. 2.11 MODELO DE PILA Y SU VINCULACIÓN CON EL TABLERO



Se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los análisis en cada una de las etapas del análisis evolutivo. La tabla 2.2 muestra los elementos mecánicos máximos en el pilón 2 y su desplazamiento máximo en la cima.

TABLA 2.2 ELEMENTOS MECÁNICOS Y DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN ETAPAS CONSTRUCTIVAS PILÓN 1

ETAPA	P	ELEMENTOS MECÁNICOS MAXIMOS			DESPLAZAMIENTOS (m)		
		MOMENTO @ "z" (t-m)	TORSION (t-m)	CORTANTE (t)	X	Y	Z
1	-17722.60	5285.32	0.039928	-62.34	0.037092	1.10E-05	-0.010764
2	-18694.47	8552.7858	0.45379	-89.87	0.069021	1.00E-05	-0.011526
3	-19409.84	8927.5706	0.49019	-81.3164	0.084232	1.70E-05	-0.01235
4	-20144.28	8830.0000	0.4632	-69.09	0.096976	3.40E-05	-0.013246
5	-20891.26	8154.84481	0.4524	-55.048	0.101637	6.00E-05	-0.014218
6	-21664.43	7113.9288	0.45131	-42.9408	0.096962	9.60E-05	-0.015266
7	-22458.45	6062.9534	0.45079	-35.8878	0.085456	0.000141	-0.016394
8	-23266.20	5252.4523	0.40158	-33.3928	0.072893	0.000193	-0.0176
9	-24077.94	4708.1337	0.45289	-31.5673	0.066086	0.000255	-0.018882
10	-26892.91	4238.19915	0.50203	-27.1394	0.065915	0.000325	-0.020244
11	-25703.02	3654.87864	0.52384	-17.0637	0.073899	0.000399	-0.021674
12	-26523.88	3079.181	0.51859	-8.2306	0.080035	0.000475	-0.023186
13	-27362.99	2689.32739	0.49797	-6.2202	0.076762	0.000549	-0.024785
14	-28220.49	2598.14354	0.47274	-12.6607	0.06227	0.000618	-0.026474
15	-29092.03	2799.47699	0.44895	-25.5624	0.039845	0.000679	-0.028251
16	-29972.51	3191.04075	0.42862	-41.1008	0.015497	0.000727	-0.030114
17	-30858.46	3629.93978	0.4117	-55.3693	-0.00454	0.000757	-0.032063
18	-31748.70	3990.36117	0.39734	-65.7231	-0.016236	0.000765	-0.034097
19	-32644.00	4218.77851	0.54374	-71.8086	-0.019917	0.000666	-0.036218
Terminado	-32817.26	-6223.37526	1.58	42.42	-0.108768	0.000611	-0.03681

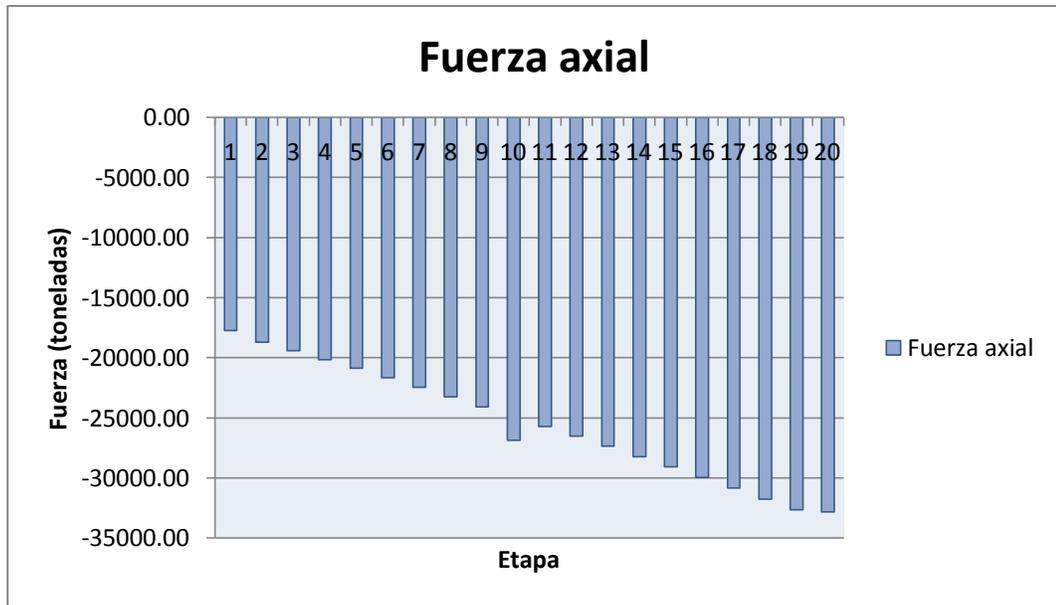


FIG. 2.12 FUERZA AXIAL EN EL PILÓN 2 EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

Se puede observar en la figura 2.13 que el momento en el pilón 2 cambia de signo en la etapa final del puente. Esto se debe a que la tensión en los cables en el lado del pilón 1 provoca una contra flecha en el tablero en el voladizo del pilón 1. Al momento de conectarse los dos voladizos la contra flecha del lado del pilón 1 afecta al tablero del lado del pión 2 provocando que se disminuyan las tensiones en los tirantes del pilón 2 por lo cual el desplazamiento cambia de signo también, cambia la curvatura de la pila y por ende cambia el signo del momento.

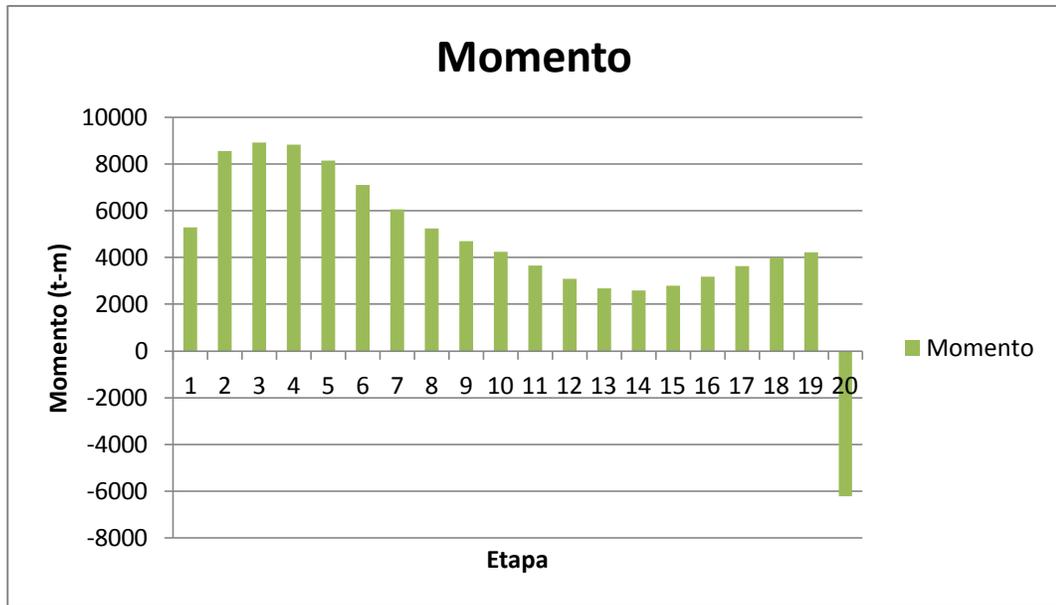


FIG. 2.13 MOMENTO EN LA BASE DEL PILÓN 2 EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

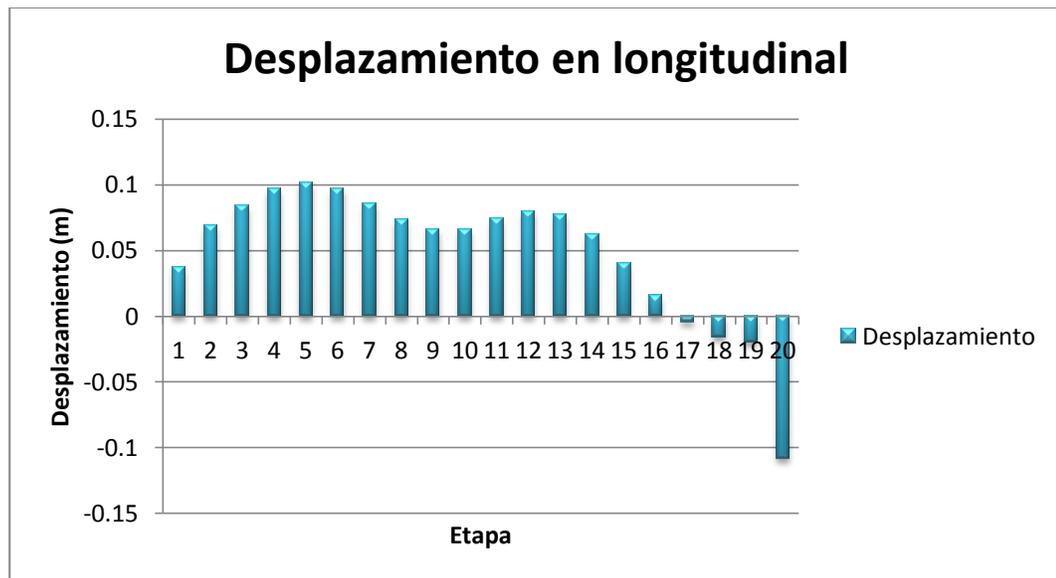


FIG. 2.14 DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN LA CIMA DEL PILÓN 2 EN LAS DIFERENTES ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

También se observó que al realizar análisis lineales sin efectos P-Δ es necesaria una fuerza de tensión mayor en los tirantes para controlar la flecha del tablero en los voladizos. Los resultados mostrados en este capítulo son de análisis no lineales con efectos P-Δ.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO DE DISTINTAS TIPOLOGÍAS

En este capítulo se muestran los análisis sísmicos del puente en estudio con diferentes registros para incluir las frecuencias dominantes de los acelerogramas en todo el espectro de periodos de interés.

3.1 ANALISIS MODAL ESPECTRAL

En primer lugar se realizó un análisis sísmico modal espectral, el cual consiste en someter a un análisis sísmico mediante el uso de un espectro de respuesta el cual fue tomado de sismos artificiales producidos por el programa de diseño sísmico del la C.F.E. llamado PRODISIS en su versión 2.0.

Los registros de los cuales se hizo uso para generar los espectros de respuesta en roca fueron tomados de la zona ubicada cercana a la costa del Pacífico, en la cual se producen los sismos más importantes debidos al fenómeno de subducción de la placa del oceánica con la placa continental. Dichos registros corresponden a las siguientes localidades: Acapulco, Benito Juárez, Copala, Cuatepec, Lázaro Cárdenas, Manzanillo y Tecmán.

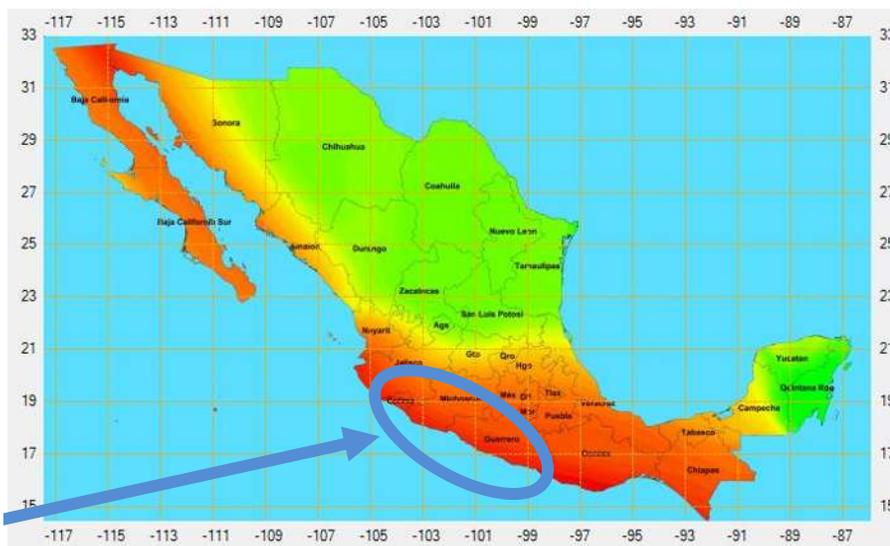


FIG. 3.1 ZONA SÍSMICA CONSIDERADA

Zona sísmica considerada



En la figura 3.2 se presentan los espectros de respuesta derivados de los registros artificiales compatibles con el espectro de diseño de la zona antes mencionada. Se observa que los espectros artificiales se ajustan estrechamente al espectro de diseño

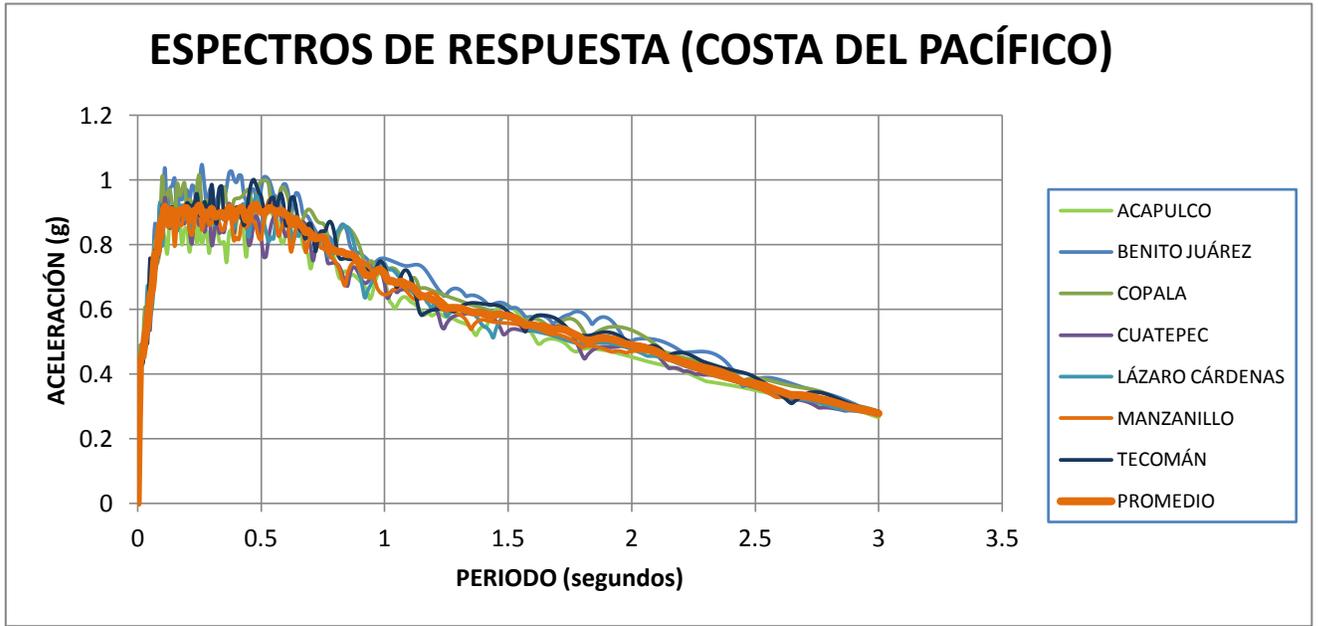


FIG 3.2 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LOS REGISTROS ARTIFICIALES UTILIZADOS

Se puede observar que los espectros de respuestas son muy parecidos para los siete registros artificiales por lo cual se optó por obtener un promedio de los siete espectros, y realizar el análisis con el espectro promedio.

Este tipo de análisis, cabe mencionar, se realizó con consideraciones lineales (comportamiento lineal de la estructura) a manera de tener una referencia del comportamiento sísmico lineal del puente.

La consideración inicial que se realizó en cuanto a la conexión entre la pila y el tablero del puente fue que el tablero se encuentra “flotando” sobre la pila, es decir, que solo es sostenido mediante los cables de los tirantes. Se eligió ésta configuración ya que es la configuración que se tomará como base para análisis posteriores.



3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

3.2.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL PUENTE FLOTANDO

Las propiedades dinámicas del puente con el tablero flotando se muestran en la tabla 3.1. El análisis se realizó para los primeros 20 modos, alcanzando valores de participación de masa de 70 % aproximadamente para los modos en las tres direcciones principales de la respuesta global de la estructura, que son: el desplazamiento transversal, el desplazamiento longitudinal y la rotación alrededor del eje vertical del puente.

TABLA 3.1 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON EL TABLERO FLOTANDO

MODO	PERIODO	% PARTICIPACIÓN DE MASA	% PARTICIPACIÓN DE MASA ROTACIÓN	TIPO DE DESPLAZAMIENTO PREDOMINANTE
1	8.93	15.54 (Y)	4.75 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
2	4.53	69.35 (X)	0.09 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
3	4.23	0.26 (Y)	10.33 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
4	3.65	3.89 (Z)	0.06 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
5	3.39	7.28(Y)	13.92 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRASVERSAL PILAS Y ROTACIÓN @ X
6	3.26	3.38 (Y)	12.37 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRASVERSAL PILAS Y ROTACIÓN @ X
7	3.04	26.90 (Y)	14.95 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
8	2.98	0.14 (Z)	0.51 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Y ROTACIÓN @ Y
9	2.86	0.04 (Z)	0.05 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Y ROTACION @ Y
10	2.48	0.98 (Y)	28.15 (ΘX)	ROTACIÓN @ Z
11	2.31	2.13 (Z)	0.03 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
12	2.28	8.92 (Y)	4.90 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
13	1.99	0.41 (X)	0.22 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
14	1.95	0.35 (Y)	0.51 (ΘX)	ROTACIÓN @ X
15	1.79	0.16 (Y)	0.60 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
16	1.76	0.53 (Z)	0.00	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
17	1.73	0.70 (Y)	4.13 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
18	1.63	1.65 (Y)	0.87 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
19	1.56	3.29 (Y)	3.94 (ΘX)	ROTACIÓN @X Y ROTACIÓN @Z
20	1.55	0.05 (Y)	6.19 (ΘX)	ROTACIÓN @X Y ROTACIÓN @Z

% SUMATORIAS 20 MODOS		
UX	UY	UZ
70.34	69.46	6.75
RX	RY	RZ
61.44	0.95	73.01

3.2.2 FORMAS MODALES DEL PUENTE FLOTANDO

En las figuras 3.3 a 3.5 se muestran las configuraciones modales de los tres primeros modos de vibrar del puente. El primer modo tiene una configuración simétrica y está asociado al desplazamiento transversal del tablero, con valores máximos al centro del puente, y que se reducen casi totalmente a partir de la segunda pila de los tramos de acceso, después de las pilas principales.

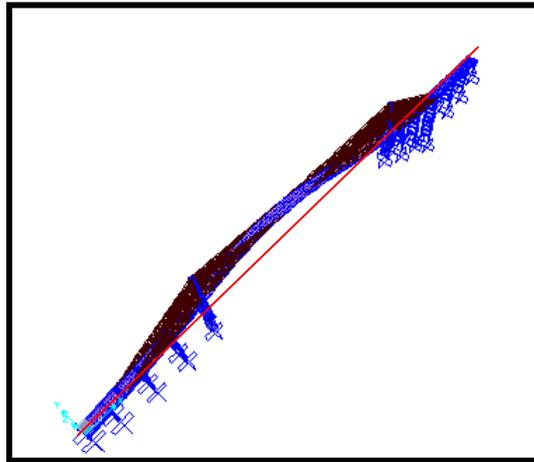


FIG 3. 3 MODO 1, T=8.91 SEGUNDOS. DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL TABLERO

La configuración del modo 2 muestra un desplazamiento importante de las pilas de los tramos de acceso. Este comportamiento se debe a la conexión fija entre pilas y tableros en esta zona del puente. Aunque no es parte del estudio de este trabajo, es importante verificar la resistencia de las pilas para un sismo longitudinal y decidir si ese tipo de conexión es el más apropiado para la estructura. La solución no es simple, pues hay que tener en cuenta que, si se liberan las pilas de acceso, los desplazamientos del puente flotando pueden ser excesivos y las fuerzas en los tirantes también pueden incrementarse. Una alternativa mediante el uso de apoyos de hule con núcleo de plomo se estudia más adelante.

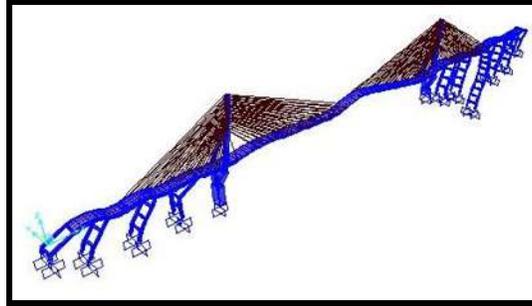


FIG 3. 4 MODO 2, T=4.53 SEGUNDOS. DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL DEL TABLERO Y PILAS

La configuración del modo tres es antisimétrica, con el punto de inflexión al centro del puente. Las pilas también experimentan desplazamientos longitudinales por lo que la participación de este modo en las pilas de los tramos de acceso también puede ser significativa.

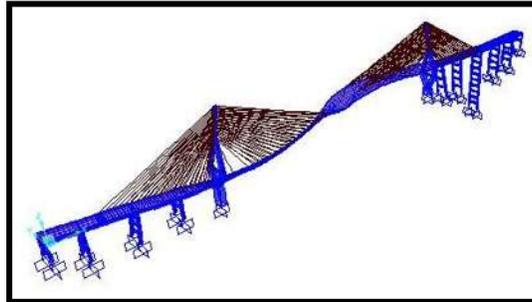


FIG 3. 5 MODO 3, T=4.23 SEGUNDOS. ROTACIÓN DEL TABLERO

3.2.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se realizaron tres diferentes combinaciones de carga en el modelo, definidas a continuación: se consideró una combinación por cada una de las direcciones del sismo, es decir, una combinación para sismo en la dirección longitudinal del puente (sismo X), una combinación para sismo en la dirección transversal (sismo Y) y una combinación para sismo en dirección vertical del puente (sismo Z). En estas combinaciones se tomó en cuenta el peso propio de la estructura incluyendo la carpeta asfáltica. La nomenclatura de las combinaciones es la siguiente:

- PP+SL (Peso propio y sismo en X)
- PP+ST (Peso propio y sismo en Y)
- PP+SV (Peso propio y sismo en Z)

A manera de resumen, se consideran cinco secciones del puente en donde se muestran los resultados obtenidos, dichas secciones se muestran en la figura 3.6.

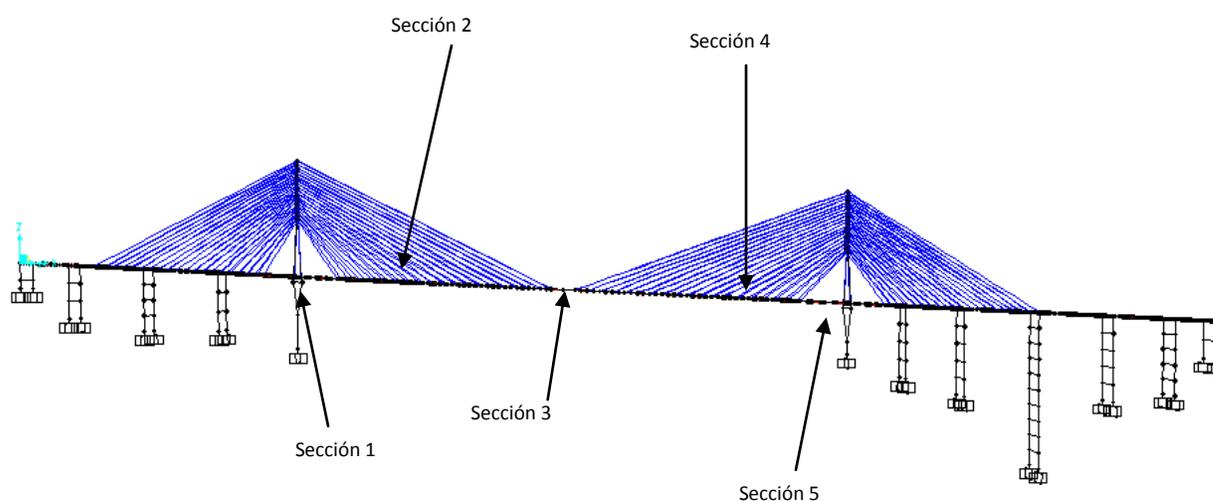


FIG. 3.6 SECCIONES DEL PUENTE

A continuación se presentan los resultados de los desplazamientos en el tablero.

Se tomaron cinco nodos de control, a lo largo de la sección transversal, a manera de representación de los desplazamientos principales en el tablero. La configuración de dichos nodos es la siguiente.

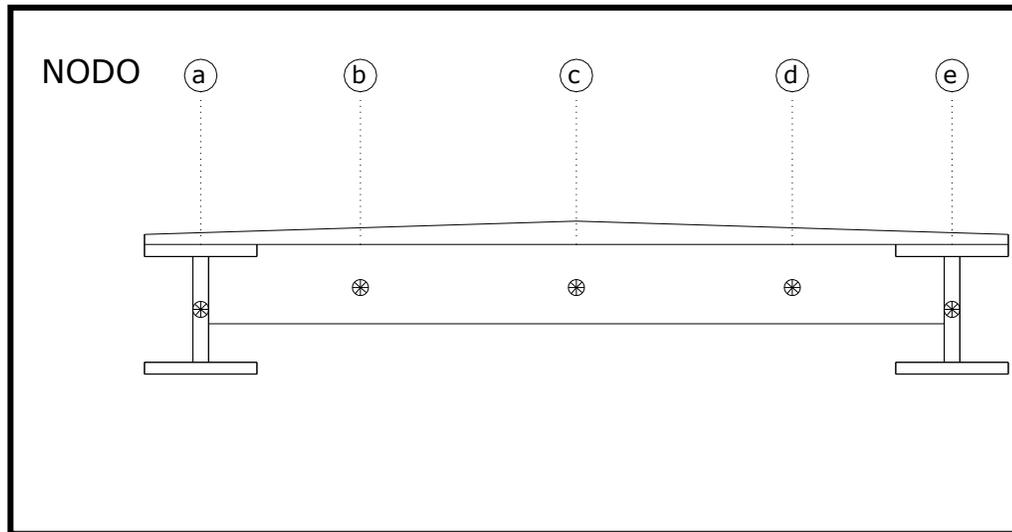


FIG. 3.7 NODOS DE CONTROL EN TABLERO

En la tabla 3.2 se muestran los valores de los desplazamientos de las distintas secciones de control. Se muestran los desplazamientos en las tres direcciones (longitudinal, transversal y vertical). Más adelante se muestran de manera gráfica los desplazamientos de las secciones (ver figura 3.5).



TABLA 3.2 DESPLAZAMIENTOS EN LAS DISTINTAS SECCIONES DE CONTROL

DIRECCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO (m)			L	T	V	L	T	V	L	T	V
COMBINACIÓN DE CARGA			PP+ASF+SX			PP+ASF+SY			PP+ASF+SZ		
NODO	MODELO	CONTROL									
SECCIÓN 1	95	a	0.2748	-0.0002	-0.0872	0.1076	-0.2645	-0.1194	0.0986	-0.0001	-0.087
	97	b	0.2748	0.0006	-0.0872	0.1076	0.2648	-0.1194	0.0986	0.0005	-0.0869
	591	c	0.2715	0.0004	-0.1243	0.097	0.2647	-0.1409	0.0952	0.0004	-0.124
	592	d	0.2703	0.0003	-0.141	0.0889	0.2645	-0.1404	0.0941	0.0002	-0.1407
	593	e	0.2715	0.0001	-0.1243	0.097	0.2644	-0.141	0.0952	0	-0.124
SECCIÓN 2	27	a	0.2017	0.0012	-0.6273	0.0302	0.4003	-0.6587	0.0226	0.001	-0.6304
	292	b	0.2018	-0.0005	-0.6273	0.0302	-0.3996	-0.6587	0.0226	-0.0002	-0.6304
	663	c	0.1996	0.001	-0.6785	0.0227	0.4001	-0.6909	0.0204	0.0007	-0.6815
	664	d	0.1987	0.0007	-0.6992	0.0165	0.3999	-0.693	0.0195	0.0004	-0.7023
	665	e	0.1996	0.0004	-0.6784	0.0227	0.3996	-0.6909	0.0204	0.0002	-0.6815
SECCIÓN 3	746	a	-0.1928	0.0006	-0.9177	-0.0196	0.4185	-0.9074	-0.0108	0.0005	-0.9126
	747	b	-0.1949	0.0006	-0.9653	-0.0168	0.4186	-0.9423	-0.0129	0.0005	-0.9595
	748	c	-0.1957	0.0005	-0.9846	-0.0128	0.4185	-0.9499	-0.0137	0.0004	-0.9786
	749	d	-0.1949	0.0004	-0.9653	-0.0168	0.4184	-0.9423	-0.0129	0.0004	-0.9595
	750	e	-0.1928	0.0004	-0.9177	-0.0196	0.4183	-0.9074	-0.0108	0.0004	-0.9126
SECCIÓN 4	272	a	-0.2113	-0.0011	-0.8803	-0.0449	-0.2964	-0.8592	-0.0304	-0.0009	-0.8635
	312	b	-0.2061	0.0006	-0.7665	-0.0397	0.296	-0.7508	-0.0252	0.0005	-0.7536
	831	c	-0.2101	0.0004	-0.8507	-0.0357	0.2957	-0.8253	-0.0292	0.0002	-0.8354
	832	d	-0.2124	-0.0005	-0.9019	-0.0302	-0.2958	-0.8683	-0.0315	-0.0003	-0.8849
	833	e	-0.2127	-0.0008	-0.9076	-0.0383	-0.2961	-0.8796	-0.0318	-0.0006	-0.8903
SECCIÓN 5	33	a	-0.24	0.0001	-0.077	-0.072	0.1115	-0.0909	-0.0627	0.0001	-0.0768
	35	b	-0.24	-0.0007	-0.0768	-0.0719	-0.1121	-0.0907	-0.0627	-0.0007	-0.0766
	903	c	-0.2397	-0.0002	-0.1097	-0.0656	-0.1115	-0.1175	-0.0623	-0.0002	-0.1094
	904	d	-0.24	-0.0003	-0.1251	-0.0595	-0.1117	-0.1245	-0.0625	-0.0003	-0.1248
	905	e	-0.2397	-0.0005	-0.1096	-0.0656	-0.1119	-0.1174	-0.0622	-0.0005	-0.1093

L	Longitudinal
V	Vertical
T	Transversal



Desplazamientos longitudinales en el tablero

En la figura 3.8 se muestran los desplazamientos en las distintas secciones de control del puente. Se puede observar que los desplazamientos longitudinales solo son importantes en el caso cuando se analiza el sismo en esa dirección. Lo que nos indica una respuesta regular del puente.

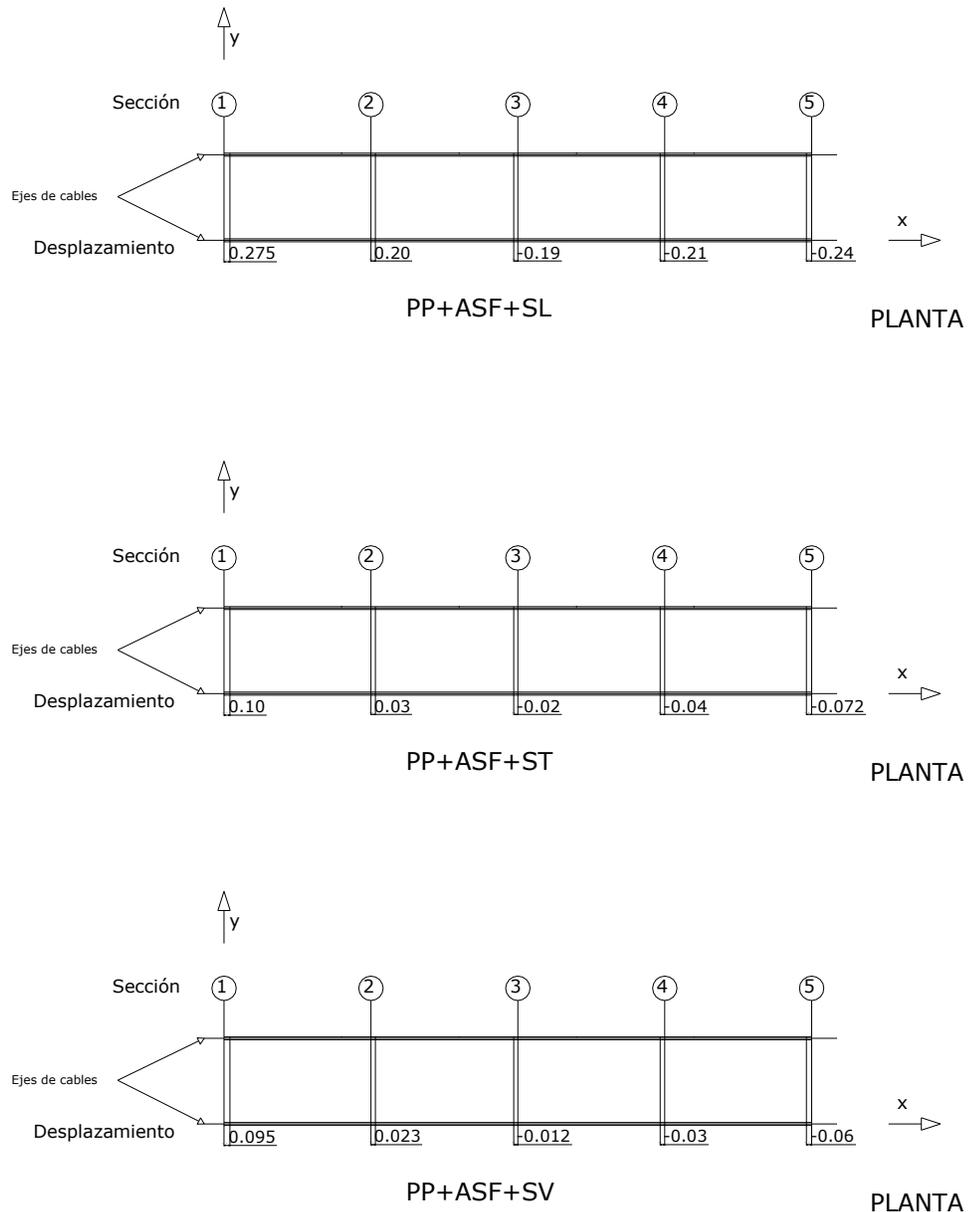


FIG 3.8 DESPLAZAMIENTO EN LAS SECCIONES DE CONTROL



Desplazamientos verticales en el tablero

En la figura 3.9 se muestra la ubicación de los nodos de control en la sección transversal del puente.

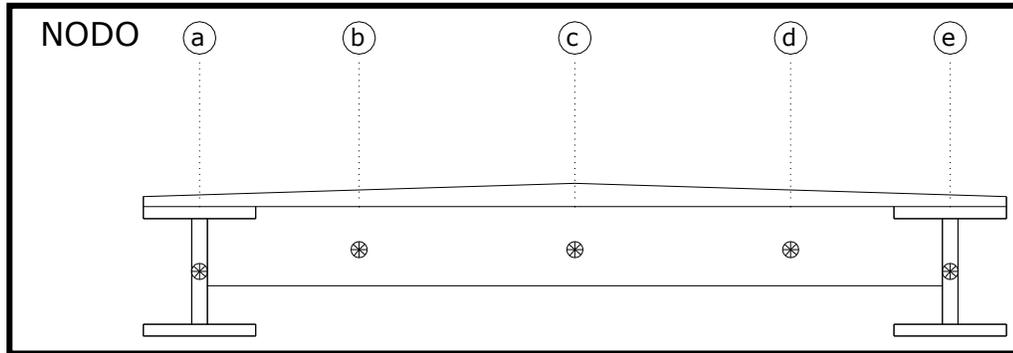


FIG. 3.9 NODOS DE CONTROL TABLERO

En la figura 3.10 se muestran los desplazamientos verticales con el sismo actuando de manera longitudinal al puente, se puede observar que se alcanzan valores considerables en las secciones 3 y 4, que son las secciones más próximas al centro en donde el puente tiene menor rigidez. El desplazamiento vertical en este caso de carga analizado nos indica una oscilación del tablero ante cargas longitudinales.

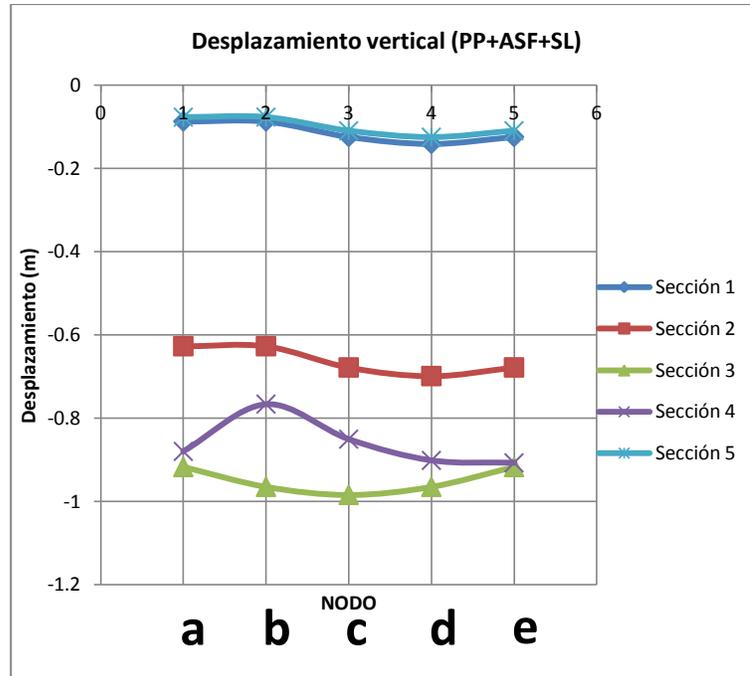


FIG. 3.10 DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN NODOS DE CONTROL (SISMO LONGITUDINAL)



En la figura 3.11 se observan los desplazamientos verticales del tablero con el sismo actuando en dirección transversal al puente. Se pueden observar valores semejantes al sismo longitudinal. También se puede identificar que el tablero del puente oscila cuando se somete a cargas transversales.

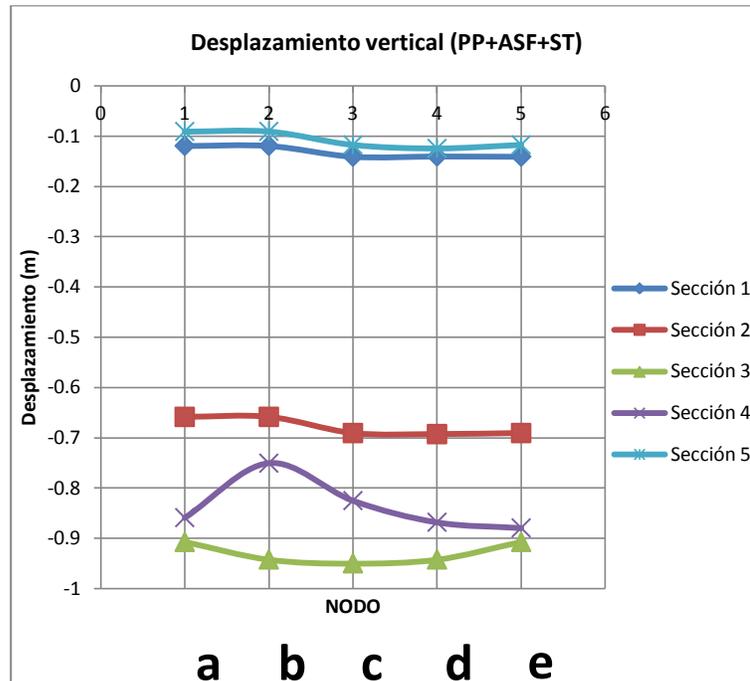


FIG. 3.11 DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN NODOS DE CONTROL (TRANSVERSAL)

En la figura 3.12 se observan los desplazamientos producidos por un sismo actuando de manera vertical al puente. Se observan valores del mismo orden que en los análisis para sismo longitudinal y transversal.

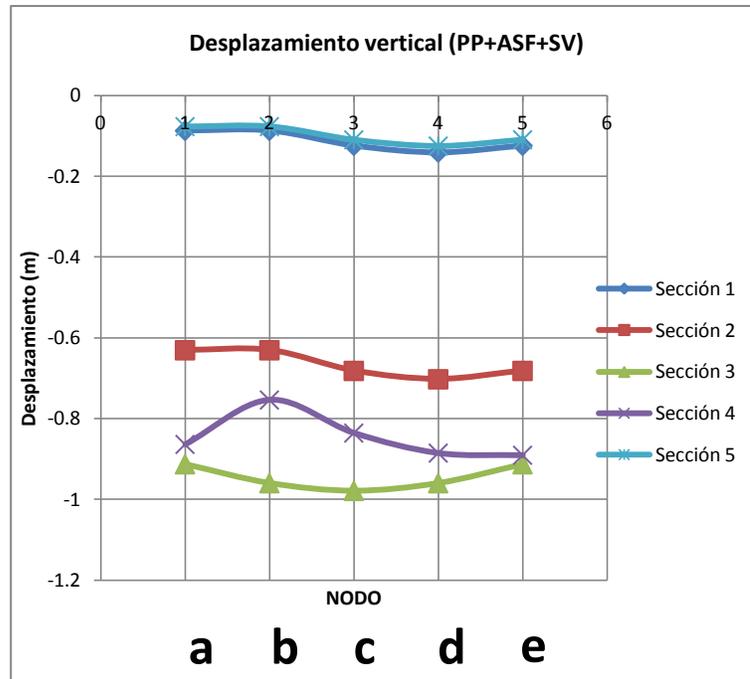


FIG. 3.12 DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN NODOS DE CONTROL (SISMO VERTICAL)

A continuación se muestra una vista en 3D de la configuración deformada del puente para las tres combinaciones de carga. En la figura 3.13, 3.14, 3.15, se puede observar la oscilación en el tablero producida por la acción del sismo en direcciones longitudinal, transversal y vertical. En los tres casos está considerado el efecto que produce el peso propio del puente.

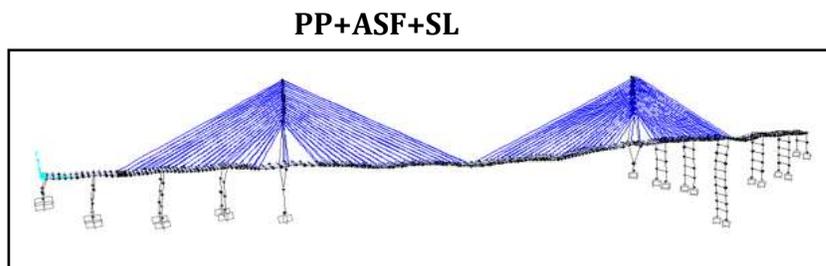


FIG. 3.13 CONFIGURACIÓN DEFORMADA (PP+ASF+SL)



PP+ASF+ST

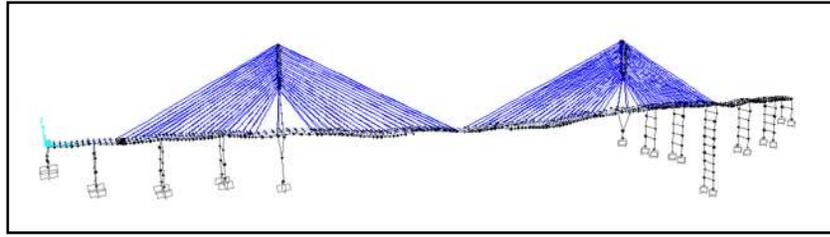


FIG. 3.14 CONFIGURACIÓN DEFORMADA (PP+ASF+ST)

PP+ASF+SV

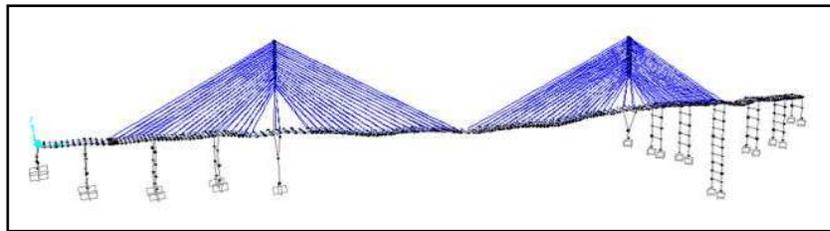


FIG. 3.15 CONFIGURACIÓN DEFORMADA (PP+ASF+SV)

A continuación se presentan los resultados de los desplazamientos en los pilones del análisis modal espectral.

Se tomaron dos nodos de control en la cima de cada pilón. La ubicación de dichos nodos es la siguiente.

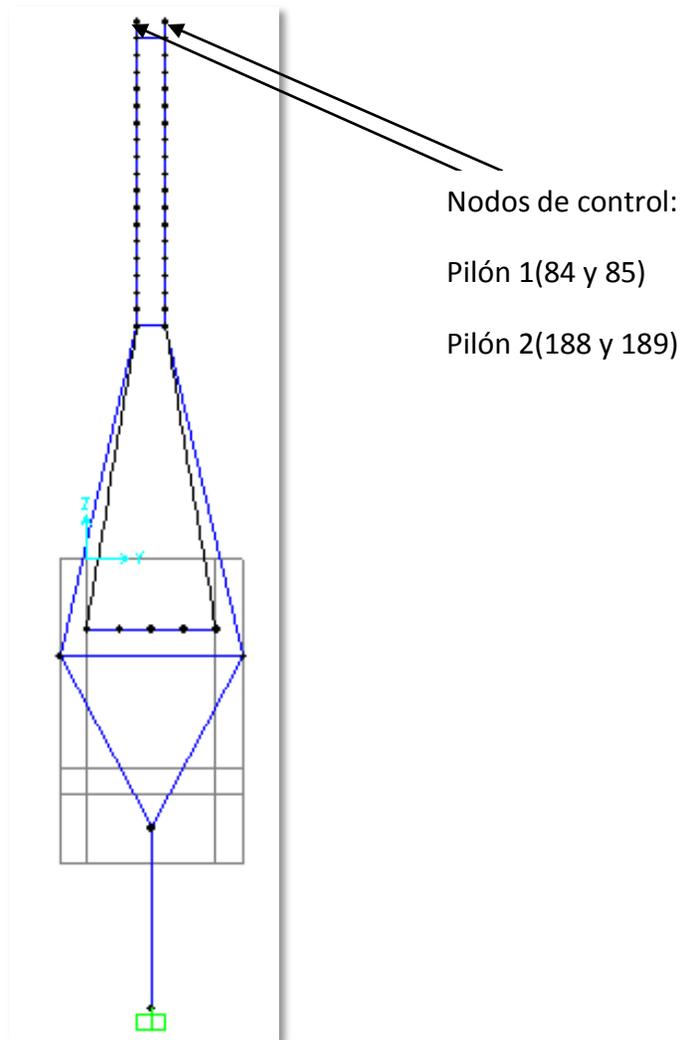


FIG. 3.16 UBICACIÓN DE NODOS DE CONTROL PILA



Los valores de los desplazamientos de dichos nodos se presentan en la tabla 3.2.

TABLA 3.3 DESPLAZAMIENTOS EN EL TABLERO

DIRECCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO (m)			L	T	V
	NODO	COMBINACION DE CARGA			
PILÓN 1	84	PP+ASF+SL	0.3863	0.0006	-0.0658
		PP+ASF+ST	0.2109	0.2435	-0.0623
		PP+ASF+SV	0.2159	0.0005	-0.0658
	85	PP+ASF+SL	0.3863	-0.0002	-0.0658
		PP+ASF+ST	0.2108	0.2427	-0.0623
		PP+ASF+SV	0.2159	-0.0003	-0.0658
PILÓN 2	188	PP+ASF+SL	0.0051	0.0017	-0.0605
		PP+ASF+ST	-0.1835	0.2023	-0.0578
		PP+ASF+SV	-0.1787	0.0016	-0.0604
	189	PP+ASF+SL	0.0050	0.0004	-0.0606
		PP+ASF+ST	-0.1837	0.2011	-0.0579
		PP+ASF+SV	-0.1788	0.0004	-0.0605

Para ilustrar de manera más clara los valores de la tabla anterior se presentan las figuras 3.17 y 3.18 en las cuales se muestra la configuración de desplazamiento de los pilones. Se puede observar que el desplazamiento máximo se presenta en el sismo longitudinal en donde se alcanza el valor de 38 centímetros. Para el sismo transversal el valor máximo es de 24 centímetros. En las demás figuras se observan desplazamientos apreciables, sin embargo se puede asumir que los análisis no presentan comportamiento errático de las pilas puesto que los valores máximos corresponden a la dirección de aplicación del sismo.

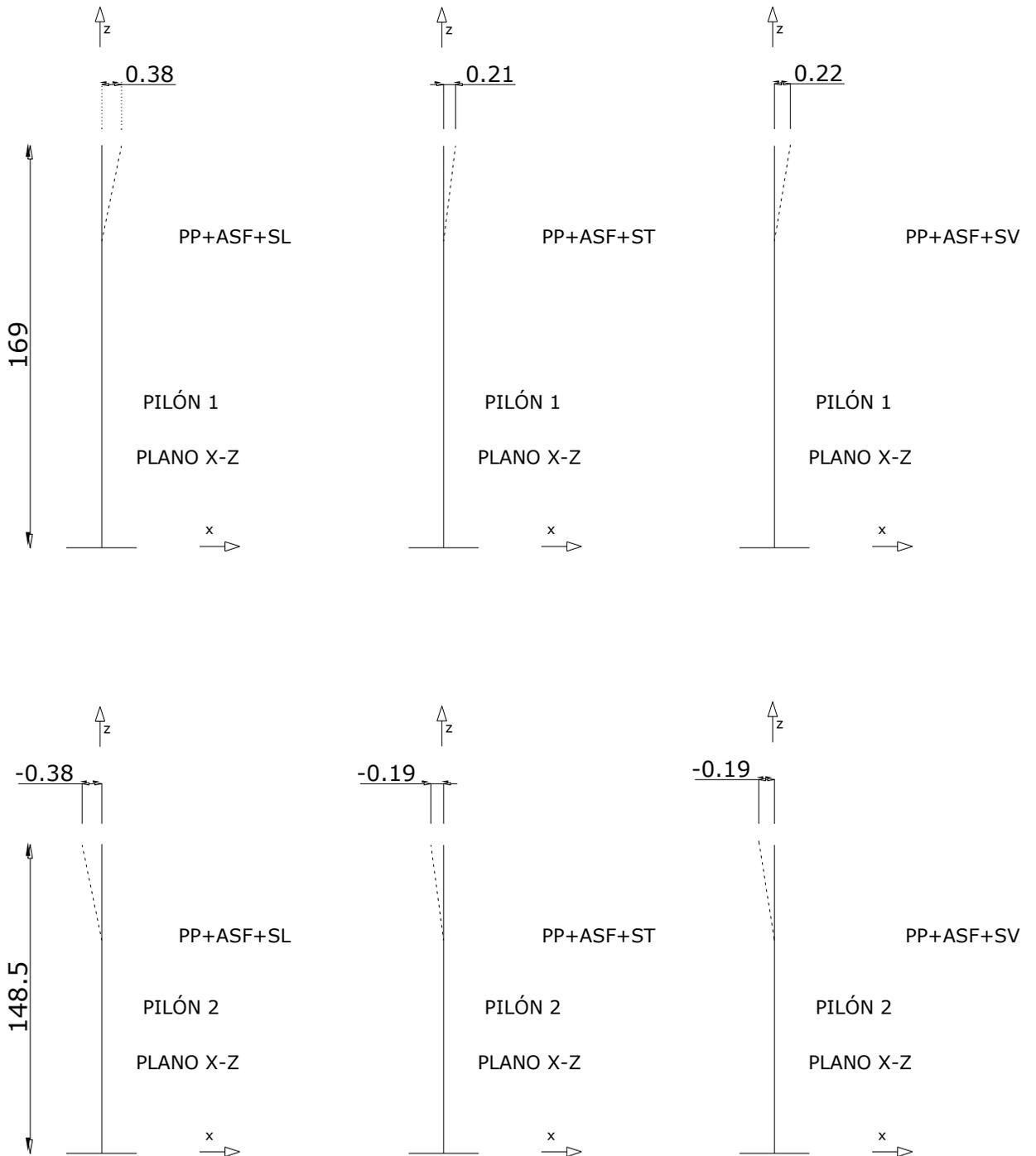


FIG. 3.17 DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES EN PILONES

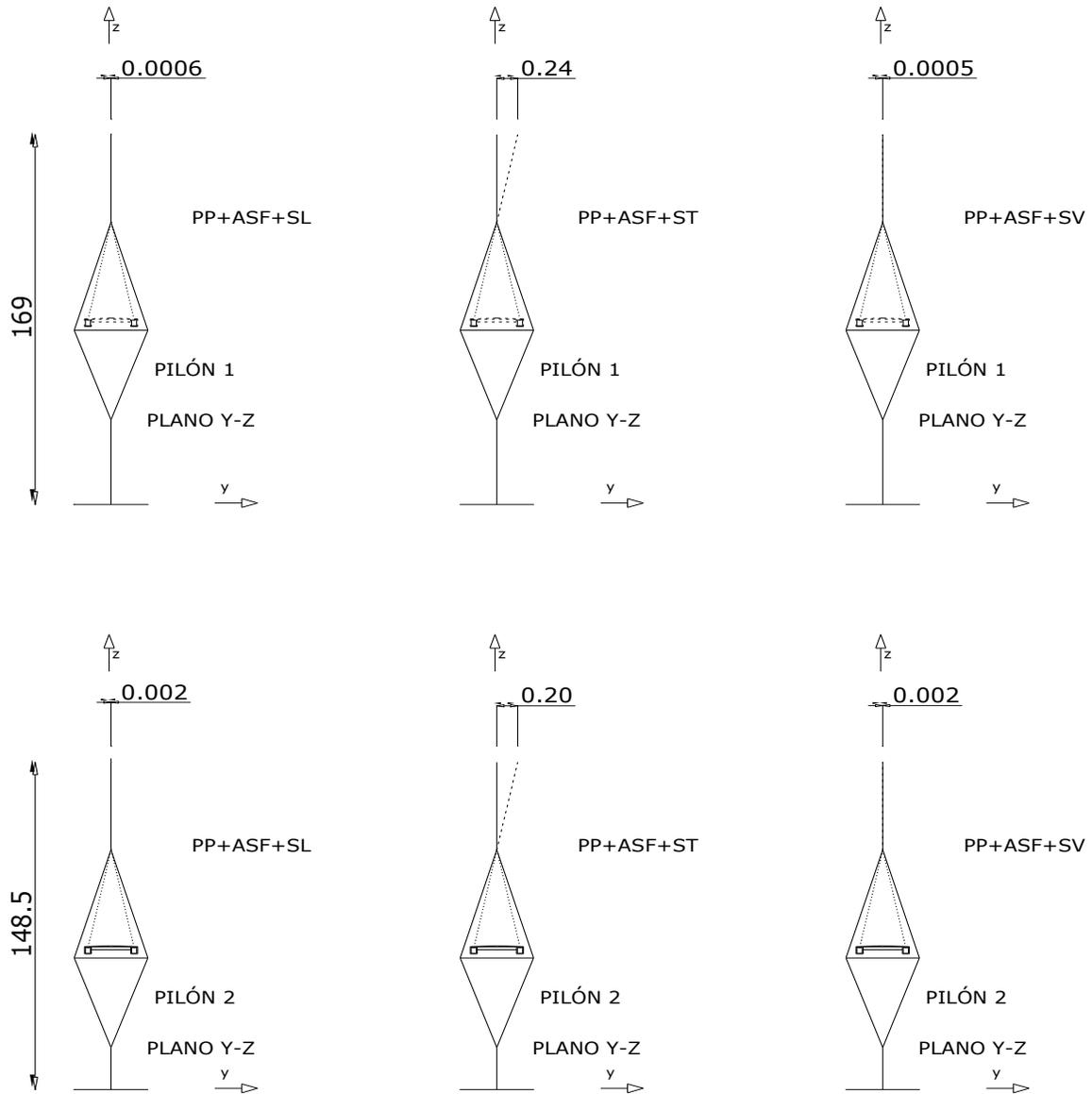


FIG. 3.18 DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES EN PILONES

Los desplazamientos verticales como se puede observar son muy pequeños, por lo cual, se optó por no graficarlos.

3.3 ANÁLISIS DINÁMICOS EN EL TIEMPO

3.3.1 SISMOS ARTIFICIALES

Para la primera parte de los análisis dinámicos en el tiempo se utilizó un acelerograma sintético generado por el programa PRODISIS de la CFE para la zona de Lázaro Cárdenas Michoacán con aceleraciones máximas del orden de 0.4g. El acelerograma original tiene una duración total de 100 segundos como se observa en la gráfica de la figura 3.19.

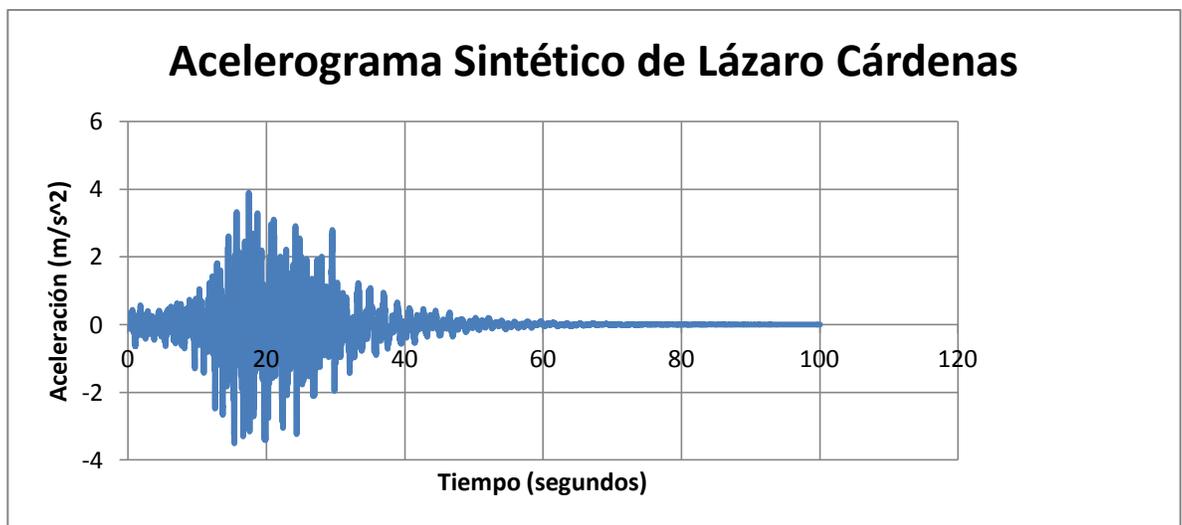


FIG. 3.19 ACELEROGRAMA SINTÉTICO LÁZARO CÁRDENAS

Con el objetivo de reducir el tiempo de análisis dinámicos se redujo el acelerograma haciendo uso del criterio de intensidad de Arias que considera el tiempo en el que se concentra entre el 5 y 95% de la energía quedando de la siguiente manera:

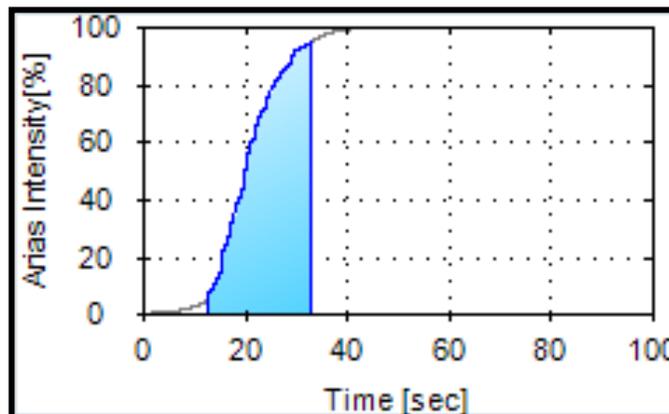


FIG. 3.20 INTENSIDAD DE ARIAS ACELEROGRAMA SINTÉTICO



El área marcada en la grafica de la figura 3.20 es la que corresponde al 95% de la energía por lo cual el acelerograma se redujo desde el segundo 4 hasta el segundo 34 lo cual hace que la cantidad de datos se vea disminuida de 10000 datos del acelerograma original a 3000 con el acelerograma reducido, disminuyendo considerablemente el tiempo de análisis.

Para la evaluación de los resultados de los análisis primeramente se hizo un análisis no lineal considerando el peso propio del puente y los efectos P- Δ .

Se observó que al incluir los efectos P- Δ los desplazamientos por peso propio en el puente se ven disminuidos y, por lo tanto, la tensión en los tirantes y su área es menor que en la de los análisis lineales. Los efectos P- Δ son efectos de no linealidad geométrica y estos se producen por la fuerza axial sobre los elementos. De acuerdo con los resultados de los análisis se observó en los tirantes disminución de sus deflexiones (catenaria), por lo cual las deflexiones en el puente en general son menores.

3.3.2 SISMOS NATURALES

El análisis dinámico también se realizó con acelerogramas de sismos naturales. Los sismos que se consideraron con la finalidad de incluir sismos de periodo corto y sismos de periodo largo fueron los siguientes.

Sismos de periodo corto

Sismo 19 de septiembre de 1985 con epicentro en las costas de Michoacán con una magnitud de $M_c=8.10$ de la estación Caleta de Campos su hora de registro fue 13:17:49 horas.

Manzanillo 1995 de la estación Termoeléctrica Manz.col. Terreno sub. Con epicentro en las costa de manzanillo y una magnitud de $M_e=7.5$, la hora de registro fue 15:35:53.38 horas.

Sismos de periodo largo

Del sismo del 19 de septiembre 1985 la estación de la SCT en la ciudad de México.

Del sismo del 19 de septiembre de 1985 la estación TLAHUAC-BOMBAS en la ciudad de México.



A continuación se presentan los espectros de respuesta de los acelerogramas antes mencionados. Los acelerogramas que se tomaron fueron los que generaron el mayor espectro de respuesta de las tres direcciones ortogonales.

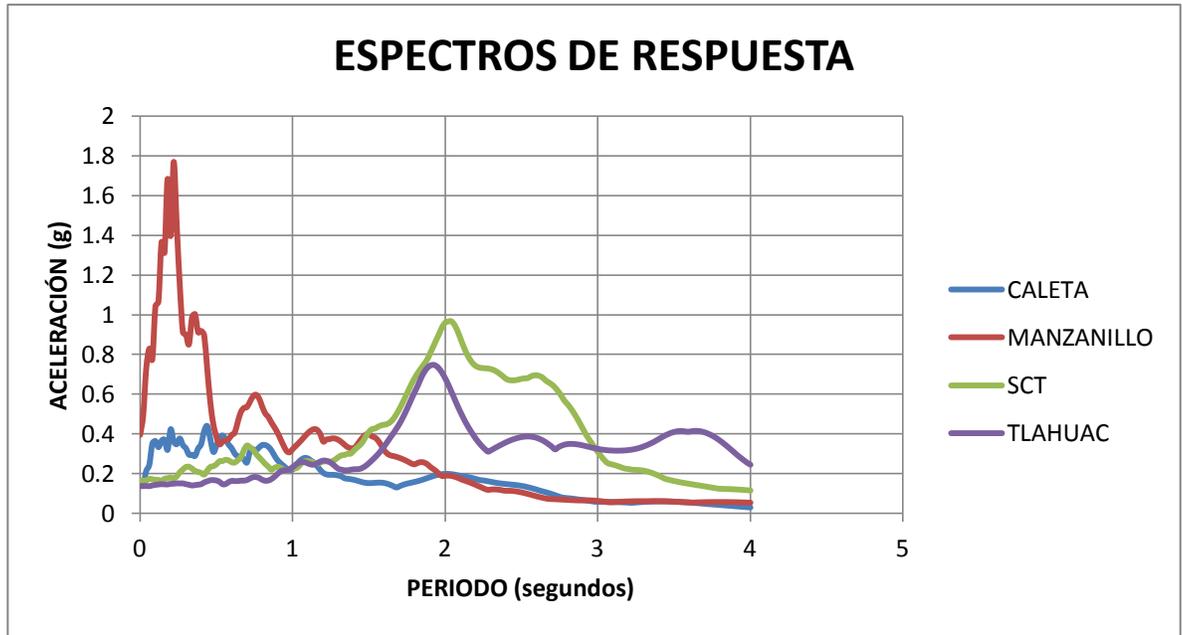


FIG. 3. 21 ESPECTROS DE RESPUESTA DE REGISTROS REALES (1985 Y 1995)

De igual manera que para los sismos artificiales se redujeron los acelerogramas con el criterio de intensidad de Arias como se muestran a continuación.

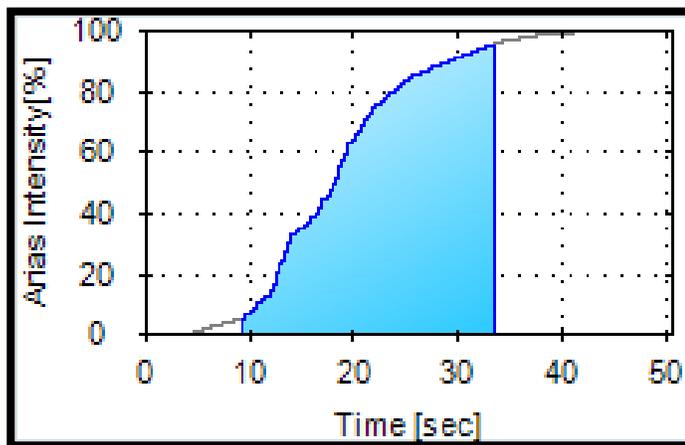


FIG. 3.2 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO CALETA

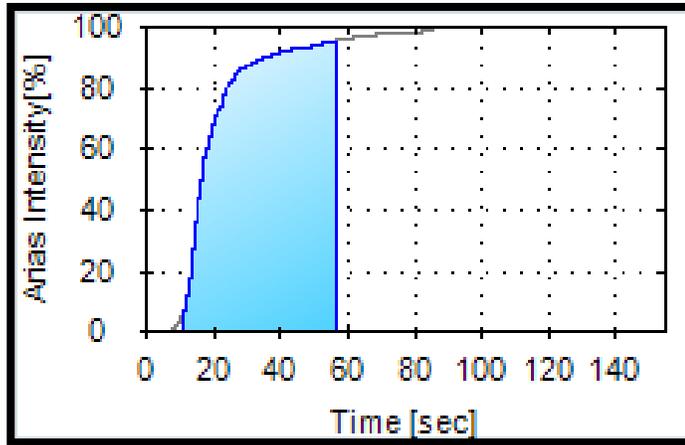


FIG. 3.23 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO MANZANILLO

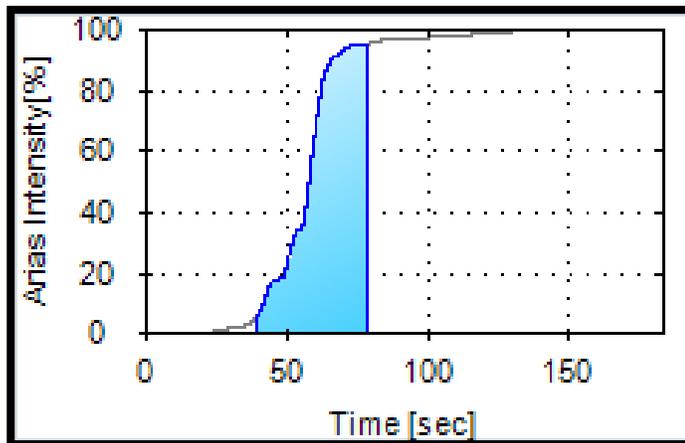


FIG. 3.24 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO SCT

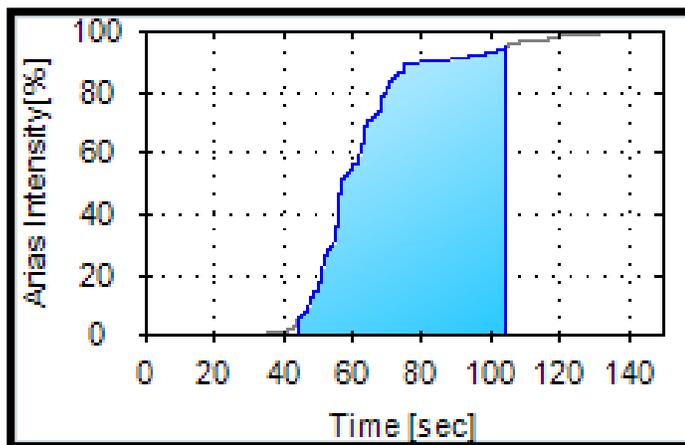


FIG. 3.25 INTENSIDAD DE ARIAS REGISTRO TLÁHUAC



3.4 TIPOLOGÍAS CONSIDERADAS

Las tipologías consideradas para los análisis dinámicos en el tiempo fueron las siguientes:

- Tablero flotando sobre la pila
- Tablero apoyado rígidamente sobre la pila
- Tablero apoyado sobre la pila mediante dispositivos de control

3.4.1 ANÁLISIS DEL TABLERO FLOTANDO SOBRE LA PILA

Para lograr que el tablero flote sobre la pila se modeló el tablero del puente sobre la pila solamente sostenido por los tirantes.

Las propiedades dinámicas del puente con el tablero flotando se muestran en la tabla 3.1. El análisis se realizó para los primeros 20 modos, alcanzando valores de participación de masa de 70 % aproximadamente para los modos en las tres direcciones principales de la respuesta global de la estructura, que son: el desplazamiento transversal, el desplazamiento longitudinal y la rotación alrededor del eje vertical del puente. En la segunda columna se indica el periodo correspondiente a cada modo de vibrar y se observa que el primer modo es de 8.9 s para la dirección transversal del puente, dirección en la que se espera un comportamiento semejante a un péndulo. Los periodos para los modos dos y tres se reducen en forma importante a 4.5 y 4.2, segundos respectivamente. La participación de masa para el primer modo es moderada (15.5%), mientras que, para el segundo modo se alcanza un valor de participación de masa de 69.35% en la dirección longitudinal, y de sólo 10.3% para la rotación. El modo 7 es importante para el desplazamiento transversal pues alcanza un valor de participación de masa de 26.9% para un periodo de 3 s, que se ubica en una zona de mayor intensidad del espectro para los registros de periodo largo, SCT y Tláhuac (ver figura 3.21). Este desplazamiento está además acoplado fuertemente con la rotación alrededor del eje x. Cabe destacar la participación de masa para la rotación alrededor del eje Z, para el modo diez cuyo periodo es de 2.5 segundos, en una zona de alta intensidad para los espectros de periodo largo.



TABLA 3.4 PERIODOS, PARTICIPACIÓN DE MASA Y CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON EL TABLERO FLOTANDO

MODO	PERIODO	% PARTICIPACIÓN DE MASA	% PARTICIPACIÓN DE MASA ROTACIÓN	TIPO DE DESPLAZAMIENTO PREDOMINANTE
1	8.93	15.54 (Y)	4.75 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
2	4.53	69.35 (X)	0.09 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
3	4.23	0.26 (Y)	10.33 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
4	3.65	3.89 (Z)	0.06 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
5	3.39	7.28(Y)	13.92 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRASNSVERSAL PILAS Y ROTACIÓN @ X
6	3.26	3.38 (Y)	12.37 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRASNSVERSAL PILAS Y ROTACIÓN @ X
7	3.04	26.90 (Y)	14.95 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
8	2.98	0.14 (Z)	0.51 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Y ROTACIÓN @ Y
9	2.86	0.04 (Z)	0.05 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICALY ROTACION @ Y
10	2.48	0.98 (Y)	28.15 (ΘX)	ROTACIÓN @ Z
11	2.31	2.13 (Z)	0.03 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
12	2.28	8.92 (Y)	4.90 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
13	1.99	0.41 (X)	0.22 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
14	1.95	0.35 (Y)	0.51 (ΘX)	ROTACIÓN @ X
15	1.79	0.16 (Y)	0.60 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
16	1.76	0.53 (Z)	0	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
17	1.73	0.70 (Y)	4.13 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
18	1.63	1.65 (Y)	0.87 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
19	1.56	3.29 (Y)	3.94 (ΘX)	ROTACIÓN @ X Y ROTACIÓN @ Z
20	1.55	0.05 (Y)	6.19 (ΘX)	ROTACIÓN @ X Y ROTACIÓN @ Z



Los casos de carga analizados fueron los siguientes:

Análisis lineales

- Sismo en dirección longitudinal (SISMO X)
- Sismo en dirección transversal (SISMO Y)
- Sismo en dirección vertical (SISMO Z)

Análisis no lineales con efectos P-Δ

- Sismo en dirección longitudinal (SISMO X P-Δ)
- Sismo en dirección transversal (SISMO Y P-Δ)
- Sismo en dirección vertical (SISMO Z P-Δ)

Al terminar los análisis se observó que el puente se ve más demandado cuando se somete a sismos en direcciones longitudinal y transversal y los resultados más desfavorables fueron los causados por los análisis no lineales.

Sismo en dirección longitudinal (sismo en x)

A continuación se presentan los resultados de los análisis realizados. En las figuras se muestra la ubicación de los nodos, tomados como parámetros, en el pilón número 2.

TABLA 3.5 PARÁMETROS DE ANÁLISIS

Parámetro	Dirección sismo	Desplazamiento ó Elemento mecánico
Desplazamiento X	Longitudinal (X)	Desplazamiento en el eje global X
Desplazamiento Y	Transversal (Y)	Desplazamiento en el eje global Y
Cortante	Longitudinal (X)	Cortante alrededor del eje local 2-2
Momento	Longitudinal (X)	Momento alrededor del eje local 3-3
Fuerza axial	Longitudinal (X)	Fuerza axial
Cortante	Transversal (Y)	Cortante alrededor del eje local 3-3
Momento	Transversal (Y)	Momento alrededor del eje local 2-2
Fuerza axial	Transversal (Y)	Fuerza axial



En la figura 3.26 en la grafica correspondiente a los desplazamientos, los valores más grandes se presentan con el registro de Tláhuac, esto seguramente se debe a que es el registro cuyo espectro de respuesta tiene valores mayores para periodos mayores a 4 segundos pues el puente tiene un periodo de vibrar en el sentido longitudinal de 4.52 segundos.

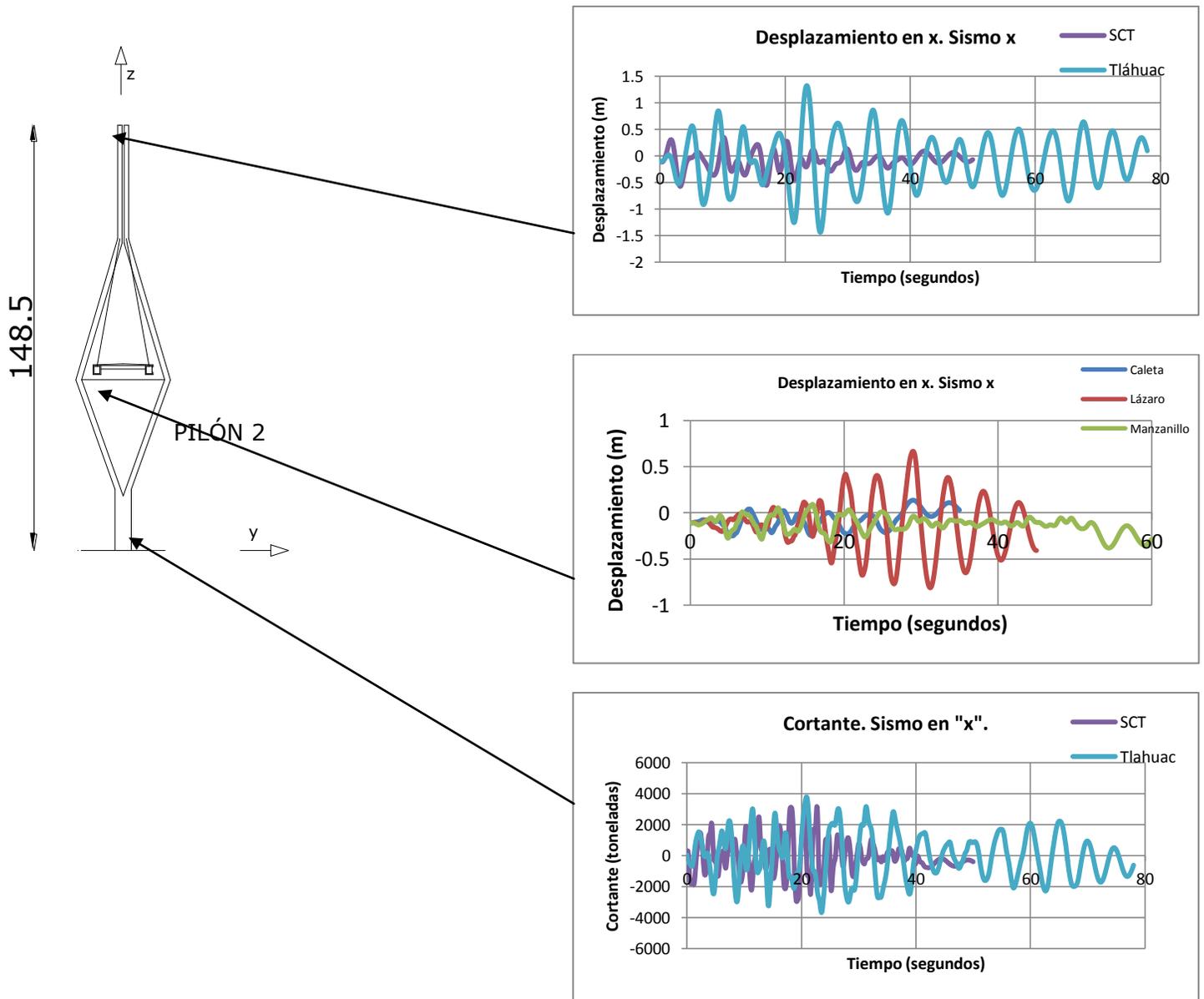


FIG. 3.26 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO

En lo que corresponde a los elementos mecánicos que se muestran en las figuras 3.26, 3.27, 3.28, también se observa la misma tendencia de que el registro de Tláhuac genera los mayores valores tanto para el cortante, momento y fuerza axial sobre la base del pilón.

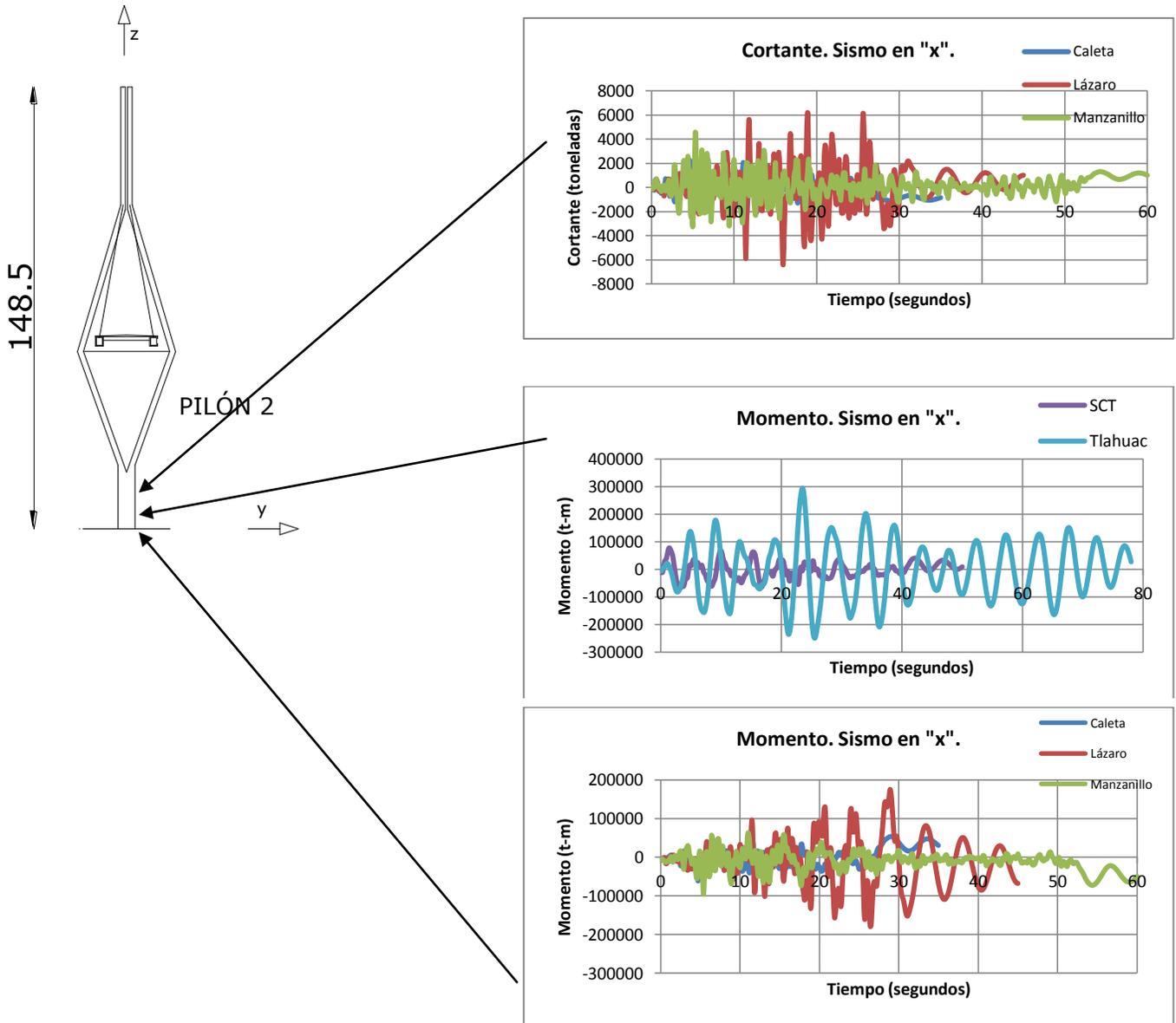
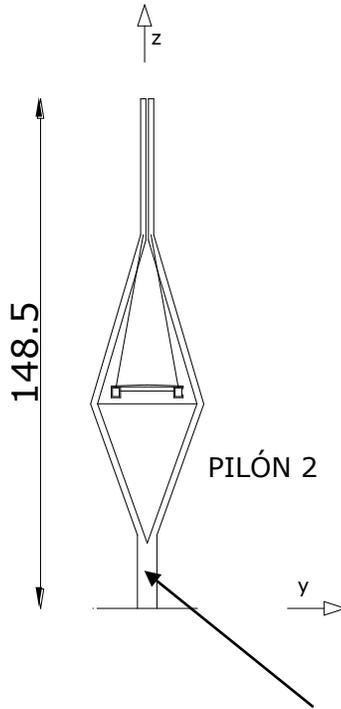


FIG. 3.27 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO



Como se mencionó anteriormente la fuerza axial producida por el sismo longitudinal tiene la misma tendencia que los elementos mecánicos anteriores. Se observa que el registro de Tláhuac es el que produce mayor demanda sobre el pilón.

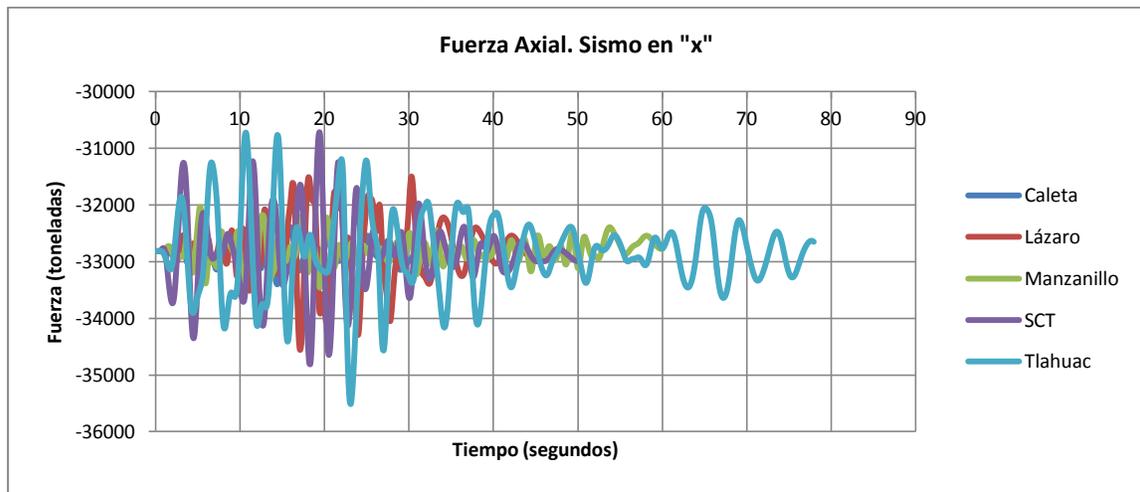


FIG. 3.28 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO

Se puede observar de las gráficas anteriores (figuras 3.26, 3.27, 3.28), el registro que provoca mayores desplazamientos y elementos mecánicos es el registro de Tláhuac Bombas de la ciudad de México del sismo del 19 de septiembre de 1985. Se puede intuir que ese registro es el que provoca mayor demanda debido al periodo del puente. Sabemos que el espectro de respuesta de este acelerograma es el que tenía mayores valores de aceleración para periodos mayores de 4 segundos (ver figura 3.21). El registro de la SCT, a pesar de generar un espectro con valores altos en periodos de dos segundos, tiene un descenso pronunciado a partir de los tres segundos aproximadamente y produce

respuestas menores en la mayor parte de los resultados de los análisis. Para el caso de la configuración analizada (tablero flotando) los periodos de vibración del puente van desde 8.93 hasta 2.27 segundos en los primeros 20 modos. En particular, se observa un porcentaje muy alto de participación de masa en dirección longitudinal (69.35%) para el segundo modo, cuyo periodo es de 4.53 s, mientras que en dirección transversal, la participación de masa es significativa (26.9%) a partir del modo 7 cuyo periodo es de 3.04 segundos, región a partir de la cual el espectro de Tláhuac produce mayores desplazamientos.

Sismo en dirección transversal (sismo en y)

En las siguientes figuras 3.29, 3.30 y 3.31 se muestran los desplazamientos y elementos mecánicos en el pilón 2 producidos por los diferentes registros aplicados en un sismo en dirección transversal.

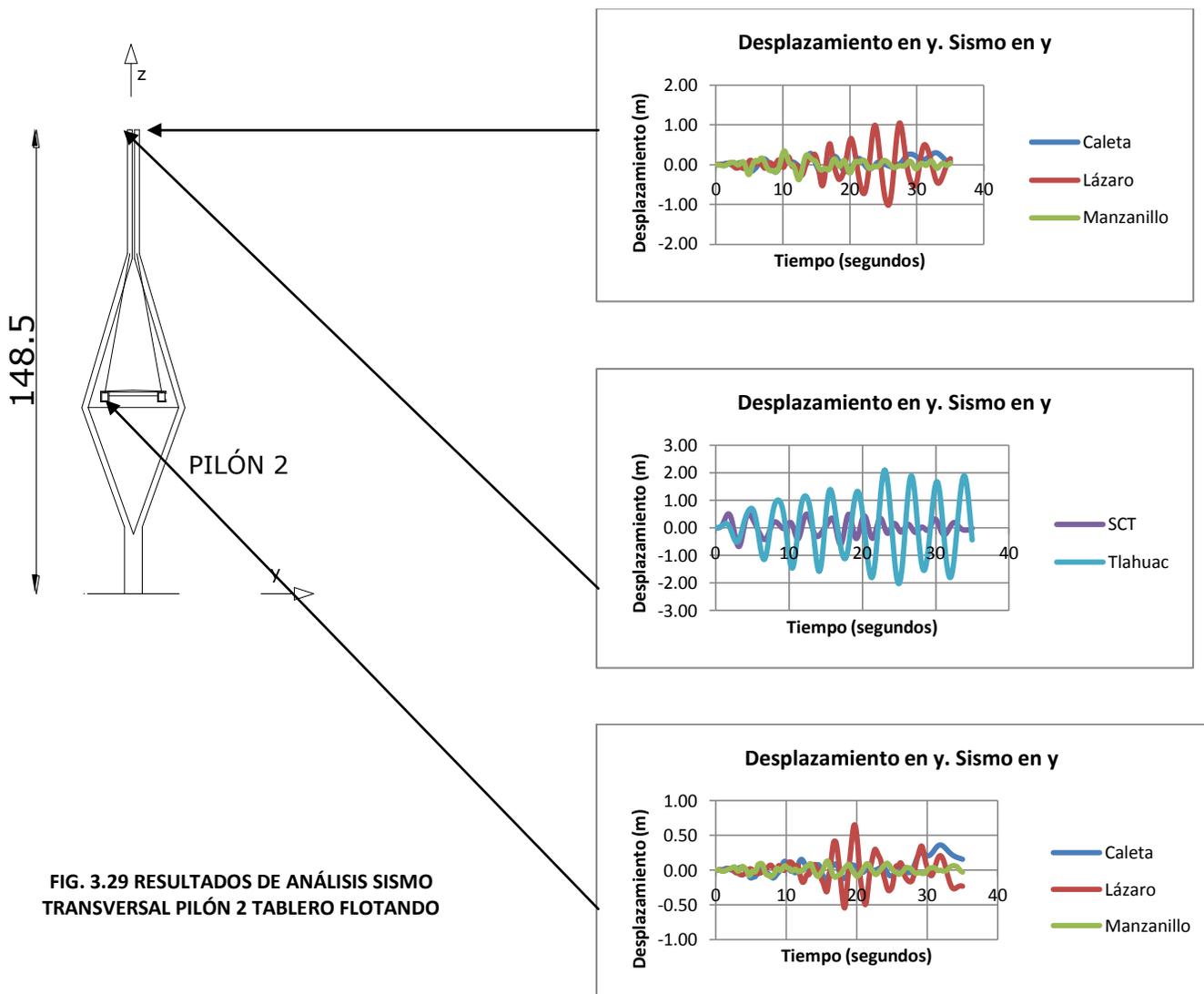


FIG. 3.29 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO



En las figura 3.29, 3.30, 3.31 se muestran los resultados de los análisis con el sismo actuando en la dirección transversal al puente con los diferentes registros antes mencionados. Los desplazamientos que se tomaron como parámetro fueron en la cima del pilón y en el borde izquierdo del tablero a la altura del pilón2. Los desplazamientos son medidos en la dirección transversal, es decir, en el eje global Y. Con respecto a los elementos mecánicos se menciona en la tabla 3.1, la dirección en la que se presentan los mayores valores. Los elementos mecánicos que se muestran en las figuras antes mencionadas en este párrafo son los producidos en la base del pilón 2. Se puede observar que la mayor demanda sobre la pila es producida por el registro de Tláhuac. Como ya se explicó anteriormente a consecuencia de los periodos del registro y del puente.

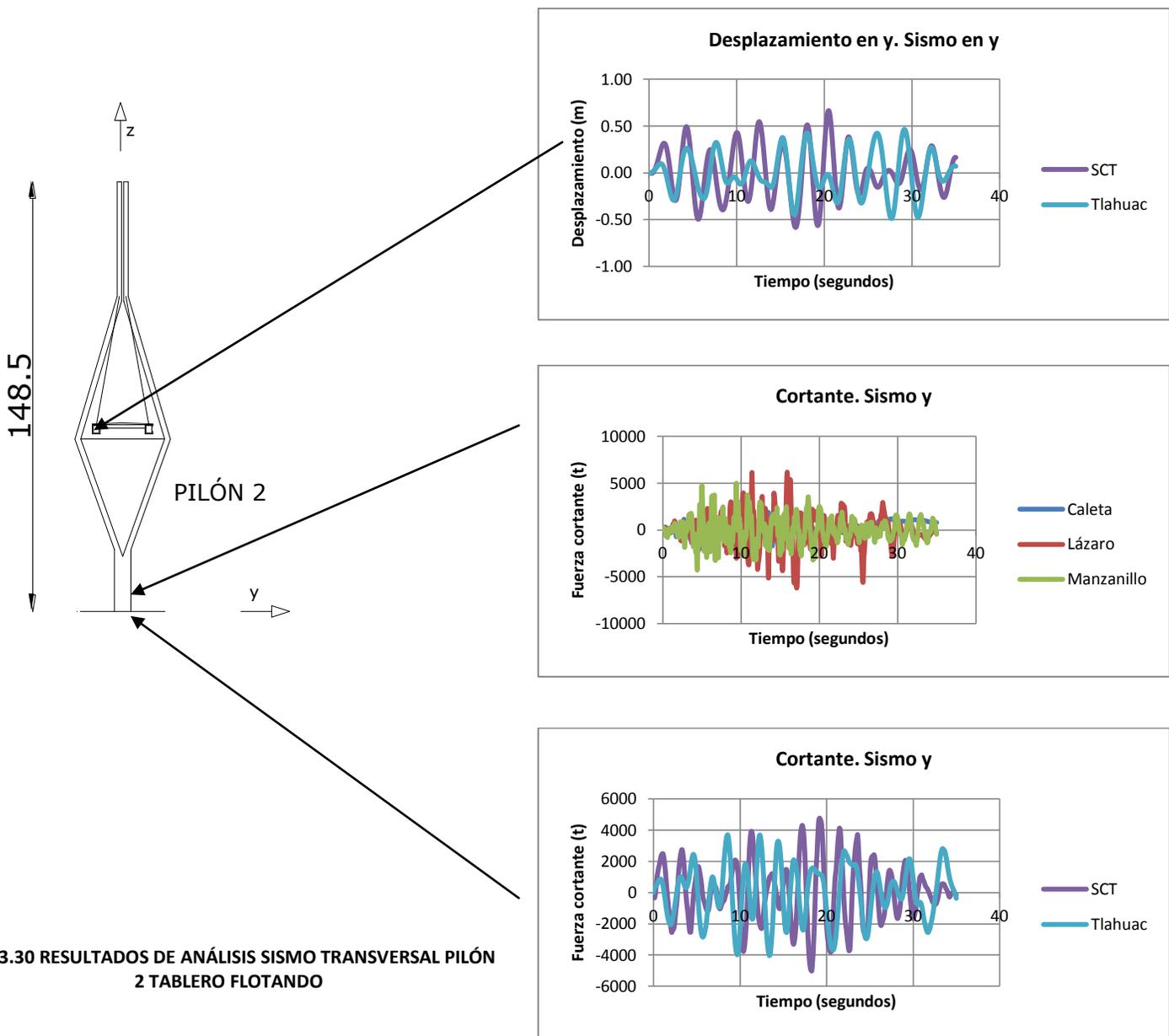


FIG. 3.30 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO

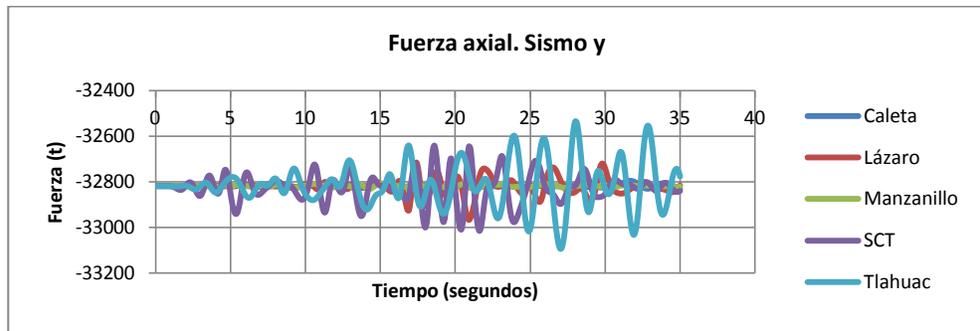
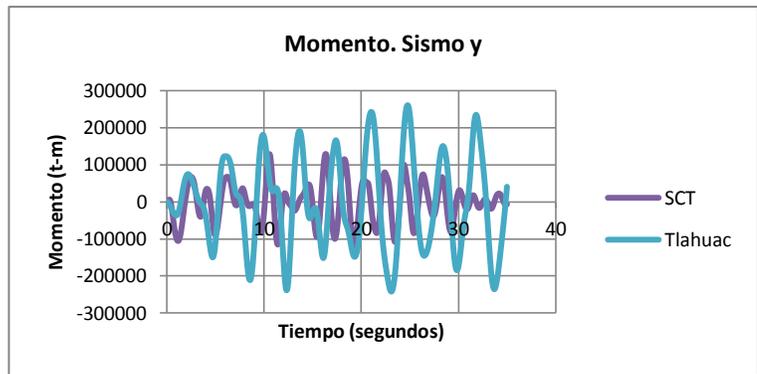
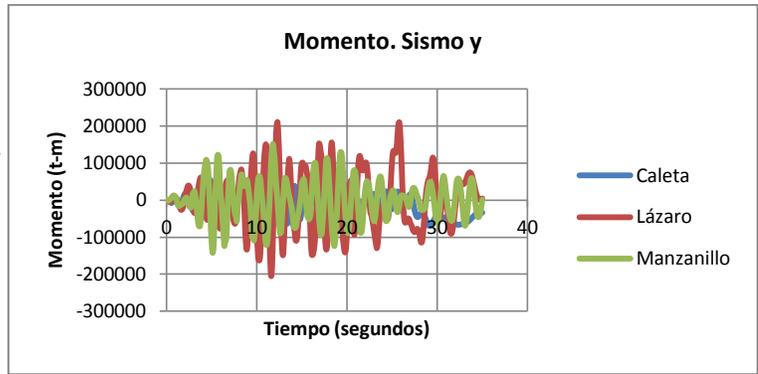
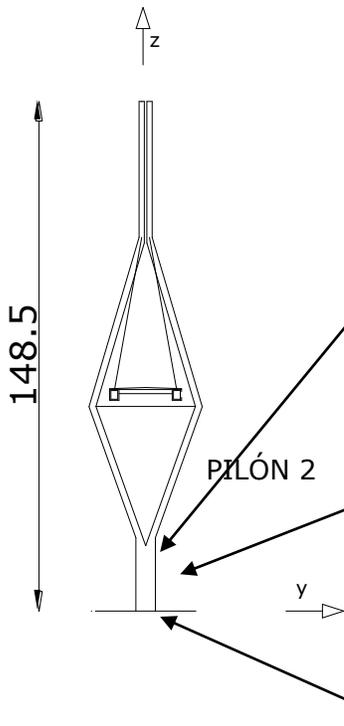


FIG. 3.31 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FLOTANDO



3.4.2 ANÁLISIS DEL TABLERO FIJO SOBRE LA PILA

Las propiedades dinámicas del puente con el tablero fijo se muestran en la tabla 3.6. El análisis se realizó para los primeros 20 modos, alcanzando valores de participación de masa de 81 % para la dirección longitudinal, 68 % para la dirección transversal y 55 % para la rotación alrededor de su eje longitudinal. En la segunda columna se indica el periodo correspondiente a cada modo de vibrar y se observa que el primer modo es de 5.07 s para la dirección transversal del puente. Los periodos para los modos dos y tres se reducen en forma importante a 3.6 y 3.4 segundos respectivamente.

TABLA 3.6 PERIODOS, PARTICIPACIÓN DE MASA Y CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON EL TABLERO FIJO

MODO	PERIODO	% PARTICIPACIÓN DE MASA	% PARTICIPACIÓN DE MASA ROTACIÓN	TIPO DE DESPLAZAMIENTO PREDOMINANTE
1	5.07	7.28 (Y)	4.73 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
2	3.63	3.78 (Z)	0.08 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
3	3.4	5.07 (Y)	6.25 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ X PILA 2
4	3.32	6.31 (Y)	21.53 (ΘX)	ROTACIÓN @ X
5	3.11	19.34 (X)	0.25 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
6	2.86	0.04 (X)	0.02 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
7	2.76	25.77 (Y)	28.61 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ Z
8	2.5	56.06 (X)	0.29 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
9	2.33	14.05 (Y)	18.37 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ Z
10	2.31	2.11 (Z)	0.04 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
11	2.01	0.22 (Y)	4.22 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
12	1.96	1.13 (Y)	7.2 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
13	1.95	2.47 (X)	0.37 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
14	1.79	0.03 (Z)	0.04 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Y ROTACIÓN @ Z
15	1.74	0.54 (Y)	0	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
16	1.68	8.67 (Y)	3 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
17	1.64	0.01 (I)	3.19 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
18	1.59	0	0.55 (ΘX)	ROTACIÓN @ X
19	1.51	1.48 (X)	0	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
20	1.51	0.53 (X)	0.14 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL

% SUMATORIAS 20 MODOS		
UX	UY	UZ
81.5056	68.5418	6.7596
RX	RY	RZ
55.4696	1.1802	72.6384

Formas modales del puente con tablero fijo

En las figuras 3.32 a 3.34 se muestran las configuraciones modales de los tres primeros modos de vibrar del puente. El primer modo tiene una configuración simétrica y está asociado al desplazamiento transversal del tablero, con valores máximos al centro del puente, y que se reducen casi totalmente a partir de la primera pila de los tramos de acceso, después de las pilas principales.

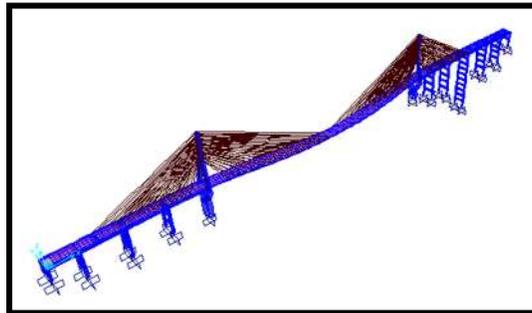


FIG. 3.32 MODO 1, T=5.072 SEGUNDOS DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL TABLERO

Para el segundo modo de vibrar del puente se presenta un desplazamiento vertical en el tablero principalmente en la zona central del claro principal.

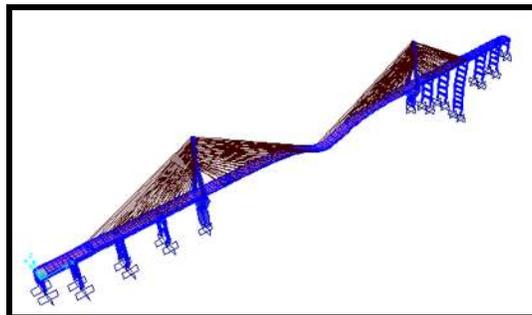


FIG. 3.33 MODO 2, T=3.63 SEGUNDOS DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL TABLERO

Para el tercer modo de vibrar se presenta un comportamiento peculiar, pues el movimiento principal se da en dirección transversal, acoplado con rotación, y se concentra en el movimiento del pilón 2.

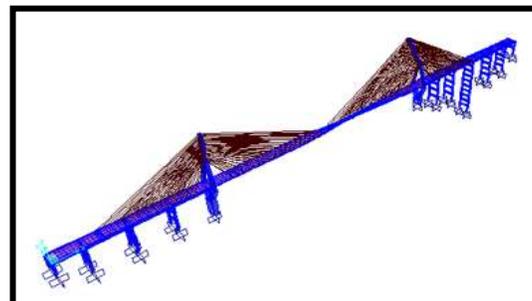


FIG. 3.34 MODO 3, T=3.40 SEGUNDOS DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DE PILÓN 2

Para lograr la configuración fija en el modelo, se conectó el tablero sobre el travesaño de los pilones mediante el uso de elementos link pre-configurados en el programa de análisis (SAP 2000). Se colocaron 5 elementos link que restringen el desplazamiento en todas las direcciones.

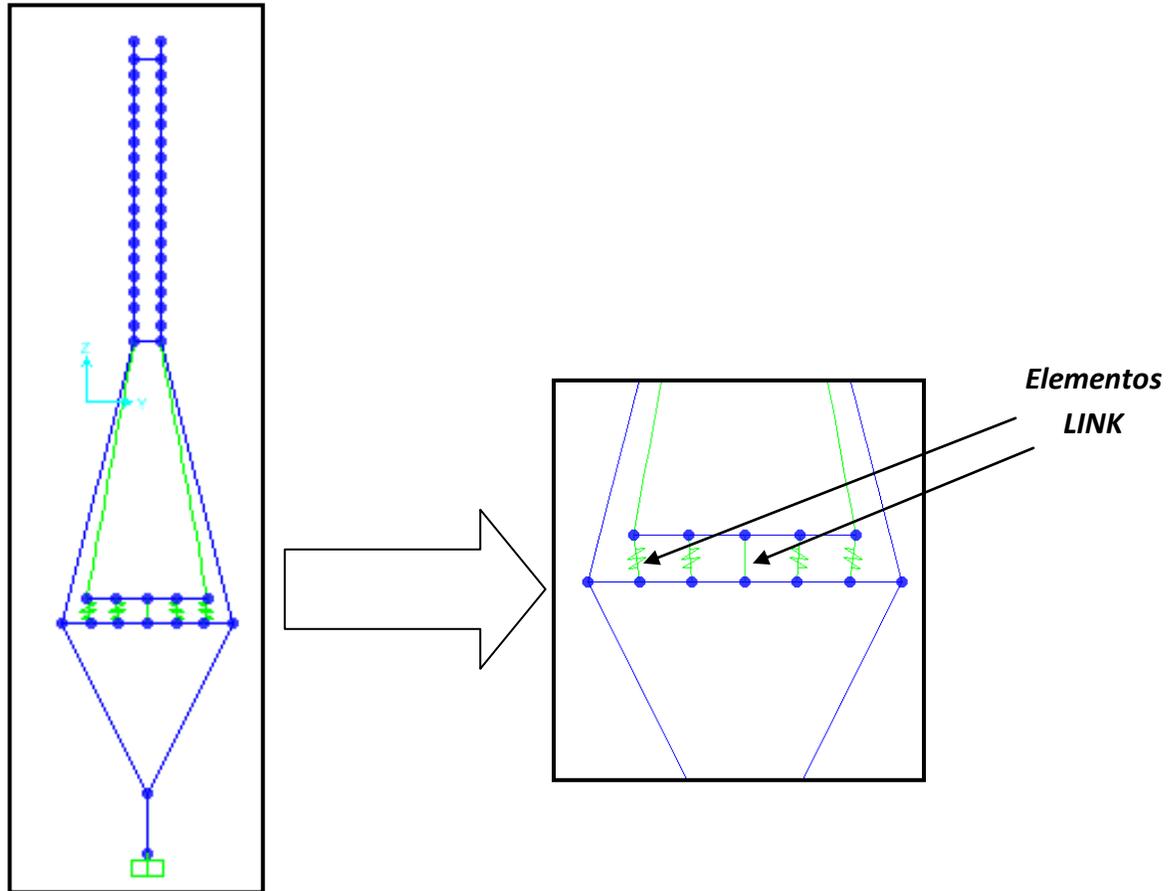
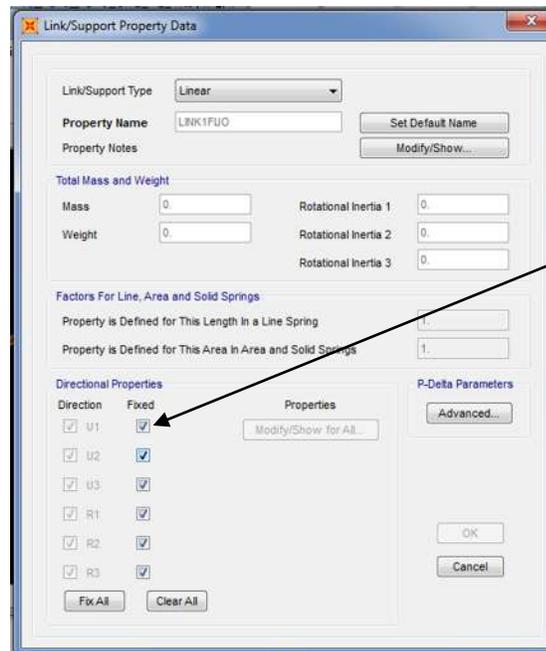


FIG. 3.35 POSICIÓN ELEMENTOS LINK

Estos elementos son de comportamiento lineal y actúan como una conexión rígida entre el tablero y la pila.



LINK fijo en todas las direcciones

FIG. 3.36 ELEMENTOS LINK EN SAP 2000

Los casos de carga que fueron analizados son:

Análisis lineales

- Sismo en dirección longitudinal (SISMO X)
- Sismo en dirección transversal (SISMO Y)
- Sismo en dirección vertical (SISMO Z)

Análisis no lineales con efectos P-Δ

- Sismo en dirección longitudinal (SISMO X P-Δ)
- Sismo en dirección transversal (SISMO Y P-Δ)
- Sismo en dirección vertical (SISMO Z P-Δ)

Resultados del análisis modal:

Los periodos del puente cambian considerablemente en comparación a la configuración anterior, pues los valores van desde los 5.06 segundos hasta 1.95 segundos en los primeros 20 modos. Al comparar estos valores con los del tablero flotando, se observa que la principal diferencia en los valores de los modos se produce en el primero. Con respecto a la respuesta longitudinal se observa que la participación de masa es importante a partir del modo 5 (19.34%) cuyo periodo es de 3.11 s en donde el espectro de Tláhuac es mayor, sin embargo el modo 8 se vuelve el más importante con un 56.06% de participación de masa en dirección longitudinal y con un



periodo de 2.5 s en donde el espectro de SCT tiene valores mayores para la aceleración, es por ello que para este caso el registro de SCT supera a la respuesta producida por Tláhuac. El modo 7, con un periodo de 2.76 s, tiene un factor de participación modal de 25.77% en la dirección transversal.

A continuación se presentan los resultados de los análisis. Se muestran los resultados más desfavorables.

Sismo longitudinal (sismo x)

En las siguientes figuras (3.37 a 3.39) se muestran los desplazamientos y elementos mecánicos en el pilón 2 producidos por los diferentes registros utilizados en un sismo en dirección longitudinal, que es la condición más desfavorable que se observó.

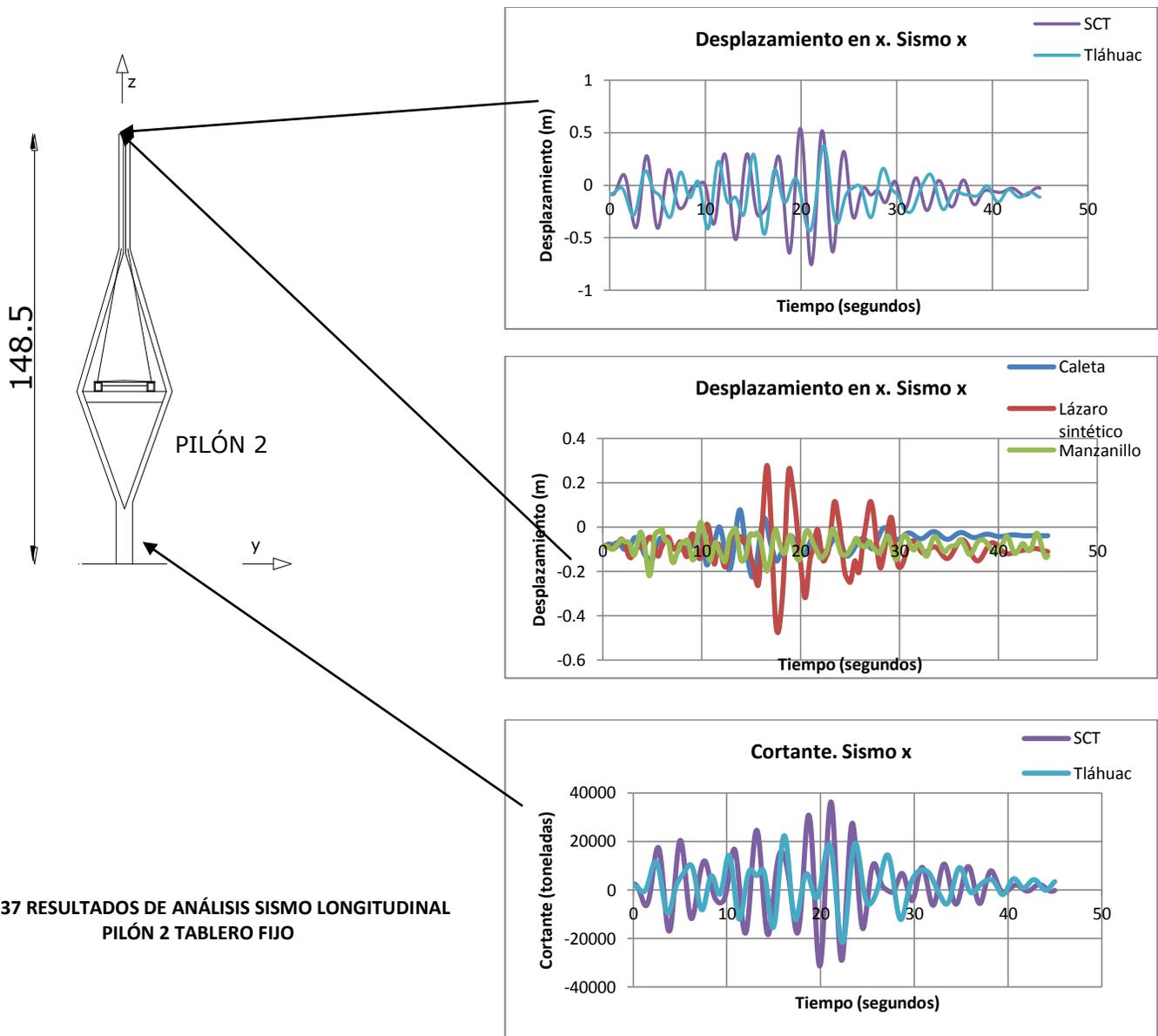


FIG. 3.37 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FIJO



En las figuras 3.37 y 3.38 se puede observar que el registro que provoca mayor demanda es el de SCT a diferencia de la configuración anterior donde rigió el de Tláhuac. El registro de la SCT da valores mayores que los del registro de Tláhuac, dada la mayor participación de masa en los modos cuyo periodo se aproxima a las respuestas máximas de la SCT (ver espectros en figura 3.21).

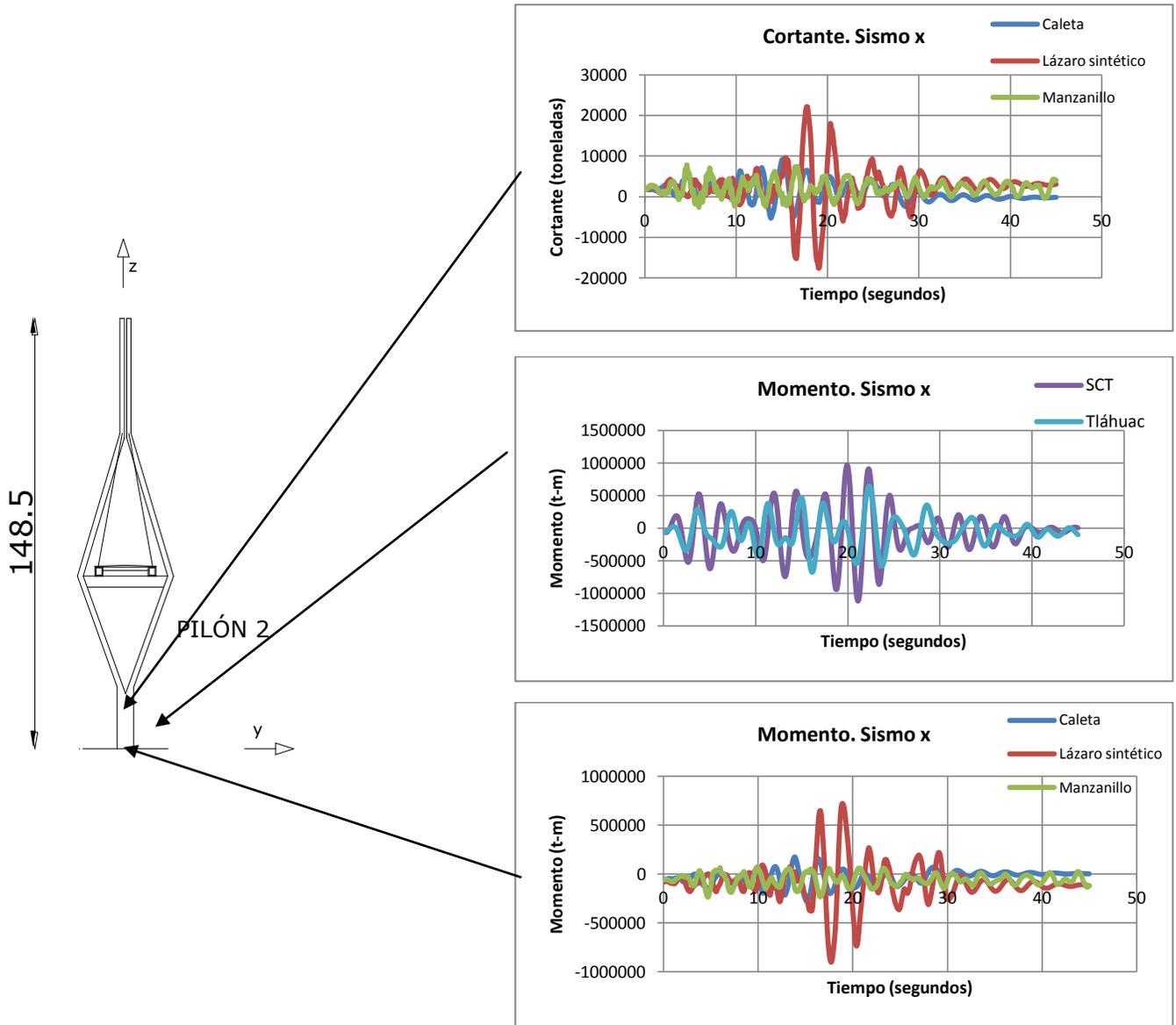


FIG. 3.38 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FIJO



En la figura 3.39 se puede observar que la carga axial sobre la base de la pila tiene la misma tendencia que los elementos mecánicos anteriores, pues se ve claramente que el registro de SCT es el que provoca mayor demanda sobre la base del pilón.

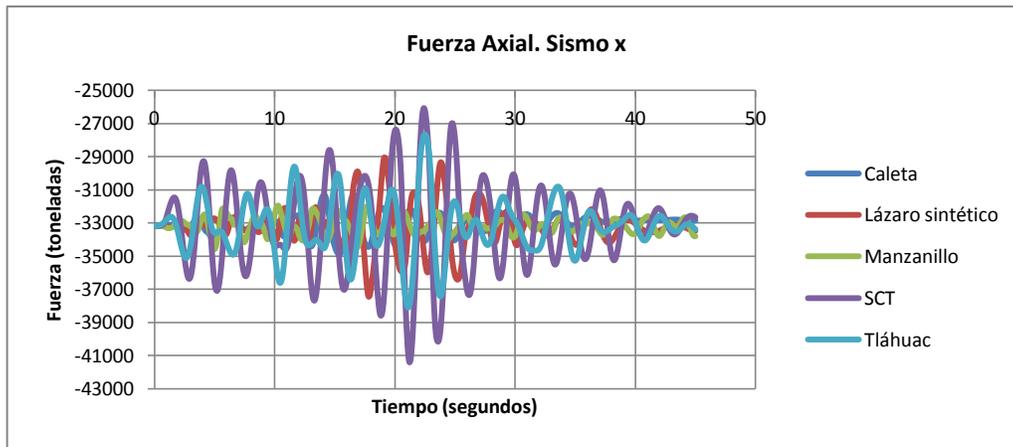
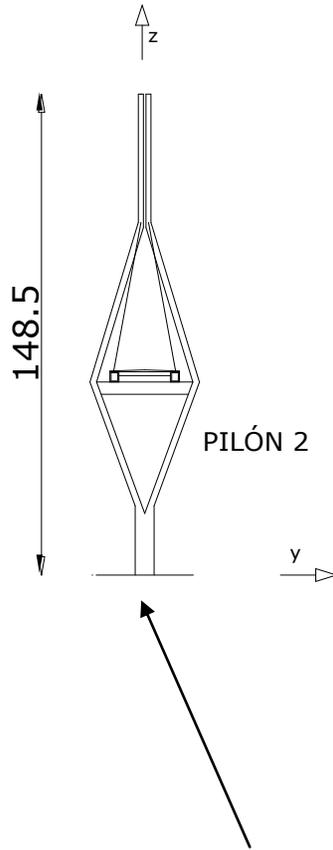


FIG. 3.39 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 TABLERO FIJO

Sismo transversal (sismo y)

A continuación se presentan los resultados obtenidos en el pilón número 2 de los análisis de los distintos registros aplicados en la dirección transversal del puente.

En la figura 3.40 se puede observar que para el desplazamiento en Y el registro que presenta la respuesta mayor del puente es el de Tláhuac esto quizá se deba a que en el modo 3 de la configuración analizada el desplazamiento se concentra en la pila 2 y su periodo es de 3.4 s en donde el espectro de Tláhuac es el de mayor valor de aceleración. En la figura 3.41 se puede observar que el cortante se ve también incrementado para el registro de Lázaro casi a la par que el de SCT. Esto nos habla de cómo una pequeña modificación en la configuración del puente puede cambiar el comportamiento completamente del puente. Ya que si bien el registro de Lázaro, que es un registro sintético, era el registro cercano a la costa que más impactaba en el comportamiento del puente no se acercaba tanto a los valores del registro más desfavorable y en este análisis se convierte en el más desfavorable para el cortante en la base de la pila.

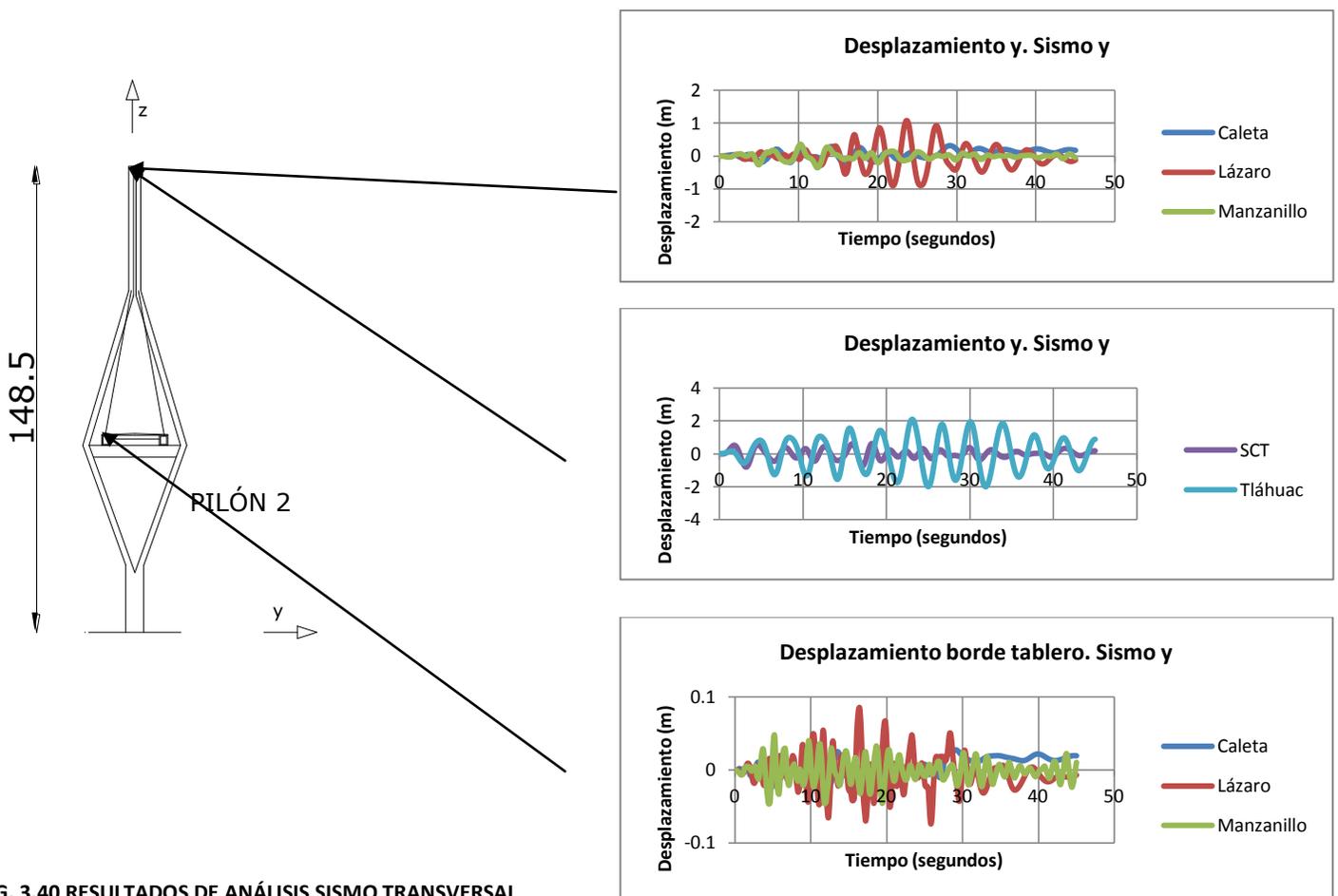


FIG. 3.40 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL
PILÓN 2 TABLERO FIJO

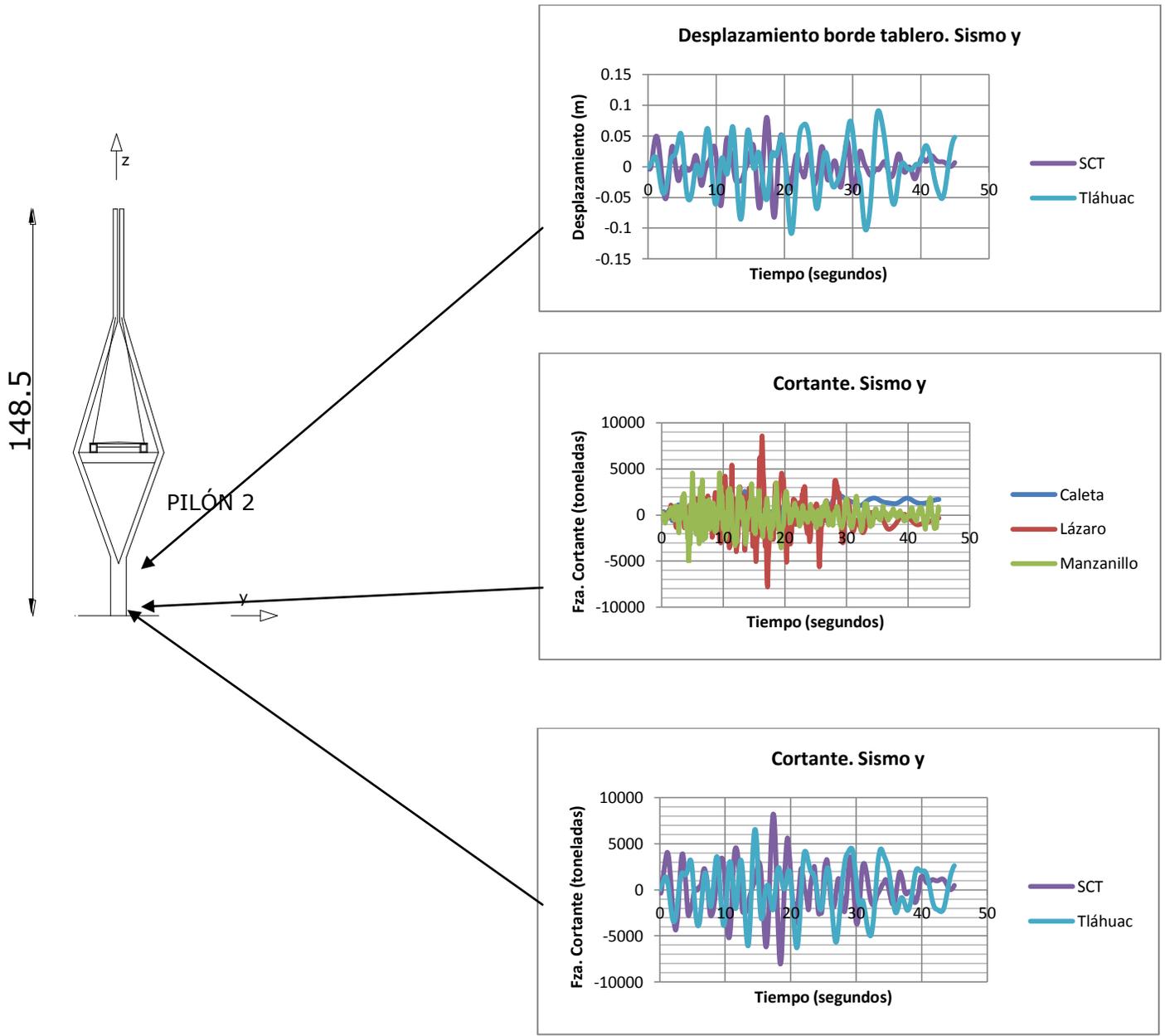


FIG. 3.41 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FIJO



En la figura 3.42 se observa un comportamiento diferente en lo que respecta a la carga axial en la base del pilón número 2, pues el registro de Tláhuac genera valores mayores para un tiempo superior a 35 segundos del registro. Este comportamiento se da casi después de que el puente queda en vibración libre, quizá debida a que el tablero queda oscilando y después esta energía se va.

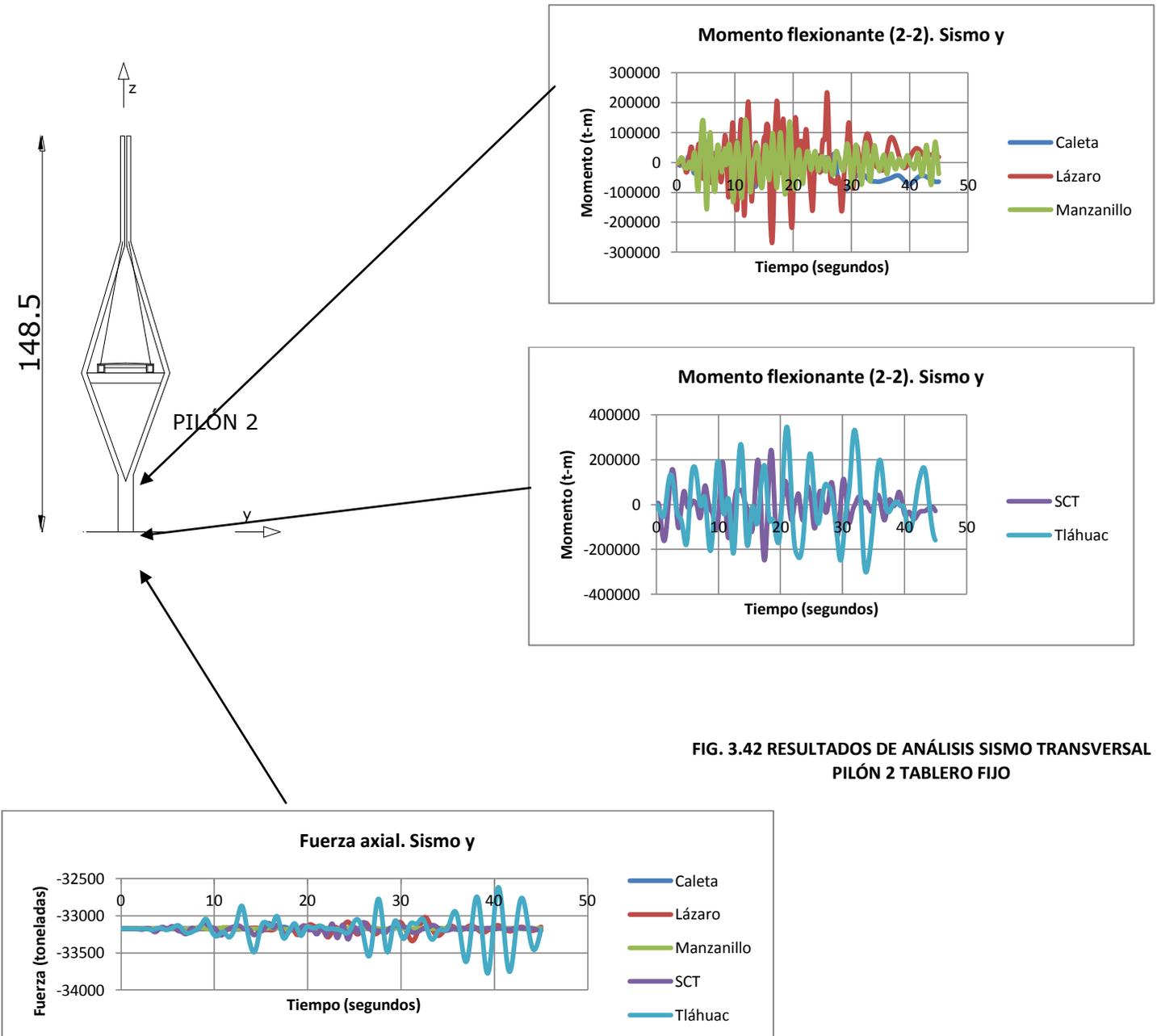


FIG. 3.42 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 TABLERO FIJO



Comparación de modos de vibrar del puente con tablero flotando y fijo

En la tabla 3.7 se muestran los primeros tres periodos de vibrar de los tipos de puente analizados, se puede observar una notable disminución en los valores de los periodos para la configuración del puente de tablero fijo a los pilones, esto se debe al incremento de rigidez producida por dicha conexión.

TABLA 3.7 PERIODOS DE VIBRAR DEL PUENTE FLOTANDO Y FIJO

Configuración	PERIODO (segundos)		
	Primer modo	Segundo modo	Tercer modo
Flotando	8.92508	4.52508	4.22924
Fijo	5.06963	3.62983	3.40151



CAPÍTULO 4

USO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS

Un amortiguador de fluido viscoso (Fig. 4.1) consiste, en general, de un pistón instalado dentro de la caja del amortiguador con un componente de silicón o aceite. Este dispositivo disipa energía mediante la fricción producida por el paso del fluido a través de orificios en el pistón. El amortiguador exhibe un comportamiento del fluido viscoelástico dentro de un intervalo amplio de frecuencias. Si el fluido es puramente viscoso la fuerza de salida del amortiguador es directamente proporcional a la velocidad del pistón.

La naturaleza viscoelástica del dispositivo se obtiene a través del uso de orificios especialmente configurados y es el responsable de producir fuerzas amortiguadoras fuera de fase con el desplazamiento. El mecanismo mediante el cual el amortiguador disipa energía mecánica es mediante el calentamiento del fluido de gran velocidad como resultado del flujo del líquido por los orificios. Esta energía calorífica se transfiere posteriormente al ambiente por mecanismos de transportes como son convección y conducción.

La mayoría de los dispositivos con fluidos viscoelásticos que se emplean en aplicaciones prácticas, tienen relaciones fuerza-velocidad de la forma:

$$F = Co \ddot{v}^n$$

Donde:

Co = *coeficiente de amortiguamiento*

v = *velocidad relativa a traves del amortiguador*

$$n = (0.3 \leq n \leq 0.75)$$

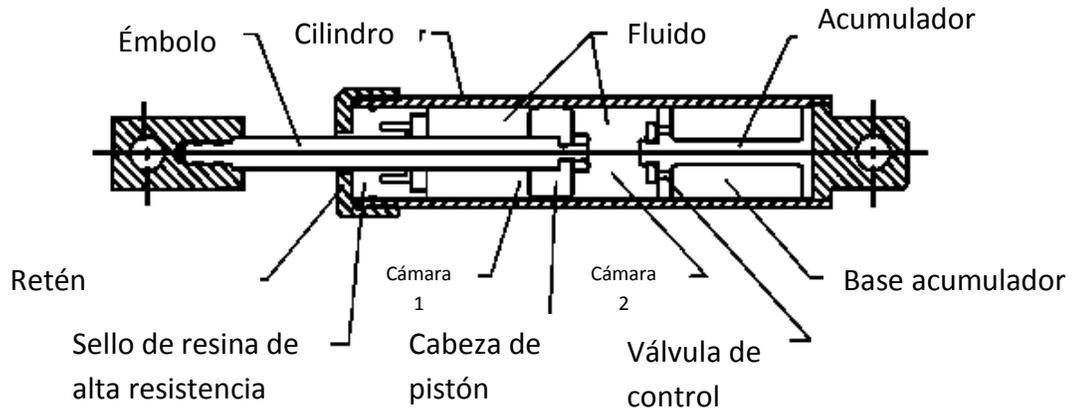


FIG. 4.1 AMORTIGUADOR VISCOSO. ADAPTADA (<http://taylordevices.com/papers/history/design.htm>)



FIG. 4.2 AMORTIGUADOR SISMICO 1.3 A 2 MILLONES DE LIBRAS DE FUERZA (<http://taylordevices.com/dampers-seismic-protection.html>)

En la práctica existen varios fabricantes de estos dispositivos su configuración y tamaño puede variar según las necesidades de la estructura. Generalmente en puentes grandes se requieren amortiguadores de gran tamaño que puedan soportar las fuerzas producidas por las grandes masas de los puentes (ver figura 4.2, 4.3 y 4.4).



FIG. 4.3 AMORTIGUADOR SISMICO PARA GRANDES PUENTES CARRETEROS 1.5 MILLONES DE LIBRAS DE FUERZA (<http://taylordevices.com/dampers-seismic-protection.html>)



FIG. 4.4 CONEXIÓN DE AMORTIGUADOR SISMICO CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES (<http://www.cec.uchile.cl/~dicesco/aislacion.html>)



4.1. MODELADO DEL PUENTE CON AMORTIGUADORES VISCOSOS

Para el modelado de este tipo de vinculación de tablero con los pilones se hizo uso, de igual manera que para la configuración fija, de los elementos LINK pre-configurados en el programa de análisis (Fig. 4.5). El programa de análisis permite elegir un elemento LINK viscoelástico exponencial en el cual sólo se deben de introducir los datos del tipo de amortiguador.

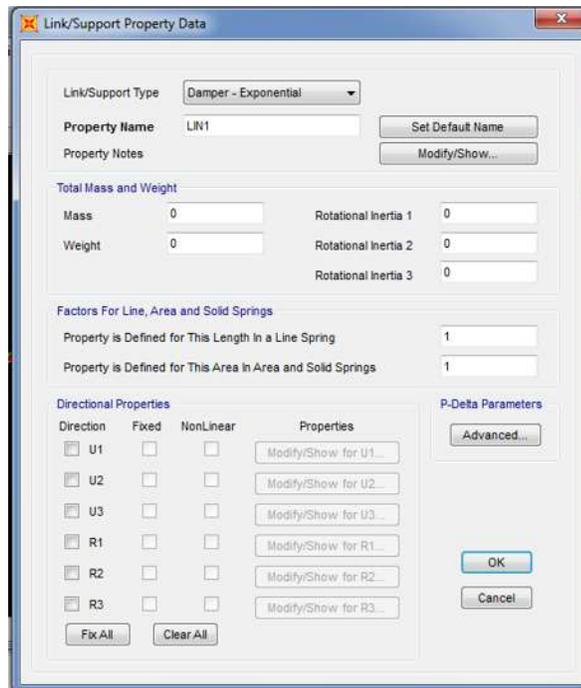
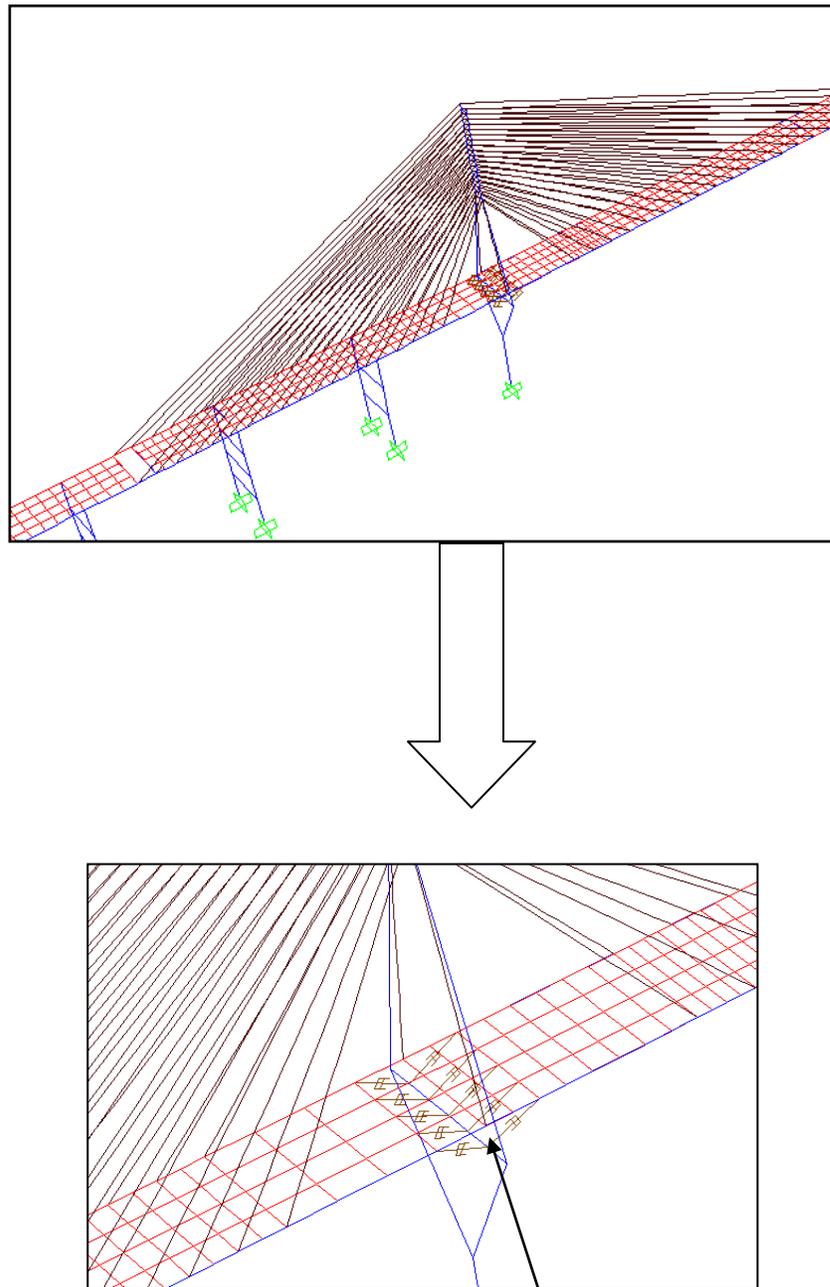


FIG. 4.5 AMORTIGUADOR VISCOSO EN SAP 2000

Para el análisis del puente con el sismo en dirección longitudinal se colocaron los dispositivos de manera inclinada uniendo el tablero con el travesaño del pilón. Se consideraron diez elementos LINK a lo largo del travesaño del pilón los cuales tiene comportamiento viscoelástico en la dirección longitudinal del elemento.

A continuación se muestra en la figura 4.6 la configuración utilizada en la posición de los dispositivos.



Estos elementos son de comportamiento viscoso exponencial.

**10 Amortiguadores
viscosos (elementos
LINK)**

FIG. 4.6 POSICIÓN AMORTIGUADORES VISCOSOS LONGITUDINALES EN EL MODELO

Para los análisis del sismo actuando de manera transversal se colocaron dos amortiguadores transversalmente a la pila como se muestra en la figura 4.7.

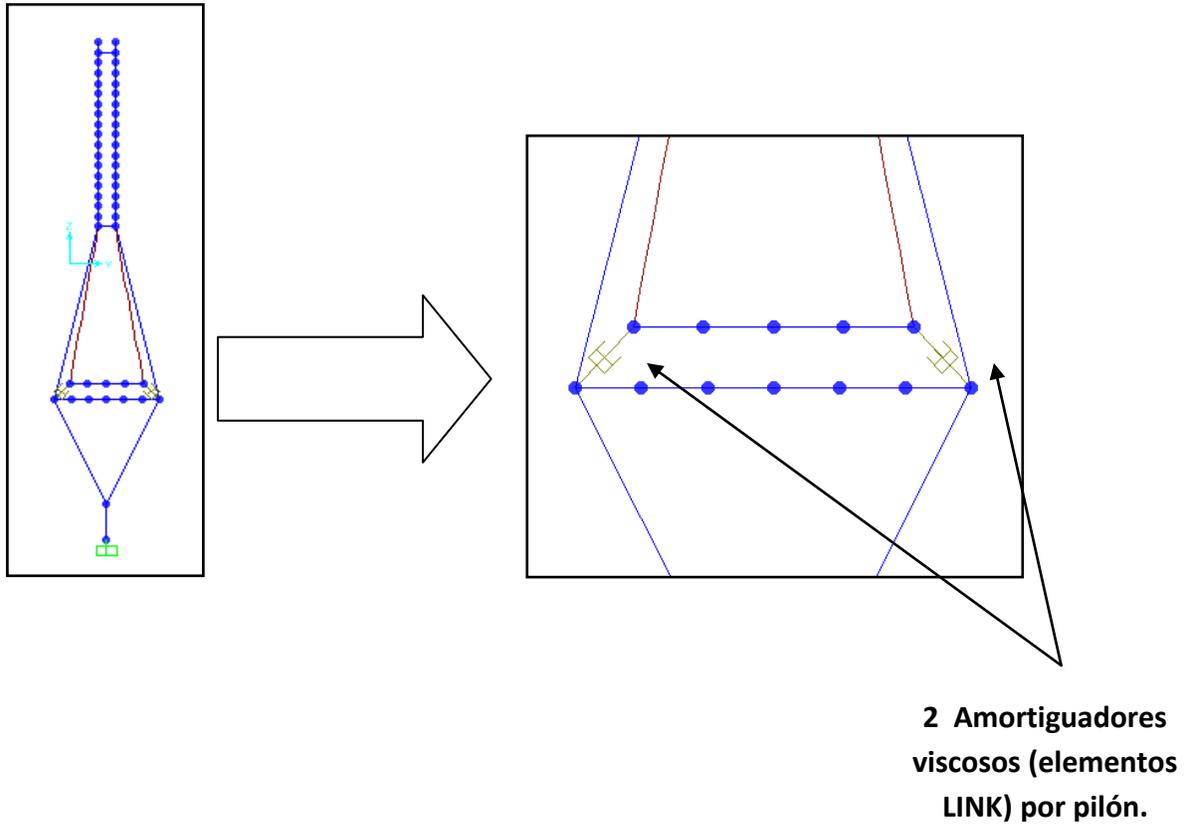


FIG. 4.7 POSICIÓN AMORTIGUADORES VISCOSOS TRANSVERSALES EN EL MODELO



4.2 ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Con el propósito de elegir el amortiguador viscoso más apropiado para este tipo de estructura se decidió realizar un análisis paramétrico empelando distintos valores de los dos parámetros que determinan la respuesta de estos dispositivos. Los valores que se variaron fueron el del coeficiente de amortiguamiento C' y la rigidez del dispositivo " k ". A manera de tener una gama amplia de comparación de dichos coeficientes y rigideces, se realizaron análisis con amortiguadores con dos valores de rigidez de 5000000 y 50000 t/m, y con cinco coeficientes de amortiguamiento de 269765, 2000, 200, 20 y $2 \text{ t}/(\frac{m}{s})^c$, con estos parámetros se tiene una gama de diez casos, cinco para cada valor de rigidez.

El valor del coeficiente de amortiguamiento C' de 269765 se calculó con el procedimiento descrito en Álvarez, et al., (2010), que consiste en los siguientes pasos:

1. Se determinó la masa del puente.
2. Se obtuvo el porcentaje de participación de la masa en la dirección del desplazamiento en análisis.
3. Se propone un valor de C_o'' , que es un valor adimensional deseado. Para el caso se eligió $C_o''=15$.

El valor de C' está dado por:

$$C' = M_x \cdot C_o''$$

Donde M_x es la masa que participa en la dirección longitudinal del puente

De los análisis modales sabemos que $M_x=17984 \text{ t}$

$$C' = 17984 * 15 = \mathbf{269765} \text{ t}/(\frac{m}{s})^{0.5}$$

Los otros valores del coeficiente de amortiguamiento se eligieron arbitrariamente para tener valores considerablemente diferentes y poder observar el comportamiento del puente con distintos valores de coeficientes en los amortiguadores

4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS

4.3.1 SISMO LONGITUDINAL (SISMO X)

En las siguientes figuras se muestran los desplazamientos y elementos mecánicos en el pilón 2 producidos por el registro de SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985 aplicado en dirección longitudinal. Se muestran los diferentes amortiguadores utilizados.

En la figura 4.8 se muestra el comportamiento del puente con distintos amortiguadores viscosos aplicándose un sismo en dirección longitudinal. Se puede observar que a medida que se aumenta la rigidez los desplazamientos disminuyen y en lo que respecta al incremento del coeficiente de amortiguamiento, si bien modifica los valores, no en la proporción de la variación del mismo. La referencia de comparación es la configuración del tablero flotando y en todos los casos el registro utilizado es el de SCT que es el que generó mayores demandas para la configuración analizada.

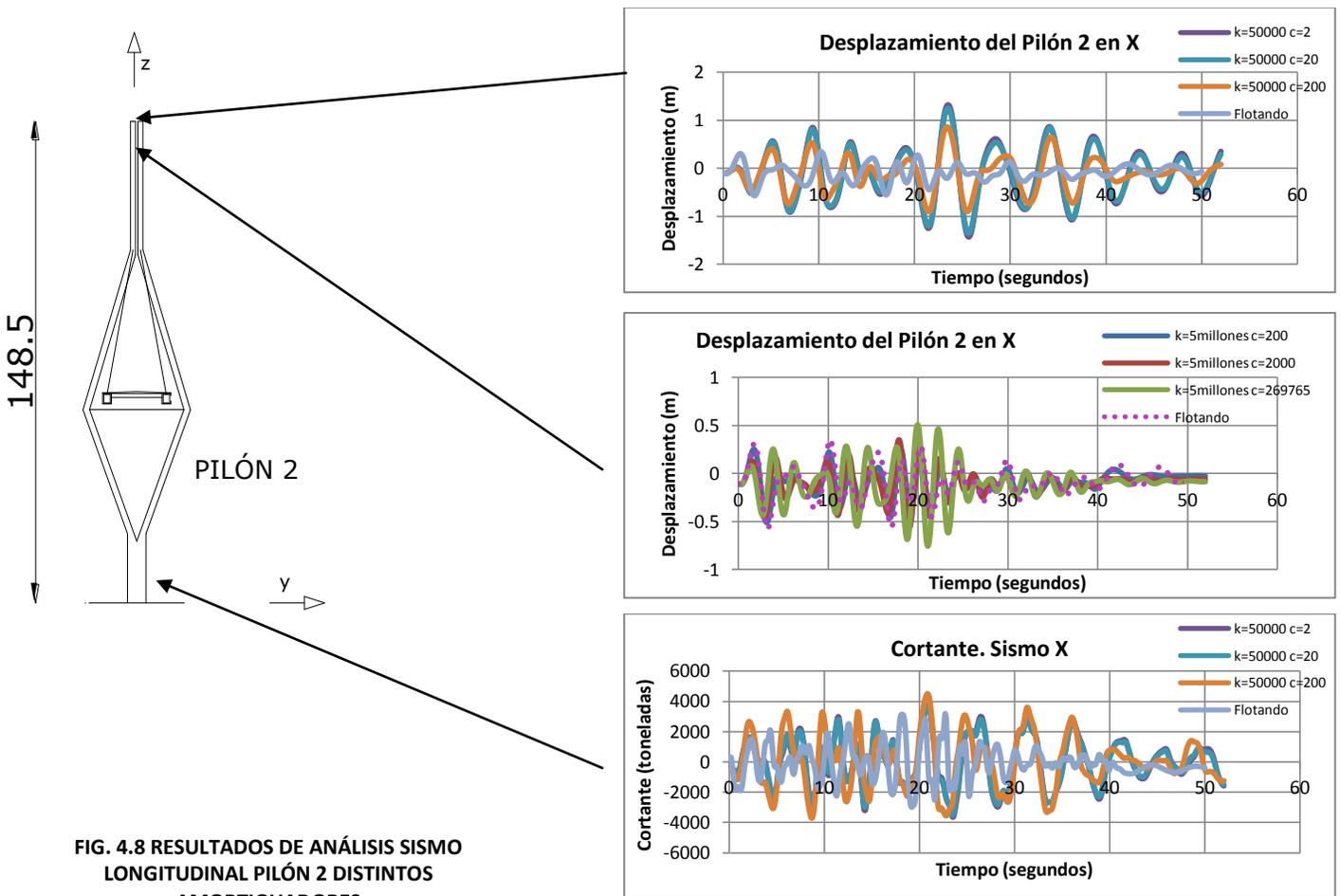


FIG. 4.8 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 DISTINTOS AMORTIGUADORES



En la figura 4.9 se puede observar que la variación del coeficiente de amortiguamiento tiene más influencia en los elementos mecánicos que en los desplazamientos. Nuevamente se obtienen mayores cortantes y momentos en la base de la pila debido a la mayor rigidez que proporcionan los amortiguadores al puente original.

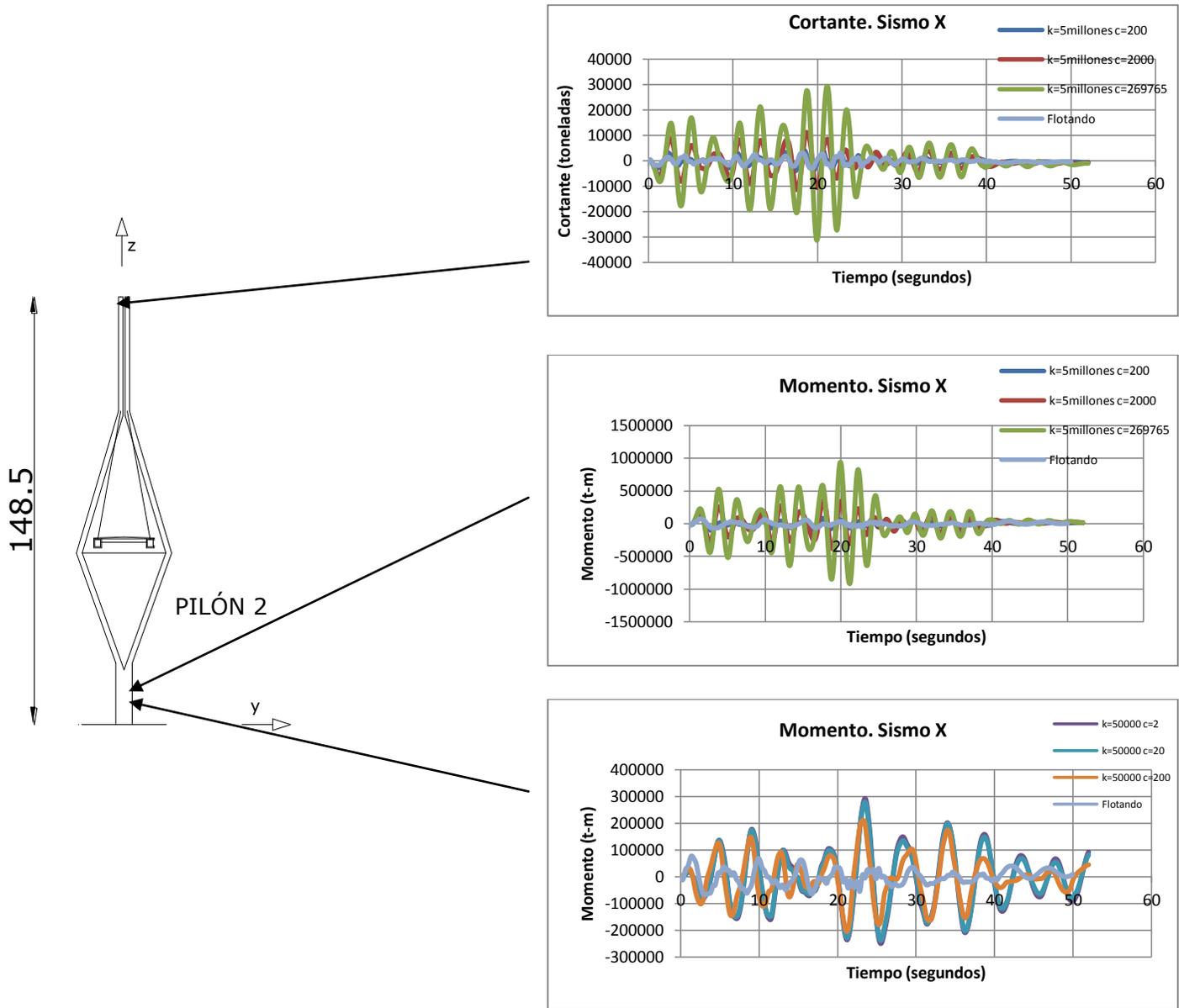


FIG. 4.9 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 DISTINTOS AMORTIGUADORES



En la figura 4.10 se presenta la historia en el tiempo de la fuerza axial sobre la pila para los mismos amortiguadores. Se observa que en el caso del amortiguador con $k = 50,000 \text{ t}$ y $c = 200 \text{ t / (m/s)}^c$ la fuerza axial máxima es prácticamente la misma que la que se produce con el tablero flotando. Para el mismo amortiguador, se observa que la fuerza axial mínima en la pila es menor que en el caso del tablero flotando, lo cual conduce a una menor resistencia a cortante y capacidad de ductilidad en el elemento, en el período de tiempo en que se da esta condición. Los otros amortiguadores llevan a valores más elevados de la fuerza axial en forma considerable.

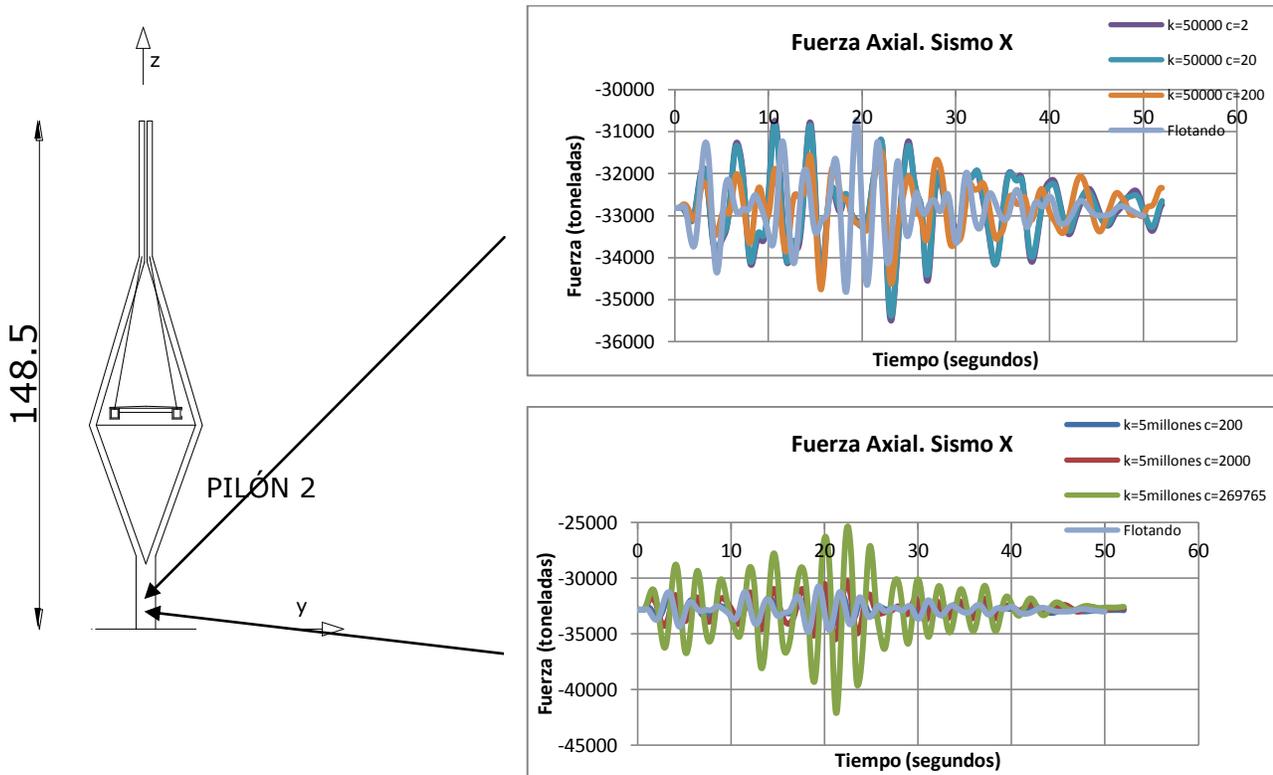


FIG. 4.10 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 DISTINTOS AMORTIGUADORES

4.3.2 SISMO TRANSVERSAL (SISMO Y)

En los análisis de sismo transversal se muestran los resultados obtenidos de un amortiguador diseñado con el mismo criterio que la dirección anterior. El diseño dio como resultado un amortiguador con una rigidez de 25000 toneladas y un coeficiente de amortiguamiento de $60601 \text{ ton}/(\frac{m}{s})^c$. En la figura 4.11 se observa que al igual que en el análisis de la configuración flotando el registro de Tláhuac es el que provoca mayores demandas sobre el pilón. Esto debido a que aún con los amortiguadores el puente conserva un periodo de vibrar igual al puente flotando y el espectro de Tláhuac es el que genera mayores respuestas para estructuras de periodos largos.

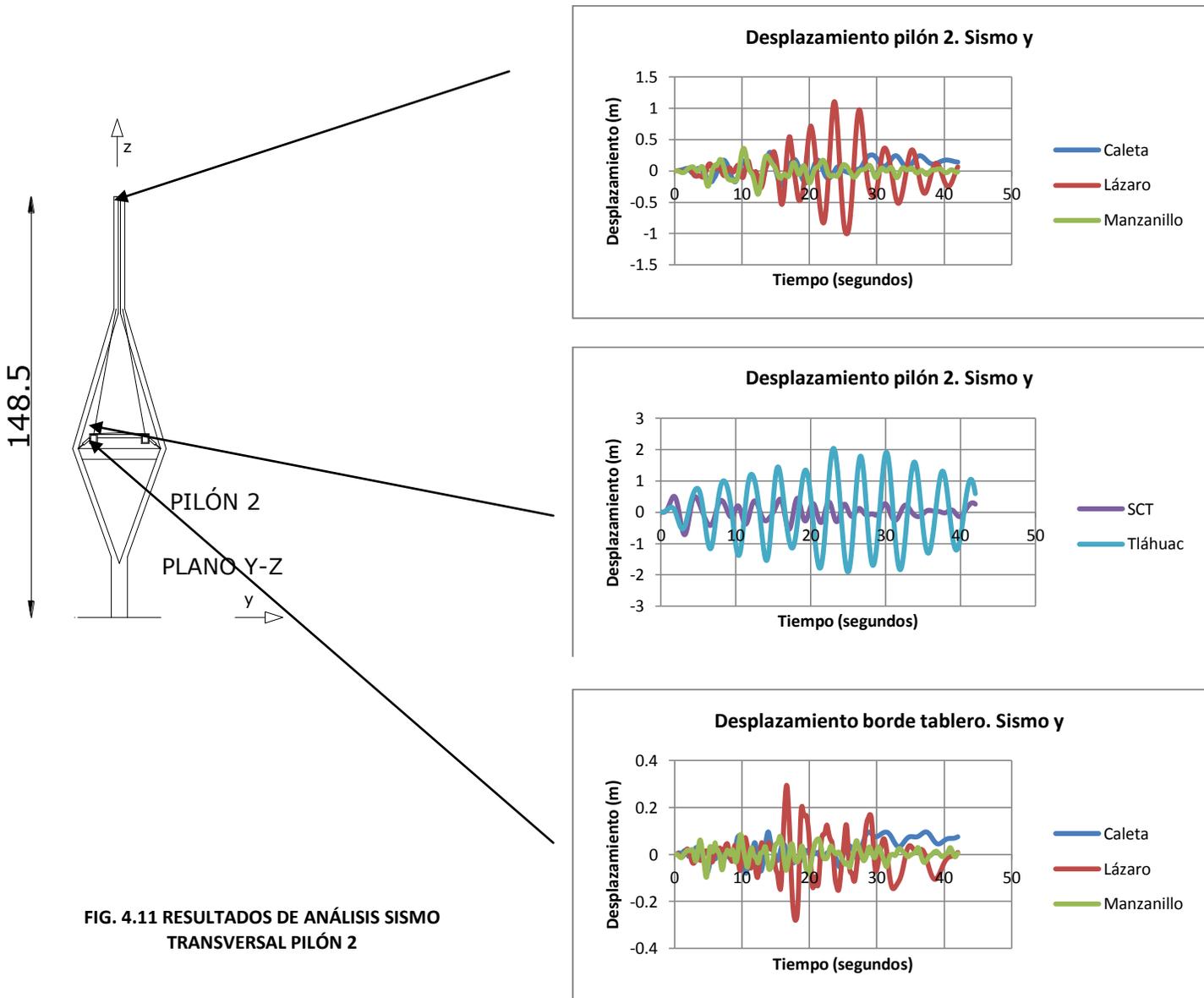


FIG. 4.11 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2



En las figuras 4.12 y 4.13 se muestran los desplazamientos y elementos mecánicos producidos por los diferentes registros utilizados anteriormente aplicados en sentido transversal al puente. La configuración de la conexión entre el tablero y los pilones es la del amortiguador viscoso. Como se dijo anteriormente el registro de Tláhuac es el que provoca las respuestas máximas a excepción de la fuerza cortante en la pila en donde SCT es un poco mayor pero casi esta a la par del registro de Tláhuac. Esto quizá se deba a que para el modo 7 la participación de masa en la dirección transversal alcanza valores de 26.90 % con un periodo de 3.04 segundos en donde los espectros tiene valores muy parecidos en aceleración.

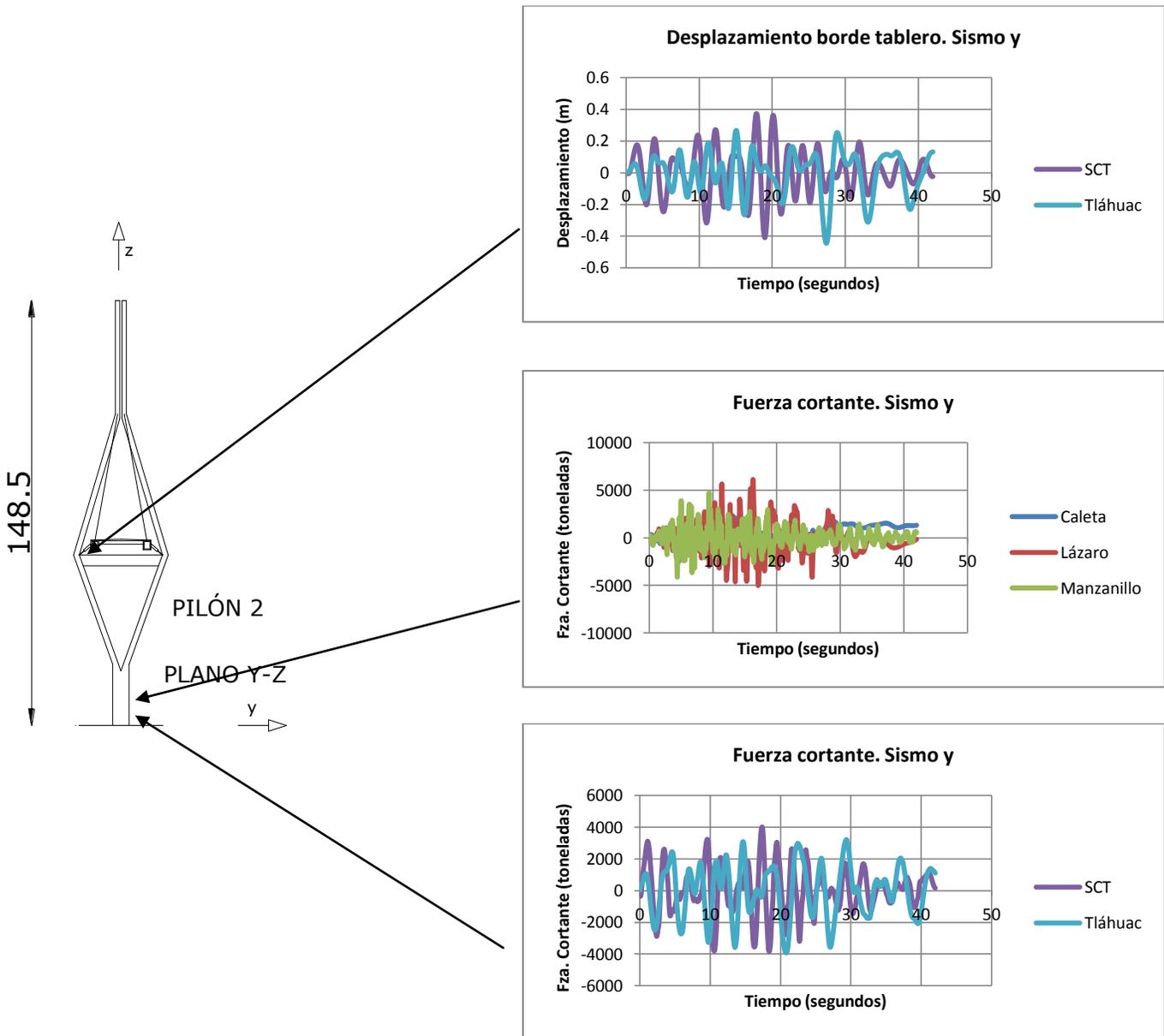


FIG. 4.12 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2

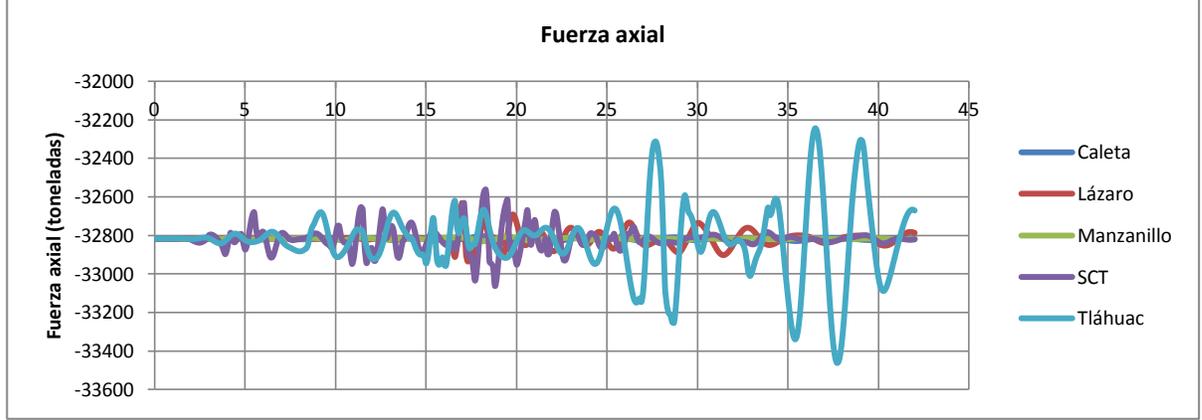
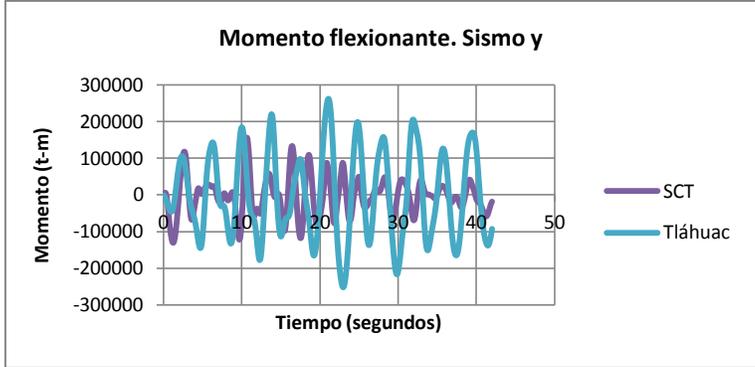
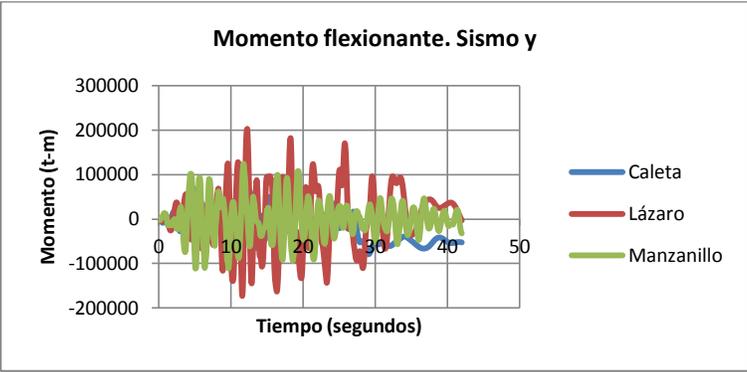
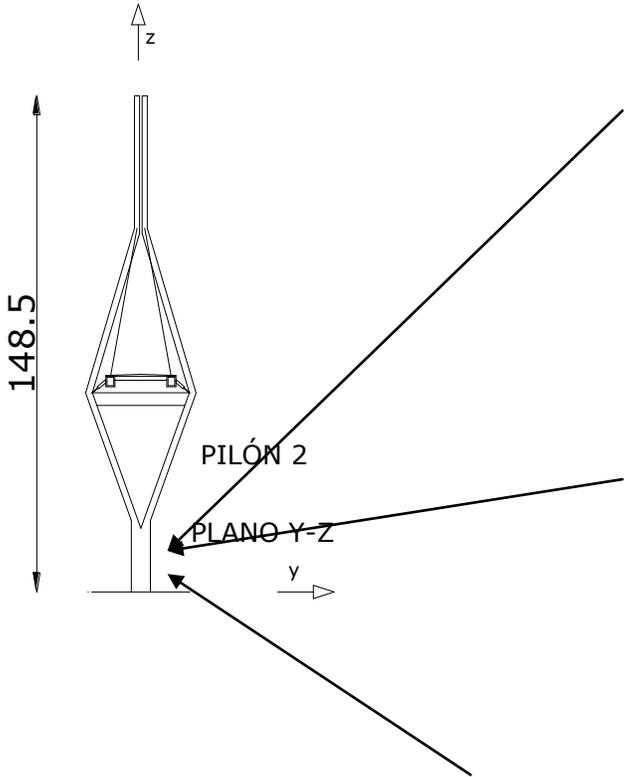


FIG. 4.13 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2



4.3.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DE PUENTE CON AMORTIGUADORES VISCOSOS

En la tabla 4.1 se muestran las propiedades dinámicas del puente con el tablero conectado a las pilas mediante amortiguadores viscosos. Estas propiedades como se puede observar son iguales que para el tablero flotando esto se debe a que los análisis modales se realizaron de forma lineal y los amortiguadores solo influyen en el comportamiento del puente cuando se realizan análisis no lineales. La rigidez y el amortiguamiento del amortiguador solo son consideradas por el método de análisis cuando la estructura se comporta no linealmente. Se puede ver el cambio de comportamiento del puente por el uso de estos dispositivos en los análisis no lineales en las secciones 4.3.1 y 4.3.2 pues el comportamiento no es el mismo que para el tablero flotando. Las propiedades dinámicas nos indican que la tendencia de los modos seguirá siendo la misma que para el tablero flotando pero se sabe que los amortiguadores disipan energía cambiando la respuesta del puente para los análisis no lineales.

Se omite la configuración modal debido a que es la misma que para el tablero flotando por lo mencionado en el párrafo anterior.

TABLA 4.1 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON AMORTIGUADORES VISCOSOS

MODO	PERIODO	% PARTICIPACIÓN DE MASA	% PARTICIPACIÓN DE MASA	TIPO DESPLAZAMIENTO PREDOMINANTE
1	8.93	15.54 (Y)	4.75 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
2	4.53	69.36 (X)	0.09 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
3	4.23	0.26 (Y)	10.33 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ X
4	3.65	3.89 (Z)	0.06 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
5	3.39	7.28(Y)	13.92 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRASNSVERSAL PILAS Y ROTACIÓN @ X
6	3.26	3.38 (Y)	12.37 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRASNSVERSAL PILAS Y ROTACIÓN @ X
7	3.04	26.89 (Y)	14.95 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
8	2.98	0.14 (Z)	0.51 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Y ROTACIÓN @ Y
9	2.86	0.04 (Z)	0.05 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICALY ROTACION @ Y
10	2.48	0.98 (Y)	28.15 (ΘX)	ROTACIÓN @ Z
11	2.31	2.13 (Z)	0.03 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
12	2.28	8.92 (Y)	4.90 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
13	1.99	0.41 (X)	0.22 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
14	1.95	0.35 (Y)	0.51 (ΘX)	ROTACIÓN @ X
15	1.79	0.16 (Y)	0.60 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
16	1.76	0.53 (Z)	0.00	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
17	1.73	0.70 (Y)	4.13 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
18	1.63	1.65 (Y)	0.87 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
19	1.56	3.29 (Y)	3.94 (ΘX)	ROTACIÓN @X Y ROTACIÓN @Z
20	1.55	0.05 (Y)	6.19 (ΘX)	ROTACIÓN @X Y ROTACIÓN @Z

CAPÍTULO 5

USO DE AISLADORES DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) (Fig. 5.1) están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento. El amortiguamiento que se logra con la inclusión del núcleo de plomo es mayor al 20%. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

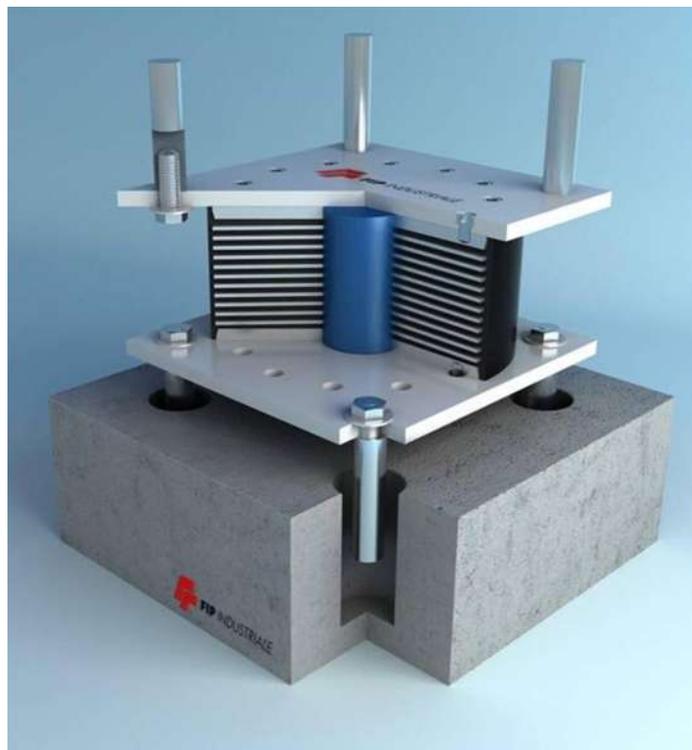


FIG. 5.1 AISLADOR DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO. ADAPTADA
(<http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-con-nucleo-de-plomo-lrb>)

5.1 MODELADO DEL PUENTE CON AISLADORES (LRB)

Para el modelado del puente con los dispositivos LRB se utilizaron elementos link con la propiedad Plastic (Wen). Dichos dispositivos fueron diseñados siguiendo el método utilizado por Buckle, et al., (2006).

Los análisis fueron dinámicos no lineales con historia en el tiempo con los registros utilizados anteriormente.

Para la determinación del número de aisladores en el puente se realizó un análisis paramétrico, en el cual se realizaron diferentes análisis modales con diferente número de aisladores en el puente.

Se tomó como objetivo encontrar un periodo fundamental de vibrar parecido al periodo principal de la configuración del tablero flotando (8.93segundos) con el propósito de que la relación de periodos entre la estructura y la excitación no fuera una variable que propiciara la diferencia en la respuesta del puente.

Para lograr acercarse al periodo del puente se colocaron, aisladores en las dos pilas principales y en algunas pilas secundarias. De igual manera que con los amortiguadores se colocaron cinco dispositivos por pila.

El periodo que se obtuvo fue de 9.87 segundos con la siguiente configuración de los aisladores. En la figura 5.2 se indican las pilas que tienen aisladores entre el tablero y el travesaño de la pila. Las pilas restantes están conectadas de manera fija al tablero.

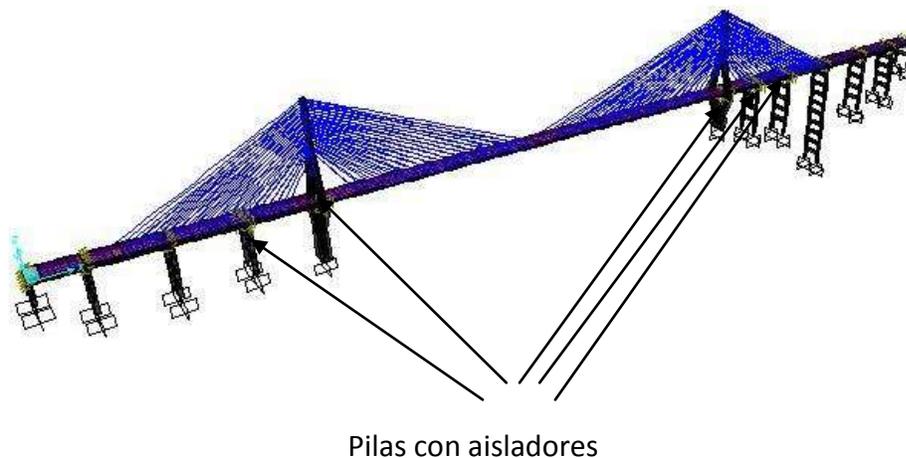
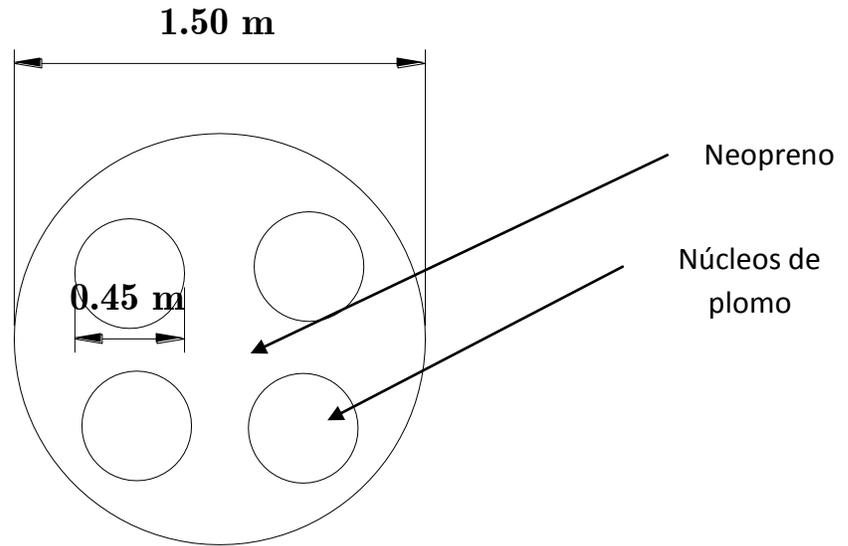


FIG. 5.2 PILAS CON AISLADORES LRB EN EL PUENTE



El aislador con el que se logró dicho resultado y con el cual se hicieron los análisis posteriores tiene un rigidez lateral de 350 t/m (espesor de 8 cm), un diámetro del núcleo de plomo de 45 cm el dispositivo consta de 4 núcleos por aislador, con un $F_Y = 808.05 \text{ t/m}^2$, un 10% de rigidez postelástica y un exponente de fluencia de 2. La planta del aislador se muestra en la figura 5.3.



PLANTA

FIG. 5.3 PLANTA AISLADOR LRB



5.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS

En la tabla 5.1 se presentan los resultados de los análisis del puente con los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. En las figuras se muestra la ubicación de los nodos tomados como parámetros, en el pilón número 2.

TABLA 5.1 PARÁMETROS DE ANÁLISIS

Parámetro.	Dirección sismo	Desplazamiento ó Elemento mecánico
Desplazamiento X	Longitudinal (X)	Desplazamiento en el eje global X
Desplazamiento Y	Transversal (Y)	Desplazamiento en el eje global Y
Cortante	Longitudinal (X)	Cortante alrededor del eje local 2-2
Momento	Longitudinal (X)	Momento alrededor del eje local 3-3
Fuerza axial	Longitudinal (X)	Fuerza axial
Cortante	Transversal (Y)	Cortante alrededor del eje local 3-3
Momento	Transversal (Y)	Momento alrededor del eje local 2-2
Fuerza axial	Transversal (Y)	Fuerza axial

En las gráficas subsecuentes de este capítulo se muestra la historia en el tiempo de los desplazamientos y elementos mecánicos que se obtienen al aplicar el registro de Tláhuac, ya que este registro conduce a los efectos más desfavorables en el puente de acuerdo con los resultados obtenidos en los análisis anteriores. Para determinar la conveniencia de utilizar aisladores de base, la comparación se realiza con respecto al caso del tablero separado de la pila, ya que es la configuración con la que se tiene el mejor comportamiento del puente, pues proporciona valores adecuados tanto de desplazamiento como de elementos mecánicos.



5.2.1 PROPIEDADES DÍNAMICAS DEL PUENTE CON AISLADORES LRB

En la tabla 5.2 se muestran los primeros veinte modos de vibrar y su participación de masa del puente con aisladores LRB. Se puede observar que la participación de masa del modo 1 es bastante importante alcanzando valores de 23% para el desplazamiento transversal del tablero. A pesar de que el cambio del periodo con respecto al tablero flotando parece ser poco importante, si hay un cambio considerable en la participación de masa en el primer modo, lo que modifica los resultados entre ambos puentes. La participación de masa en desplazamiento y los periodos se reducen considerablemente en los modos 2 y 3 pero se puede observar que en el modo 3 la participación de masa de la rotación del tablero es bastante importante alcanzando valores de 21%. La participación de masa del modo 8 también es muy importante pues alcanza valores de 34%. También se puede observar una importante participación para los modos 7, 9 y 13.

TABLA 5.2 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS DEL PUENTE CON AISLADORES LRB

MODO	PERIODO	% PARTICIPACIÓN DE MASA	% PARTICIPACIÓN DE MASA ROTACIÓN	TIPO DESPLAZAMIENTO
1	9.87	23.15 (Y)	3.10 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
2	5.87	2.81 (X)	0.01 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL PILA SECUNDARIA 5
3	5.49	1.24 (Y)	21.54 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ X
4	4.08	2.30 (X)	0.00	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
5	3.79	18.38 (X)	0.10 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
6	3.52	19.86 (Y)	2.93 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
7	3.37	0.36 (Y)	11.56 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
8	3.29	34.50 (X)	0.07 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
9	3.25	0.47 (Y)	15.57 (ΘX)	ROTACIÓN @ X
10	2.88	4.29 (X)	0.41 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
11	2.83	5.90 (X)	0.09 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
12	2.60	1.79 (X)	0.01 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL
13	2.44	0.52 (Y)	20.81 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
14	2.30	2.31 (Z)	0.02 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO VERTICAL
15	2.00	0.48 (X)	0.23 (ΘY)	DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL Y ROTACIÓN @ Y
16	1.96	0.00	0.00 (ΘZ)	ROTACIÓN @ Z
17	1.95	1.60 (Y)	1.60 (ΘZ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ Z
18	1.94	2.15 (Y)	1.30 (ΘX)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL Y ROTACIÓN @ X
19	1.80	7.04 (Y)	0.15 (Θ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
20	1.76	2.09 (Y)	0.07 (Θ)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL

% SUMATORIAS 20 MODOS		
UX	UY	UZ
71.0183	58.4751	6.3278
45.9576	0.9414	49.1514

Formas modales puente con apoyos LRB

En las figuras 5.4 a 5.6 se muestran los tres primeros modos de vibrar del puente con uso de apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB). En el primer modo se puede observar que el movimiento predominante es el desplazamiento transversal del tablero alcanzando los valores máximos en el centro del mismo reduciéndose casi por completo cerca de las pilas principales.

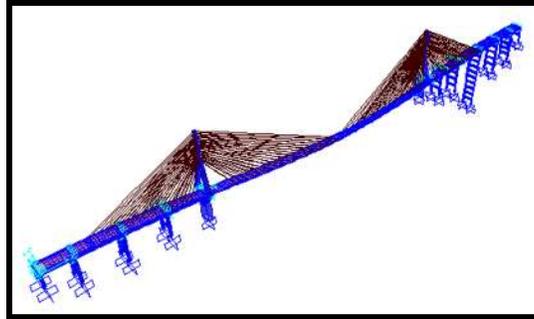


FIG. 5.4 MODO 1, T=9.87 S, DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DEL TABLERO

En el modo 2 se observa un desplazamiento longitudinal del tablero apreciable también en la segunda pila después del pilón principal 2.

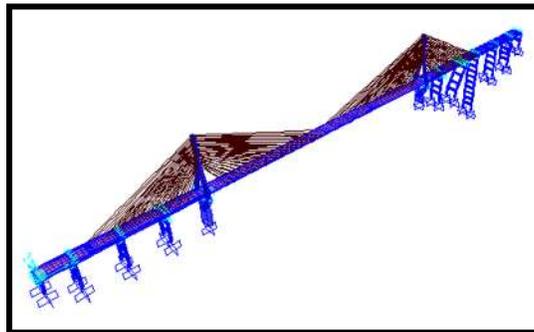


FIG. 5.5 MODO 2, T=5.87 S, DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL DEL TABLERO

Para el modo tres el movimiento predominante es la rotación del tablero alrededor de su eje longitudinal como se deduce del alto porcentaje de participación de masa en el modo 3. Sin embargo, el valor del periodo es elevado (5.5 segundos, lo cual lo aleja de las zonas de respuesta altas.

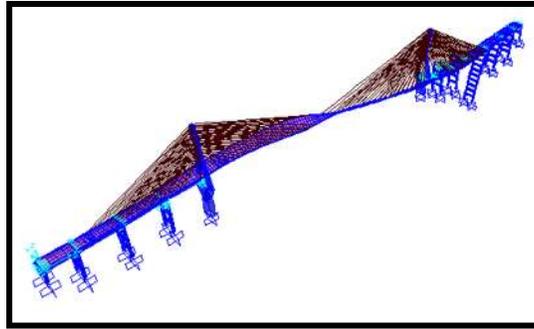


FIG. 5.6 MODO 3, T=5.49 S, TORSIÓN DEL TABLERO

En las figuras anteriores se observa la influencia de los aisladores LRB en el puente, pues la configuración de los modos y los valores de los periodos sufren cambios importantes con respecto a las otras condiciones de conexión tablero-pila analizadas.

5.2.2 SISMO LONGITUDINAL (SISMO X)

En la figura 5.7 se muestra la historia en el tiempo de los desplazamientos que se presentan en la parte superior de la pila cuando el sismo actúa en la dirección longitudinal del puente. La figura superior muestra los desplazamientos para el puente con el tablero flotando cuando está sometido al sismo de Tláhuac por ser el registro que produce los desplazamientos máximos para esta condición de apoyo.



Se incluyen también en la misma figura los desplazamientos que se producen con los registros de Caleta, Manzanillo y Lázaro Cárdenas, cuando se consideran los aisladores en la posición que se indica en la figura 5.2. Los desplazamientos son mucho mayores cuando se deja el tablero flotando y las pilas coladas integralmente con el tablero, mientras que al usar los aisladores se observa una reducción muy importante en los desplazamientos en la parte superior de la pila. Cabe recordar que los desplazamientos, cuando el tablero se conecta rígidamente con la pila, también son menores que para el tablero flotando, sin embargo, cuando se usan aisladores, la reducción es aún mayor.

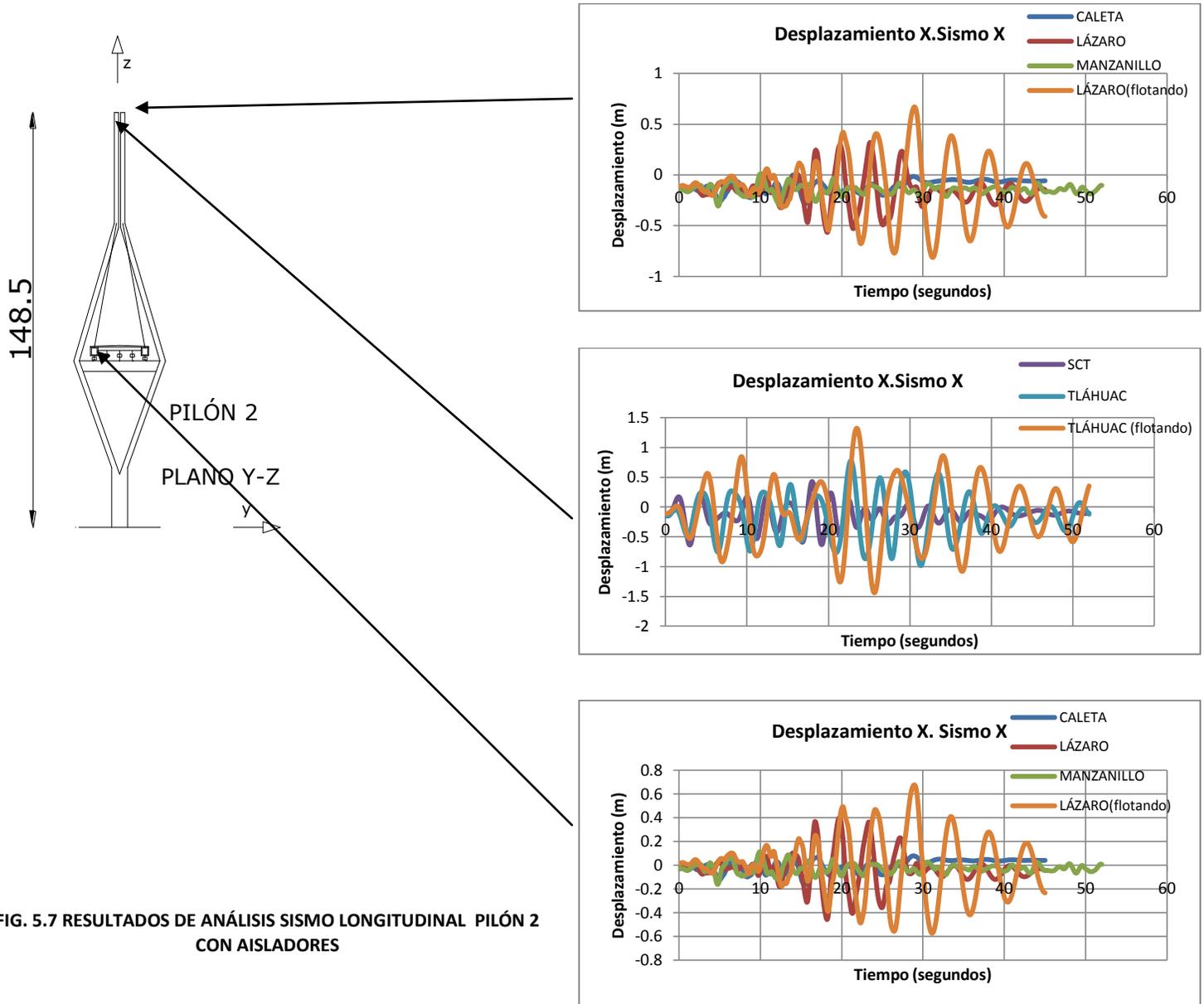


FIG. 5.7 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES

En la figura 5.8 se muestra la historia en el tiempo de los desplazamientos en el borde del tablero y la fuerza cortante en la base del pilón número 2.

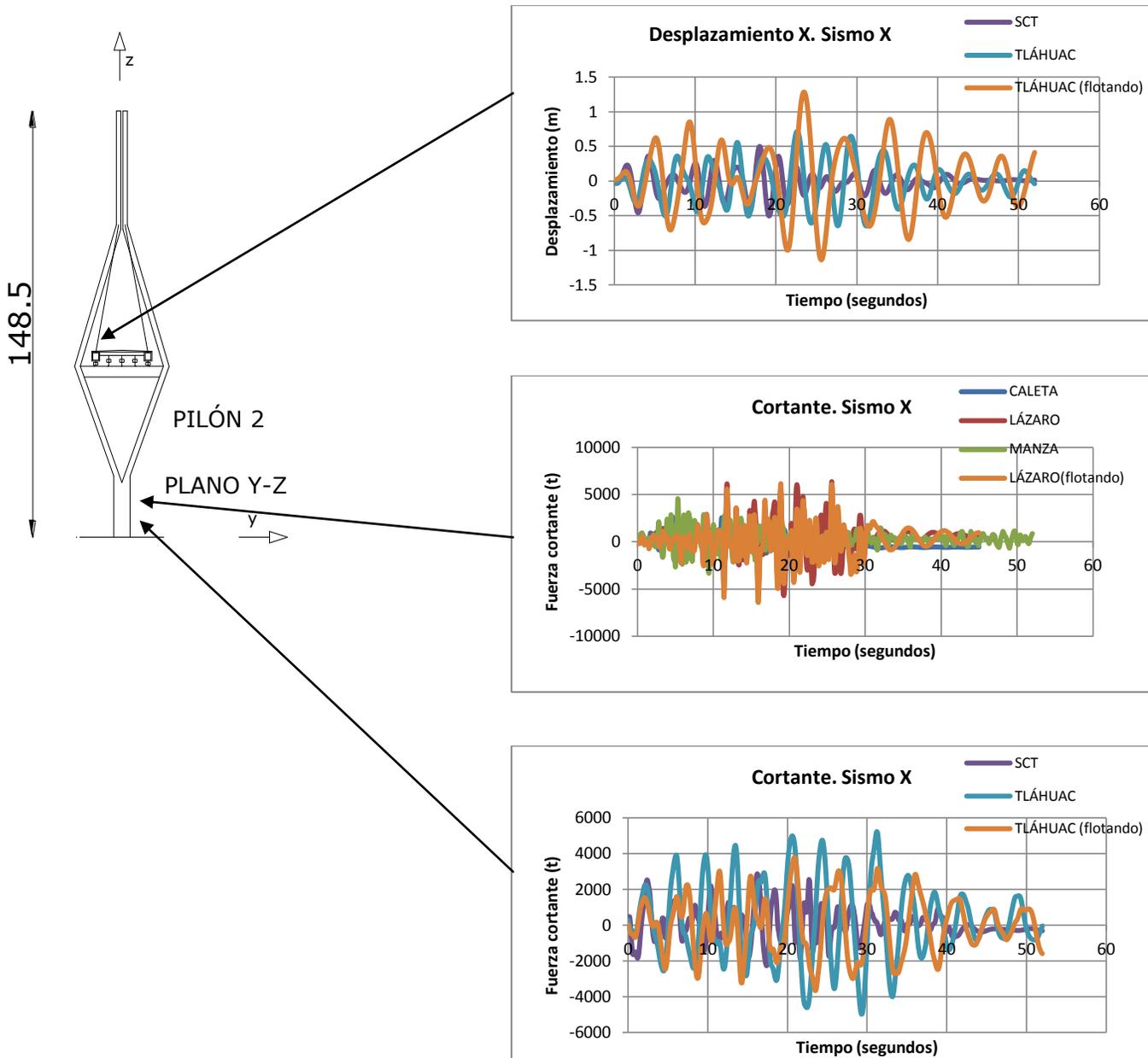


FIG. 5.8 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES

En la figura 5.9 se muestra la historia en el tiempo del momento en la base del pilón número 2. Se puede observar que el momento se mantiene más o menos en los mismos valores de la configuración flotando, sin embargo, el valor más alto se produce con el tablero flotando.

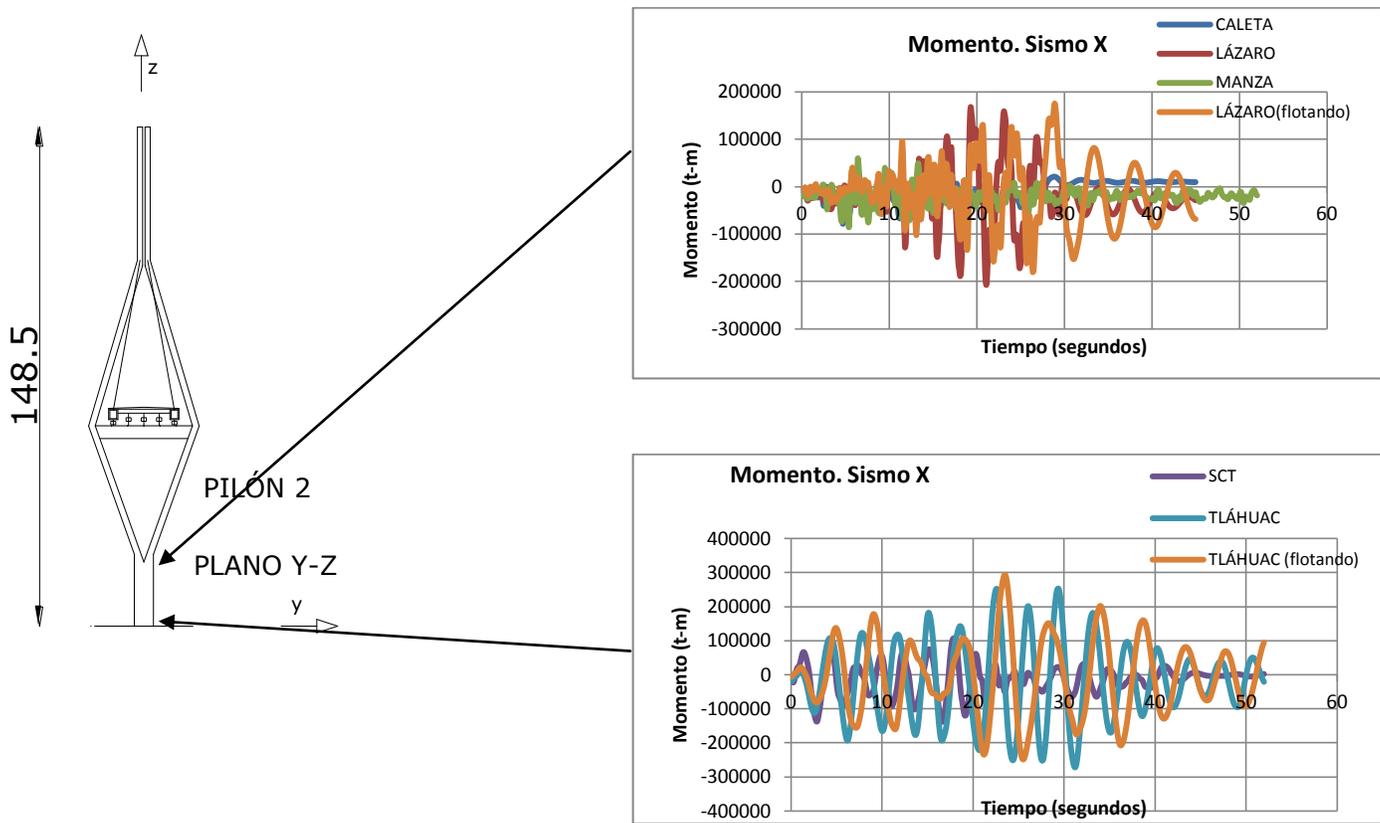


FIG. 5.9 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES



En la figura 5.10 se muestra la historia en el tiempo de la fuerza axial en la base del pilón número 2. Se puede observar que la fuerza axial sobre la pila, cuando el tablero está flotando, queda comprendida dentro de los valores máximos y mínimos del caso en que se colocan los aisladores. Dado que una baja fuerza axial reduce la ductilidad disponible, así como la capacidad de soportar cortante, el caso del puente flotando nos lleva a un valor más predecible de la resistencia y ductilidad del elemento. En el caso de los aisladores, la variación de la fuerza axial es mayor y por lo tanto se tiene una mayor variación en el comportamiento de la pila.

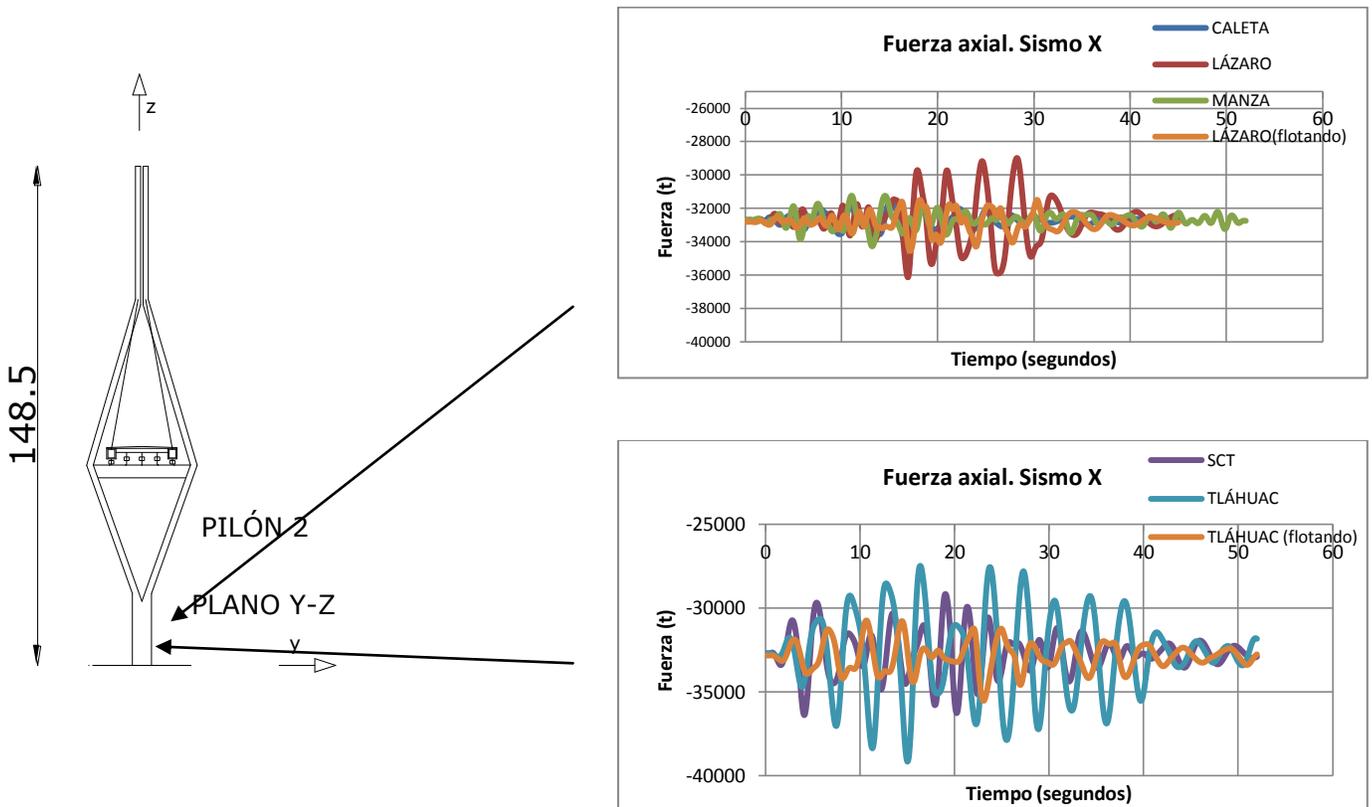


FIG. 5.10 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO LONGITUDINAL PILÓN 2 CON AISLADORES



5.2.3 SISMO TRANSVERSAL (SISMO Y)

En la figura 5.11 se muestra la historia en el tiempo de los desplazamientos que se presentan en la parte superior de la pila cuando el sismo actúa en la dirección transversal del puente. Se puede observar en la segunda gráfica que el puente tiene un comportamiento muy similar a la configuración del tablero flotando para el registro de Tláhuac que es el parámetro de comparación.

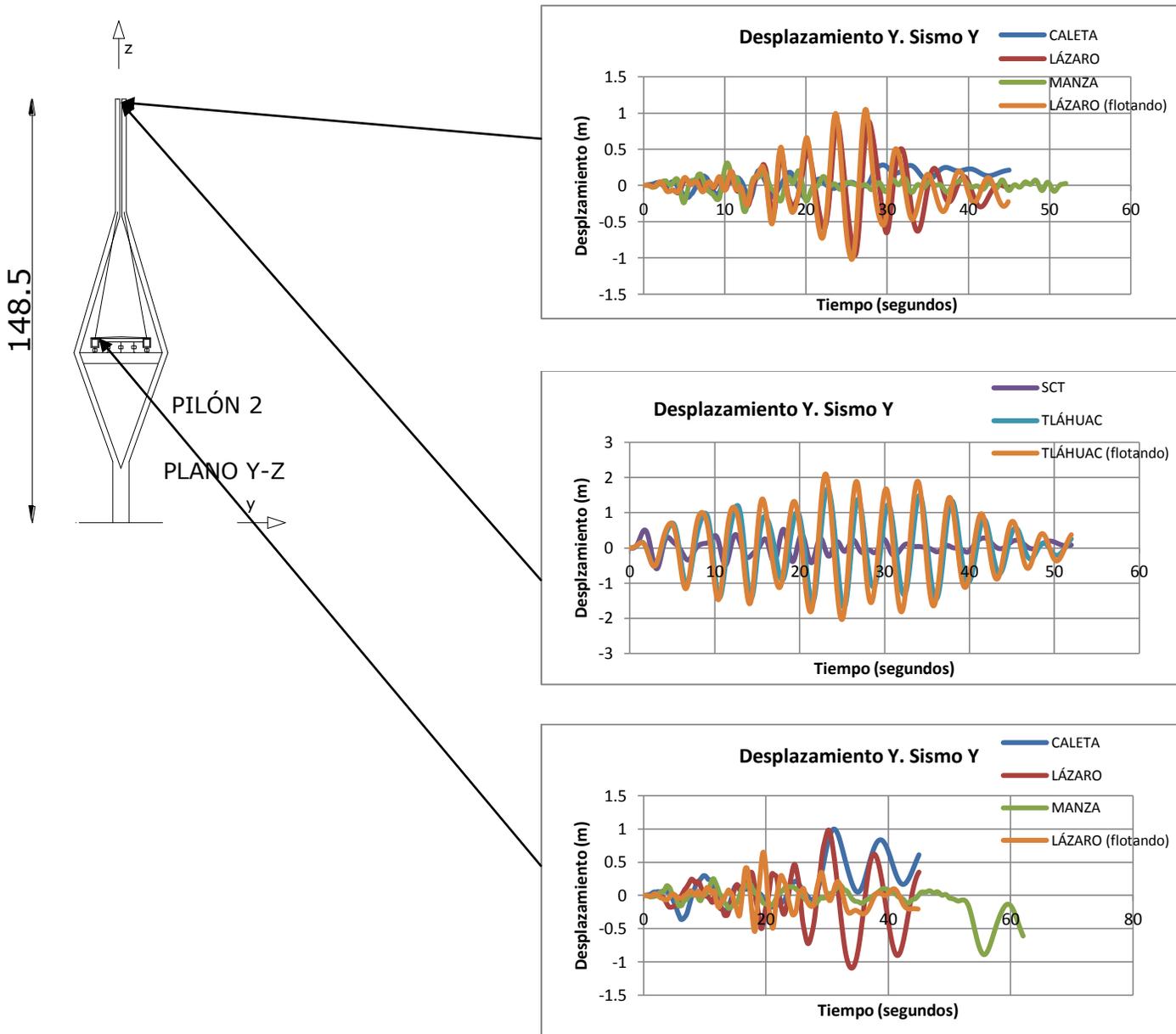


FIG. 5.11 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES



En la figura 5.12 se muestra la historia en el tiempo de los desplazamientos que se presentan en el borde del tablero y la fuerza cortante en la base de la pila cuando el sismo actúa en la dirección transversal del puente. Se puede observar que los desplazamientos en el tablero se ven incrementados en comparación que la configuración del tablero flotando esto se debe quizá al cambio de periodo del modo transversal del puente. Esto quizá se deba a que en el modo 6 el puente tiene un porcentaje de participación de masa en dirección transversal de 19.86 % con un periodo de 3.52 s en donde el espectro de Tláhuac sufre un incremento en las aceleraciones a diferencia del modo 7 del puente flotando, en donde se tenía 26% y un periodo de 3.04 s en donde las aceleraciones son menores en el espectro. Con lo que respecta a la fuerza cortante se puede observar que los registros cercanos a la costa (CALETA, LÁZARO Y MANZANILLO) son los que generan mayor fuerza cortante en la base del pilón número 2.

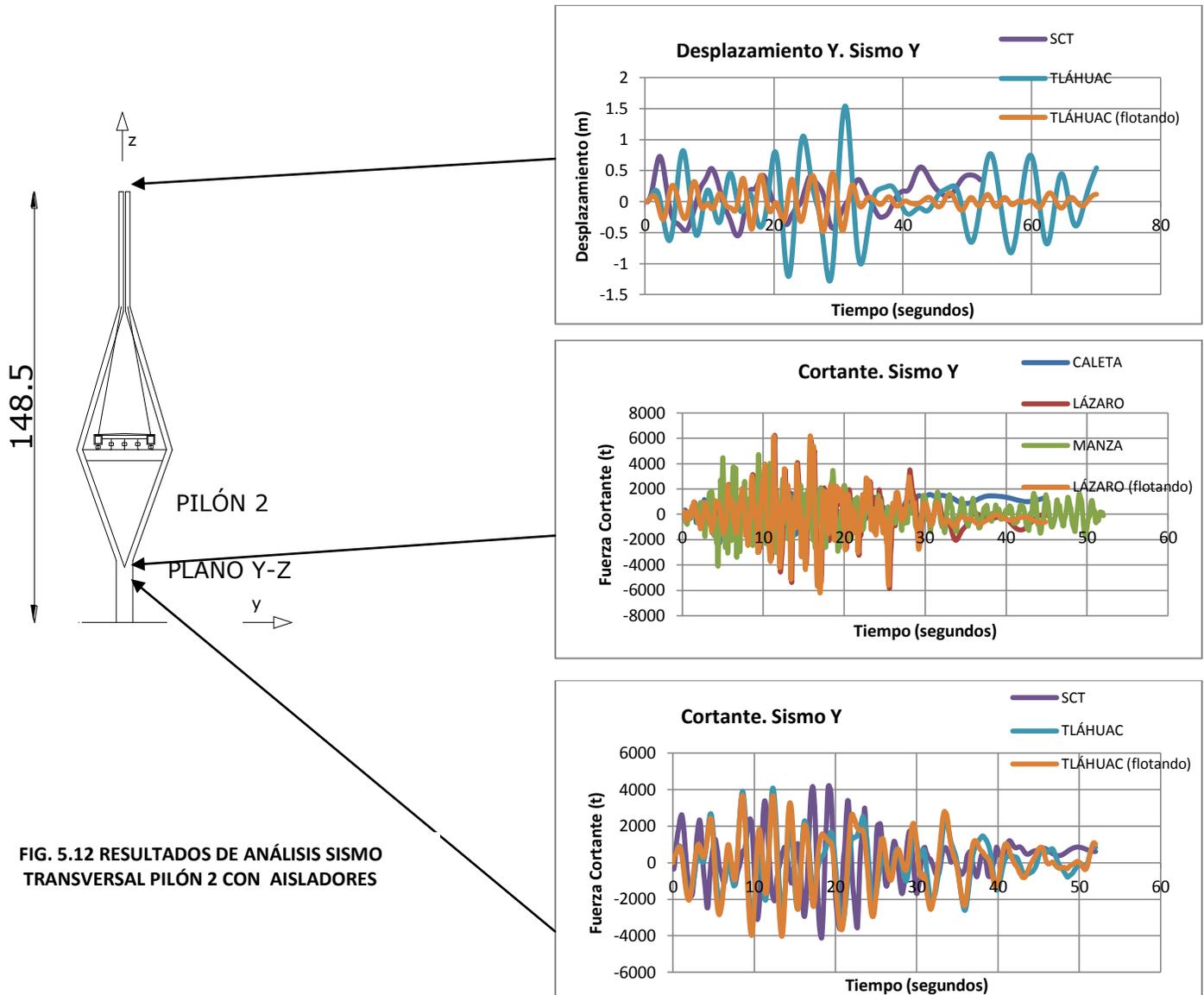


FIG. 5.12 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES



En la figura 5.13 se muestra la historia en el tiempo del momento en la base de la pila cuando el sismo actúa en la dirección transversal del puente. Se puede observar que el momento se ve disminuido por la acción de los aisladores, esto es claro al comparar los registros de Tláhuac en la segunda gráfica que es donde se encuentran los valores más elevados.

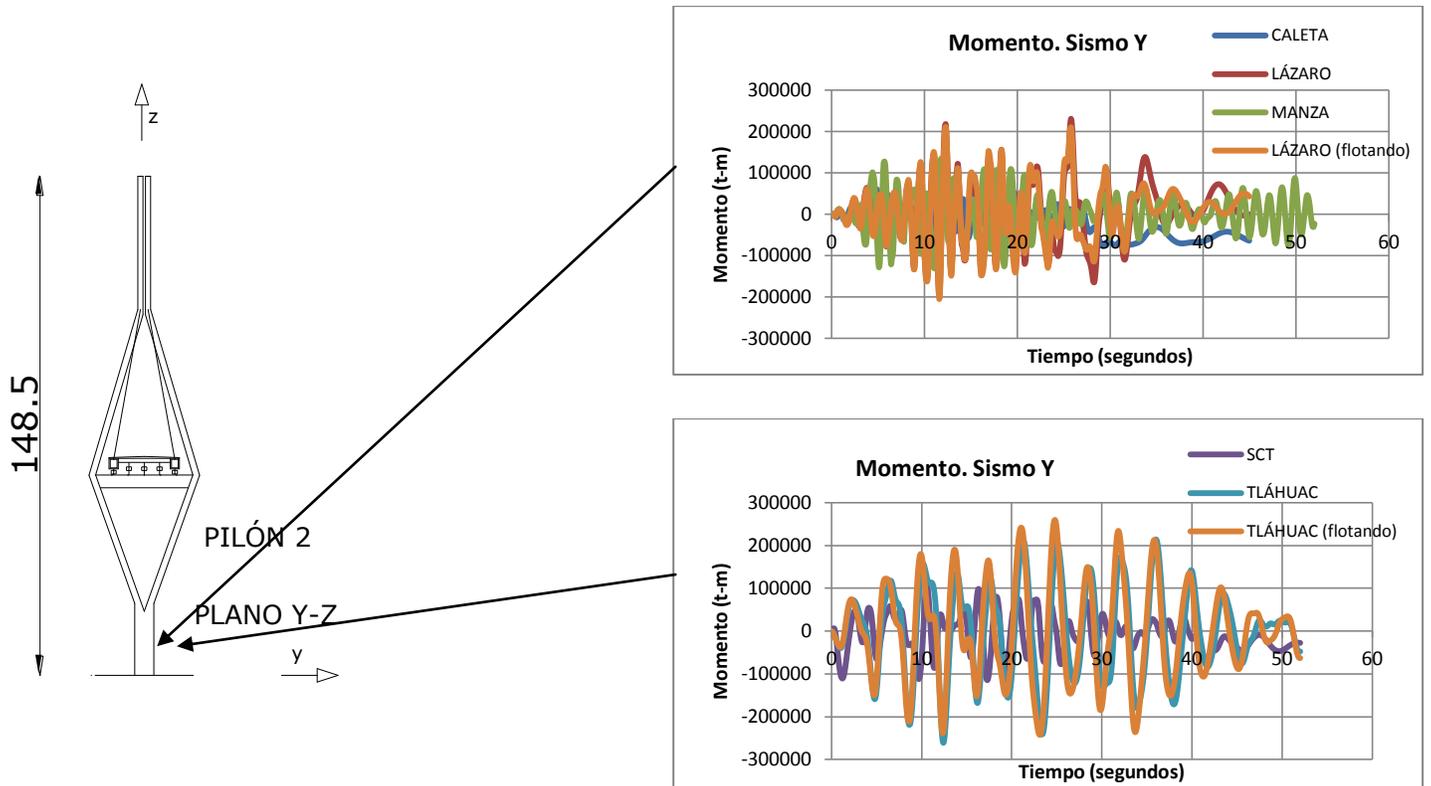


FIG. 5.13 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES



En la figura 5.14 se muestra la historia en el tiempo de la fuerza axial en la base de la pila cuando el sismo actúa en la dirección transversal del puente. Se puede observar que los valores de origen cambian esto se debe a que en la configuración del tablero flotando el tablero no se apoya directamente sobre los pilones por lo cual la carga se distribuye al pilón mayormente por los tirantes. En la configuración de los aisladores la carga se distribuye también a las pilas secundarias en mayor grado disminuyendo la carga axial sobre los pilones.

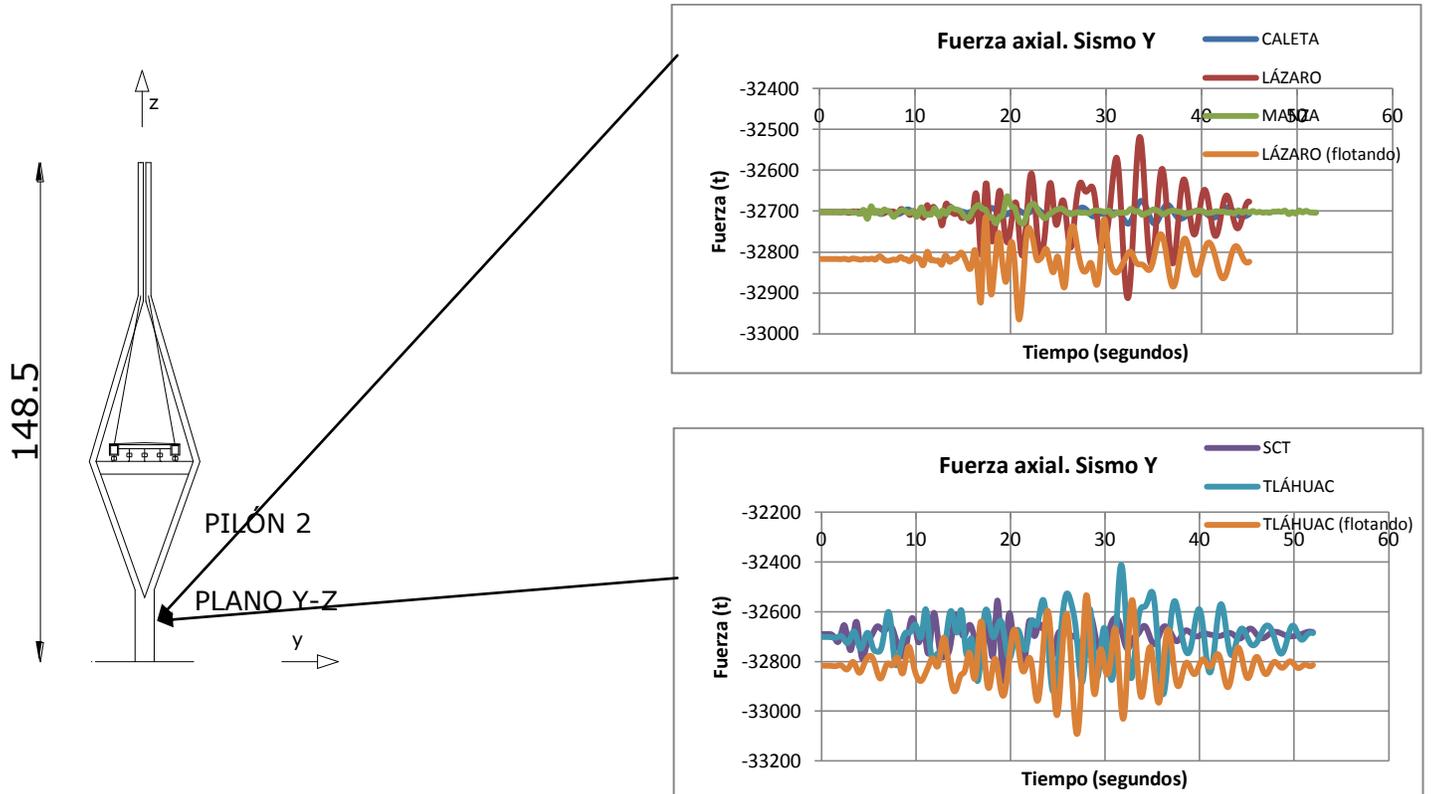


FIG. 5.14 RESULTADOS DE ANÁLISIS SISMO TRANSVERSAL PILÓN 2 CON AISLADORES



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Después de analizar el comportamiento del puente atirantado cuando se le sometió a registros sísmicos con diferentes características dinámicas, y bajo distintas condiciones de vinculación entre el tablero y las pilas, se hace una evaluación del comportamiento general del puente a través del análisis de los distintos casos considerados. Por medio de este análisis se pretende establecer el tipo de respuesta que se obtiene con las variables que fueron estudiadas y que permita bosquejar la mejor alternativa de conexión en función del tipo de sismo y del tipo de respuesta que se quiera controlar.

6.1 RESPUESTA PARA DISTINTOS TIPOS DE SISMO

Inicialmente se analizó la respuesta del puente con las dos condiciones de apoyo más comunes: tablero flotando y tablero fijo. Se compararon las respuestas de los dos puentes para registros de periodo corto y de periodo largo, para definir la mejor configuración ante movimientos de distintas características dinámicas.

6.1.1 RESPUESTA LONGITUDINAL

En la figura 6.1 se muestra la respuesta del puente ante los distintos registros utilizados aplicados en dirección longitudinal para la configuración del tablero flotando. Se tomó como referencia el registro de Tláhuac por lo cual en los cinco grupos de barras se tiene un factor de incremento de 1.0. Es claro que las respuestas máximas en desplazamiento del pilón, desplazamiento del tablero, momento y fuerza axial, se generan ante la acción del registro de Tláhuac. A pesar de que el sismo de la SCT también es de periodo largo, las respuestas debidas a los registros de Lázaro Cárdenas y de Manzanillo superan en algunos casos a los valores obtenidos con el registro de la SCT. En el caso particular del cortante en la base de la pila, los registros de Lázaro Cárdenas y Manzanillo



producen cortantes mayores que el sismo registrado en Tláhuac. En el extremo derecho de la figura se presentan los resultados para la carga axial y se observa que la magnitud de la fuerza axial prácticamente no es afectada por el tipo de sismo.

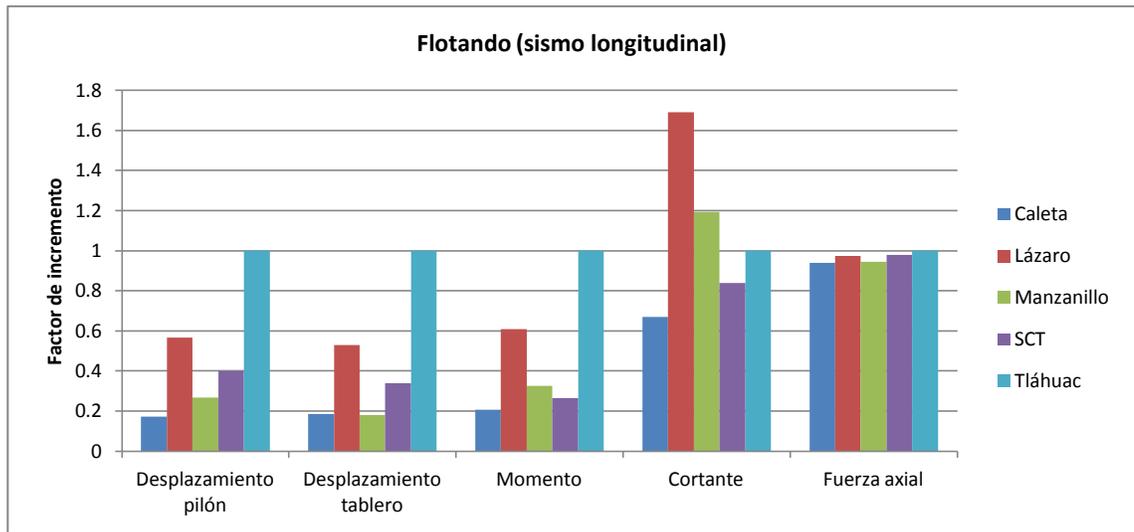


FIG 6.1 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS PARA PUENTE FLOTANDO, SISMO LONGITUDINAL

En la figura 6.2 se muestra la respuesta del puente ante los distintos registros utilizados aplicados en dirección longitudinal pero para el caso de la configuración del tablero fijo. Se tomó como referencia el registro de Tláhuac por lo cual en los cinco grupos de barras tiene un factor de incremento de 1.0. En esta figura, a diferencia de la del puente flotando, el registro que provoca mayores respuestas en los cinco grupos de barras es el de la SCT seguido del de Lázaro Cárdenas, esto seguramente por la disminución del periodo de vibrar del puente por el cambio de conexión entre tablero y pilones. Se observa que para el registro de la SCT los valores de incremento para los cuatro primeros grupos de barras rondan el 1.6, mientras que para la carga axial, el valor casi no sufre variación con respecto a los otros registros. Los registros de Caleta y de Manzanillo producen valores considerablemente menores con respecto a los otros tres registros.

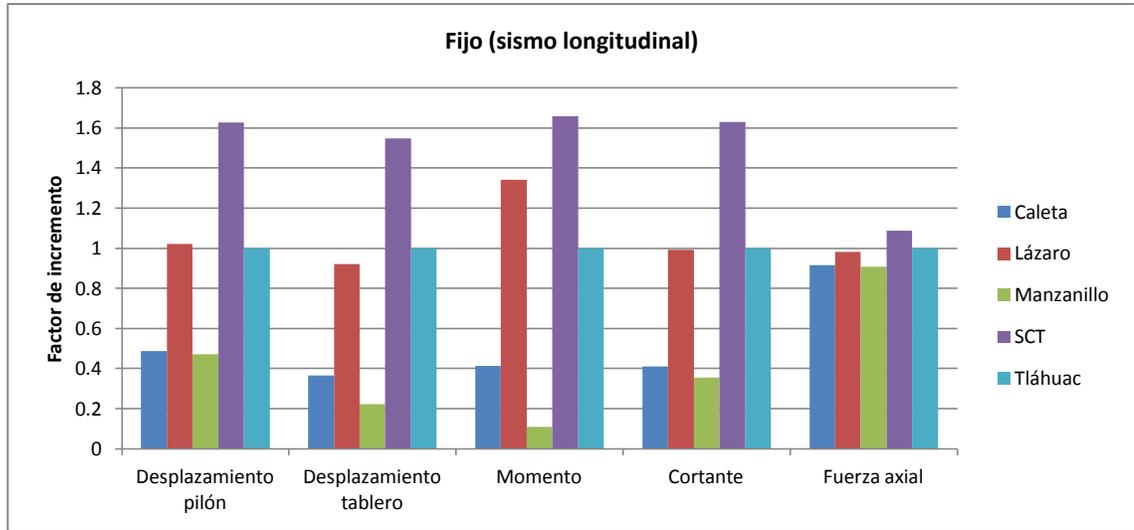


FIG 6.2 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS PARA EL PUENTE FIJO, SISMO LONGITUDINAL

6.1.2 RESPUESTA TRANSVERSAL

En la figura 6.3 se muestra la respuesta del puente con el tablero flotando, cuando los distintos registros se aplican en dirección transversal. Se tomó como referencia el registro de Tláhuac por lo cual en los cinco grupos de barras se tiene un factor de incremento de 1.0. Se observa que el registro de Lázaro Cárdenas es el que provoca nuevamente la fuerza cortante más alta. El registro de la SCT provoca los mayores desplazamientos del tablero y el registro de Tláhuac conduce a los máximos desplazamientos del pilón y momento en la base de la pila. Por lo tanto, no parece existir un registro que domine la respuesta y que permita llegar a una conclusión sobre la mejor alternativa para la conexión entre tablero y pila para la dirección transversal del puente. Por lo que respecta a la carga axial se puede observar que todos los registros producen valores muy similares.

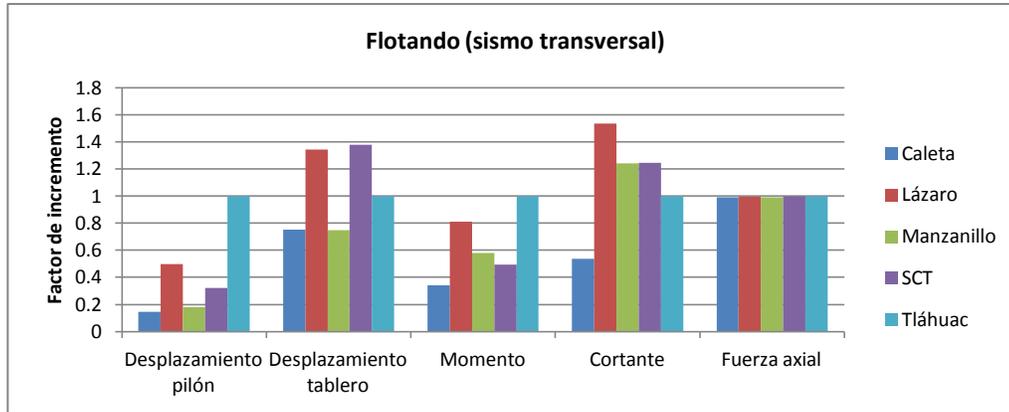


FIG 6.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS PARA EL PUENTE FLOTANDO, SISMO TRANSVERSAL

En la figura 6.4 se muestra la respuesta del puente ante los distintos registros utilizados aplicados en dirección transversal para la configuración del tablero fijo. Al igual que en los casos anteriores, se tomó como referencia el registro de Tláhuac por lo cual en los cinco grupos de barras se tiene un factor de incremento de 1.0. Se observa que el registro de Tláhuac es el que provoca las respuestas máximas para los 3 primeros grupos de barras (desplazamientos y momento en la pila). Por lo que respecta al cortante el registro de Lázaro Cárdenas es nuevamente el que produce el valor mayor, seguido por el registro de SCT. Manzanillo y Caleta producen los valores menores. La carga axial no se ve afectada por el tipo de sismo.

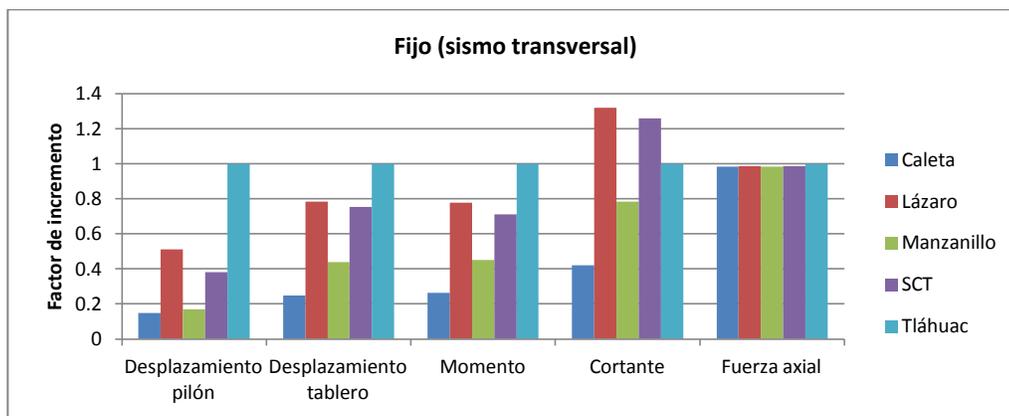


FIG 6.4 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS PARA EL PUENTE FIJO, SISMO LONGITUDINAL



6.2 TABLERO FIJO VS TABLERO FLOTANDO

A continuación se muestran gráficas comparativas entre los dos tipos de conexión entre el tablero y la pila. Las gráficas muestran el factor de incremento de desplazamientos en la cima del pilón, en el tablero y los elementos mecánicos en la base de la pila. Todas las comparaciones están hechas con base en los resultados del puente con el tablero flotando. Se tomaron los registros que produjeron las respuestas máximas de todos los casos considerados.

6.2.1 RESPUESTA LONGITUDINAL

En la figura 6.5 se muestra la comparación de la configuración del tablero flotando y la conexión fija, para los registros de Tláhuac y SCT (periodo largo), y el registro de Lázaro Cárdenas (periodo corto), actuando todos en la dirección longitudinal del puente. Se comparan los desplazamientos en el tablero y en la cima del pilón, además de la fuerza cortante, el momento flexionante y la fuerza axial en la base de la pila. El primer conjunto de cinco barras representa los cinco parámetros mencionados para el caso del puente flotando sometido al registro de Tláhuac. Como este caso se tomó como referencia, los valores de las cinco barras ascienden a un valor de 1.0. El segundo conjunto de cinco barras representa al puente fijo en la pila, cuando está sometido nuevamente al registro de Tláhuac. En primer lugar resalta la barra correspondiente a la fuerza cortante en la base de la pila, la cual alcanza un valor de 5.9 veces la fuerza cortante del puente flotando, lo cual significa que al colocar la restricción en el tablero se incrementa de manera notable la fuerza cortante, la cual conduce a fallas de tipo frágil. En contraparte, la fijación del tablero permite reducir al 30% y 45% los desplazamientos en el pilón y en el tablero respectivamente. El momento se incrementa 2.3 veces con respecto al tablero flotando y la fuerza axial aumenta un 7% solamente.

El tercer y cuarto conjunto de cinco barras, representan al puente flotando y al puente fijo cuando se considera el registro de la SCT. Nuevamente se toma como referencia al puente flotando por lo que las cinco barras llegan hasta un valor de 1.0, mientras que en el puente con tablero fijo, las barras de momento y cortante se elevan hasta valores de 14.3 y 11.4 veces la magnitud de los valores correspondientes al puente flotando. Sorprendentemente, los desplazamientos del tablero y del pilón también se incrementaron con el tablero fijo, alcanzando magnitudes de 1.32 y 1.83 veces los que resultan con el puente flotando. La fuerza axial se ve menos afectada por el tipo de



conexión pero también se incrementa 1.19 veces. Cabe recordar que un incremento en la carga axial sobre la columna incrementa la capacidad de resistir cortante con el costo de una reducción en la ductilidad del elemento. Puede concluirse que si el puente se construyera en un sitio en el que se esperan movimientos del terreno con las características del registro de la SCT, la alternativa del puente flotando es mejor que la conexión fija, tanto para desplazamientos como para elementos mecánicos.

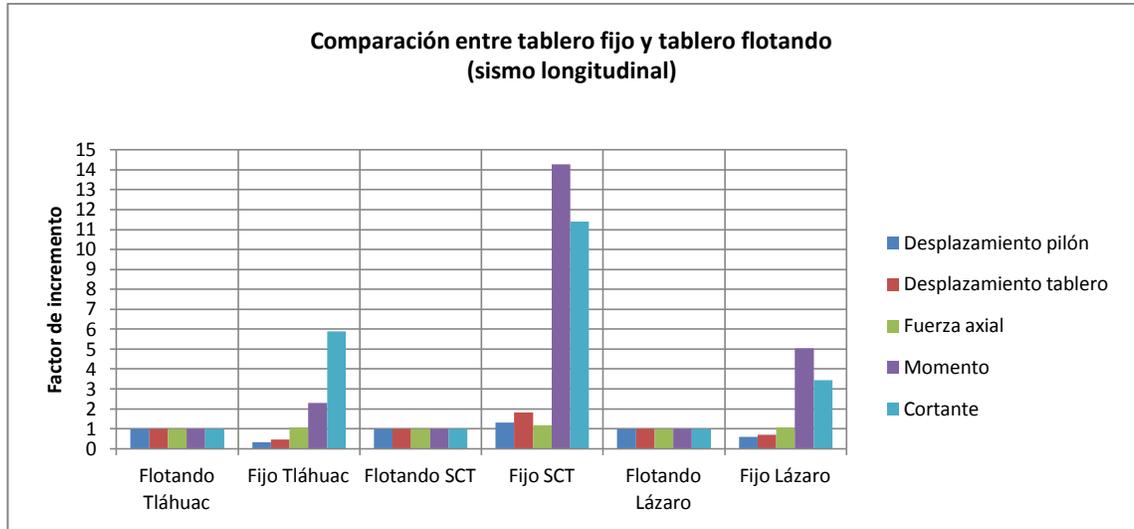


FIG 6.5 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE TABLERO FIJO Y FLOTANDO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL

6.2.2 RESPUESTA TRANSVERSAL

En la figura 6.6 se muestra la comparación de resultados del tablero flotando y fijo para los registros mencionados en el párrafo anterior, ahora, actuando de manera transversal al puente. Es notable que sigue siendo el registro de SCT el que provoca mayor incremento en la configuración fija del puente. Al igual que para el caso longitudinal se tomó como base la configuración flotando por ello el valor de 1.0 para dichos casos. También se puede observar que en lo que respecta al desplazamiento del pilón, en ambas configuraciones y para todos los registros, son del mismo orden que la configuración flotando. Sin embargo para el desplazamiento del tablero si se observa una notable disminución de los desplazamientos en la configuración fija con respecto a la configuración flotando.



En los dos primeros conjuntos de barras se puede observar la comparativa entre las dos configuraciones con el registro de Tláhuac y es notable que en el tablero fijo el incremento de momento flexionante y momento llega a factores cercanos a 1.3 y 1.6 respectivamente. Para el registro de SCT se observan incrementos de 1.92 para el momento y de 1.63 para cortante. Para los dos últimos conjuntos de barras se observa que el tablero fijo incrementa en proporción menor que los registros anteriores puesto que el momento se incrementa en alrededor de 1.3 y el cortante en 1.4. Los desplazamientos en el tablero fijo se reducen mucho, pues los valores para el caso fijo son 0.22, 0.12 y 0.13 con respecto a los del tablero flotando.

Con base en los resultados se puede afirmar que el tablero fijo reduce los desplazamientos transversales en el puente pero incrementa los elementos mecánicos en los pilones. En esta dirección del sismo el incremento es menor en comparación al sismo longitudinal pues los incrementos en los elementos mecánicos no superan los valores de 2.0 mientras que en dirección longitudinal se tuvo un incremento hasta de 14.3.

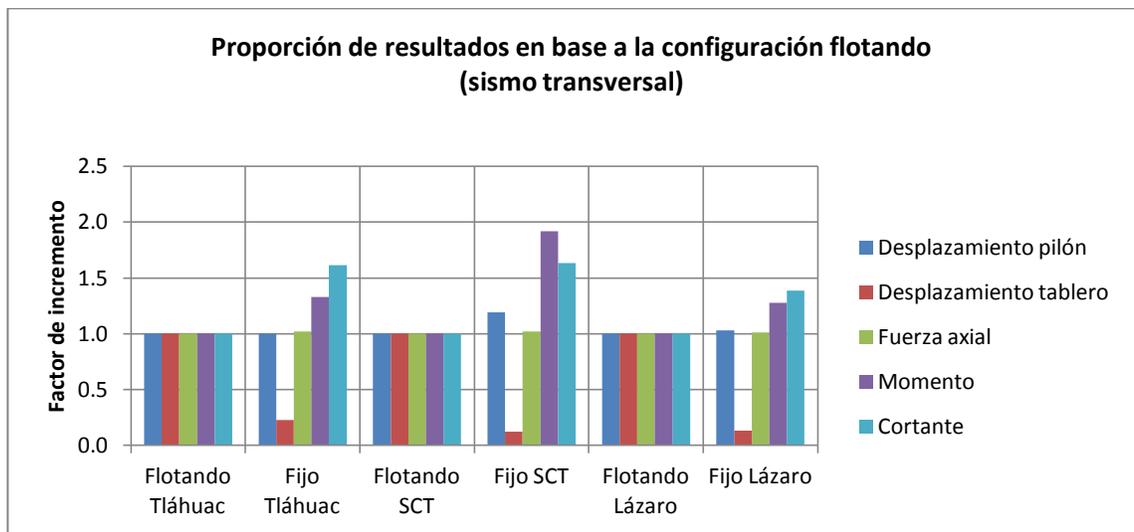


FIG 6.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE TABLERO FIJO Y FLOTANDO EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL



6.3 USO DE AMORTIGUADORES DE TIPO VISCOSO

La primera alternativa a las conexiones tradicionales que se consideró fue el uso de amortiguadores viscosos colocados en las pilas. Del análisis de los resultados que se obtuvieron se discuten las ventajas o desventajas al utilizar este tipo de sistemas. Inicialmente se realizó un análisis paramétrico para definir el amortiguador más apropiado para el puente en estudio, de manera que los resultados que se indican en las figuras 6.7 y 6.8 corresponden al caso del amortiguador más eficiente.

6.3.1 RESPUESTA LONGITUDINAL

En la figura 6.7 se muestra una comparativa entre el puente con amortiguadores viscosos y el tablero flotando, para lo cual se aplicaron los registros sísmicos en dirección longitudinal. El amortiguador más eficiente resultó ser el que proporciona una rigidez de 5E06 t/m y una constante $c = 200 t / (\frac{m}{s})^c$ y es el que se compara en la figura 6.7. Se tomó como base de comparación el tablero flotando es por ello que en esta configuración los valores de incremento son igual a 1.0. En el caso del sismo de periodo corto (Lázaro Cárdenas), los amortiguadores logran reducir tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos, de manera que su instalación puede ser atractiva. La reducción de desplazamientos puede explicarse por la rigidez que aportan los amortiguadores y la reducción de elementos mecánicos por la disipación de energía. Para los sismos de periodo largo, se puede observar una disminución en los desplazamientos del pilón y del tablero en comparación con el tablero flotando; la disminución más grande que se observa es en el registro de Tláhuac en el desplazamiento del pilón, pues se observa una disminución del 40% de los valores del tablero flotando. Sin embargo, los elementos mecánicos se incrementan cuando se usan los disipadores de energía. Por lo tanto, el uso de amortiguadores en el caso de sismos de periodo largo parece ser benéfica sólo si se desea reducir los desplazamientos. Lo que respecta al cortante se puede notar un incremento en los valores alcanzando factores de incremento de alrededor de 1.25 para el caso del registro de SCT. El incremento de la fuerza cortante se explica por la rigidez que proporciona el amortiguador a pesar de la reducción que podría esperarse por el incremento de amortiguamiento.

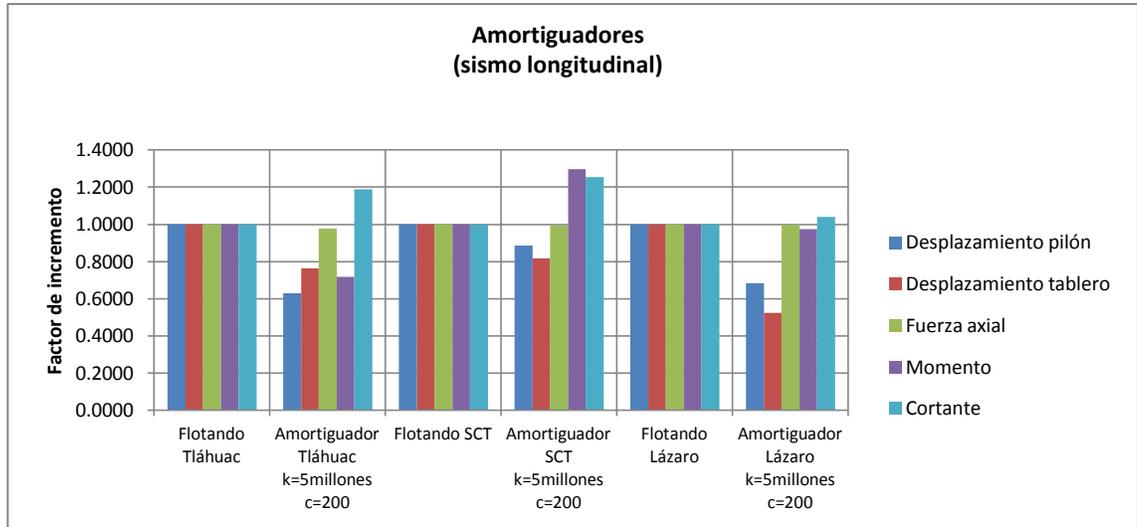


FIG 6.7 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE EL TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS

6.2.2 RESPUESTA TRANSVERSAL

En la figura 6.8 se muestra una comparativa del puente con amortiguadores y con el tablero flotando, con los registros aplicados en dirección transversal. Se tomó como base de comparación el tablero flotando es por ello que en esta configuración los valores de incremento son igual a 1.0. El amortiguador que resultó más eficiente, de acuerdo con el estudio paramétrico que se llevó a cabo, es el que tiene una rigidez $k = 25,000 \text{ t/m}$ y una constante $c = 60601 \text{ t}/(\frac{m}{s})^c$. En general, las diferencias entre el tablero flotando y la conexión con amortiguadores es pequeña para fines prácticos. Destaca la disminución en los desplazamientos del tablero cuando se usan amortiguadores, principalmente en los registros de SCT y de Lázaro Cárdenas, con reducciones del 40 y del 55% respectivamente. También en el registro de SCT se observa una disminución del 20% de la fuerza cortante sobre la base de la pila. Con lo que respecta a los otros parámetros se puede decir que tienen un comportamiento similar para ambas configuraciones de vinculación del tablero y la pila.

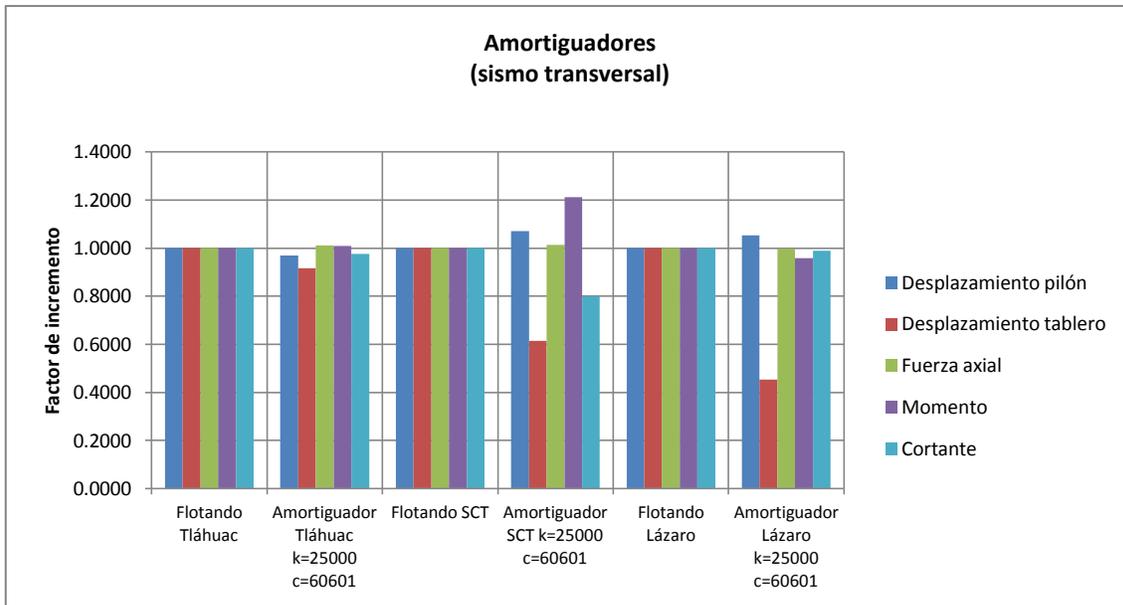


FIG 6.8 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISICOSOS EN EL SISMO TRANSVERSAL

6.4 USO DE APOYOS DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO

Como segunda alternativa se utilizaron apoyos LRB colocados en los travesaños de los pilones y en algunas pilas secundarias. Del análisis de los resultados que se obtuvieron se discuten las ventajas o desventajas al utilizar este tipo de dispositivos. Al igual que con los dispositivos disipadores viscosos se realizó un análisis paramétrico para definir el número, posición y características de los apoyos más apropiados para el puente. Los resultados que se indican en las figuras 6.9 y 6.10 corresponden al caso de los apoyos más adecuados.

6.4.1 RESPUESTA LONGITUDINAL

En la figura 6.9 se muestra una comparativa del uso de aisladores LRB y el tablero flotando con los registros aplicados en un sismo en dirección longitudinal. Se tomó como base de comparación el tablero flotando es por ello que en esta configuración los valores de incremento son igual a 1.0. Se puede observar una disminución en los desplazamientos para los registros de Tláhuac y de Lázaro Cárdenas pero con un incremento en los elementos mecánicos. En el caso del registro de SCT se observa un incremento en los primeros cuatro parámetros comparativos con el uso de aisladores con un notable incremento en el valor del momento llegando a valores cercanos a 1.8. En el cortante se



observa una pequeña disminución en dicho caso. La reducción de los desplazamientos puede atribuirse a la disipación de energía de los apoyos y la rigidez que dan al puente es la causa del incremento en los elementos mecánicos. Puede concluirse que si se pretende reducir desplazamientos los apoyos LRB son una buena alternativa con el costo del aumento de los elementos mecánicos. La reducción de desplazamientos es menor que la que se logra al fijar el tablero (figura 6.6), pero los elementos mecánicos no son tan grandes al usar los apoyos LRB. Se concluye que los apoyos LRB conducen a una respuesta semejante a la del tablero fijo (figura 6.5), pero con variaciones más moderadas con respecto al tablero flotando.

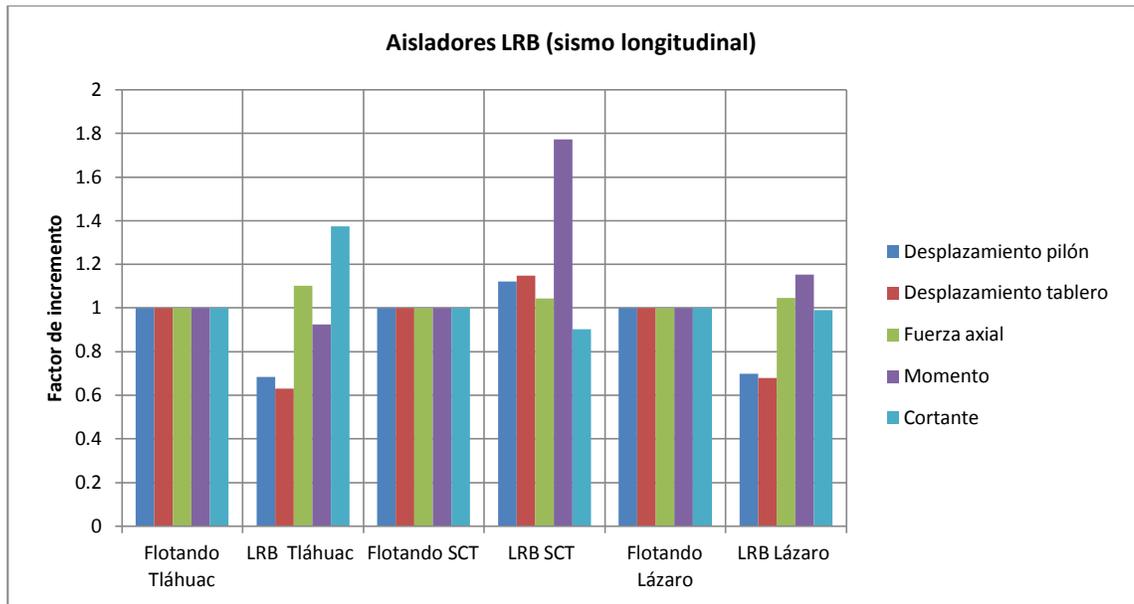


FIG 6.9 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE EL TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AISLADORES LRB, SISMO LONGITUDINAL



6.4.2 RESPUESTA TRANSVERSAL

En la figura 6.10 se muestra una comparativa del uso de aisladores LRB y el tablero flotando con los registros aplicados en un sismo en dirección transversal. Se tomó como base de comparación el tablero flotando es por ello que en esta configuración los valores de incremento son igual a 1.0. Se puede observar un notable incremento en el desplazamiento del tablero para el uso de los aisladores en los registros de Tláhuac y Lázaro Cárdenas. Los demás parámetros de comparación tienen un comportamiento muy similar al de la configuración del tablero flotando. Dicho incremento en los desplazamientos del tablero puede deberse a que en la configuración de uso de aisladores LRB, se utilizaron aisladores en pilas secundarias y en la configuración del tablero flotando todas las pilas secundarias están conectadas de manera fija al tablero, entonces, este incremento desplazamiento es consecuencia a la reducción de rigidez en el puente.

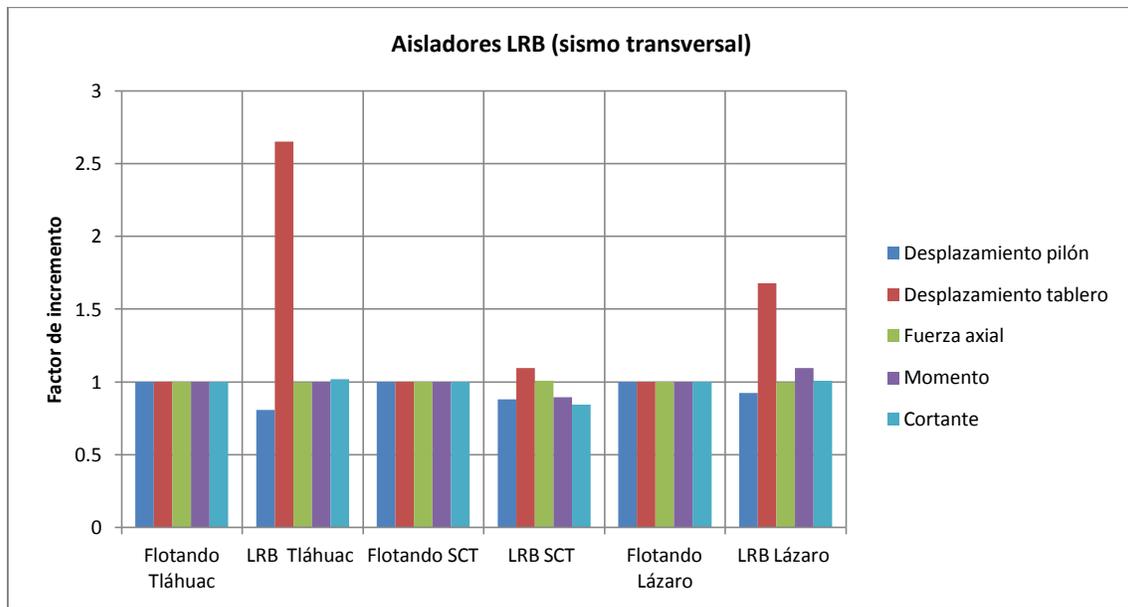


FIG 6.10 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE EL TABLERO FLOTANDO Y CON EL USO DE AISLADORES LRB SISMO TRANSVERSAL



6.5 ANÁLISIS DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CONEXIÓN

6.5.1 RESPUESTA LONGITUDINAL

En la figura 6.11 se muestra la comparación de resultados para sismo longitudinal de los registros que generan las respuestas máximas. El parámetro de comparación es el tablero flotando para cada registro. Se muestran los dos tipos de dispositivos utilizados. Se puede observar que el amortiguador es el que en general tiene el menor factor de incremento para los 5 puntos de comparación presentados, y por lo tanto con el que se logra el mejor comportamiento del puente. Con el aislador de núcleo de plomo (LRB) se logra un buen comportamiento para el sismo de periodo corto pues, además de disminuir los desplazamientos, mantiene los elementos mecánicos en los mismos rangos del tablero flotando. Sin embargo, para sismos de periodo largo el aislador LRB, si bien si disminuye los desplazamientos, aumenta de manera considerable los elementos mecánicos, principalmente el cortante en el pilón.

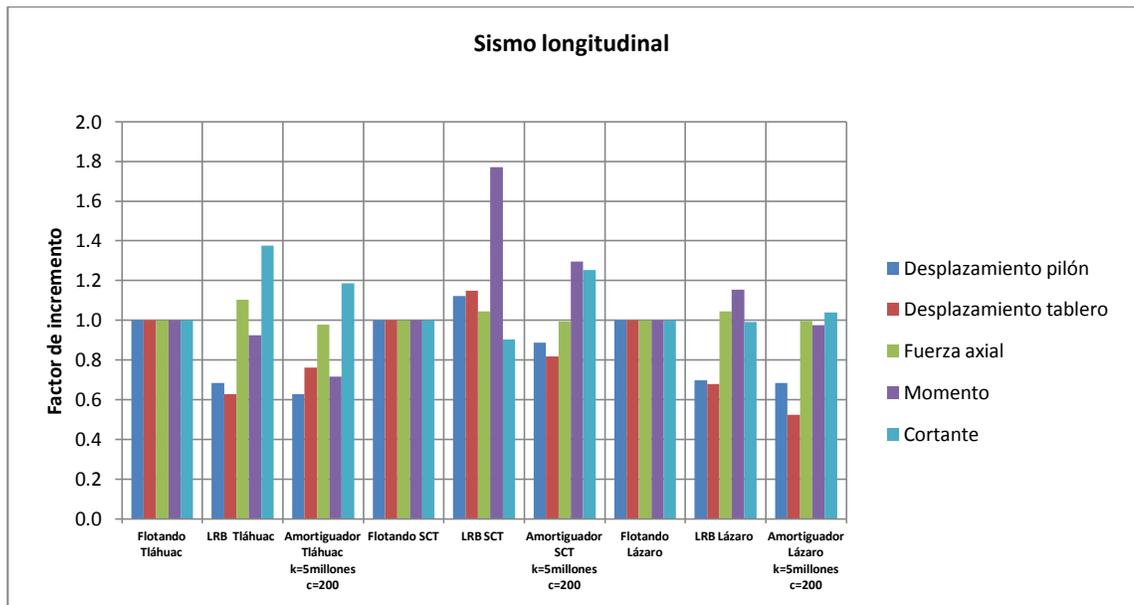


FIG 6.11 INCREMENTOS ENTRE TABLERO FLOTANDO Y DISPOSITIVOS DE CONTROL EN EL SISMO TRANSVERSAL



6.2.2 RESPUESTA TRANSVERSAL

En la figura 6.12 se muestra la comparación de resultados para el sismo transversal de los registros que generan las respuestas máximas. El parámetro de comparación es el tablero flotando para cada registro. Se muestran los dos tipos de dispositivos utilizados. Se puede observar que, en general, los resultados del sismo transversal son muy parecidos con las tres conexiones que se muestran. Pero el desplazamiento transversal del tablero es muy alto en comparación a los otros dos casos para el sismo de Tláhuac, por lo que estos dispositivos no parecen ser una buena alternativa para la respuesta transversal. El dispositivo de mejor comportamiento es el amortiguador, pero se observa que no reduce de manera considerable las respuestas en comparación al tablero flotando, a excepción del desplazamiento del tablero que se reduce al 45 y al 62% para los registros de la SCT y de Lázaro Cárdenas.

Si la comparación se realiza con respecto al tablero fijo, el uso de los aisladores y de los amortiguadores llevan a conclusiones semejantes a las que se obtuvieron al comparar tablero fijo con el tablero flotando, dada la similitud en los resultados del puente flotando y los dispositivos de disipación. El alto valor del cortante con los apoyos LRB resulta en un valor mucho menor que el que se obtiene con el tablero fijo (figura 6.5) que es de 5.9 veces, por lo que incluso los apoyos LRB que se observan en la figura 6.11, representan una mejora alternativa al compararlo con la fuerza cortante el tablero fijo en cuanto a desplazamientos.

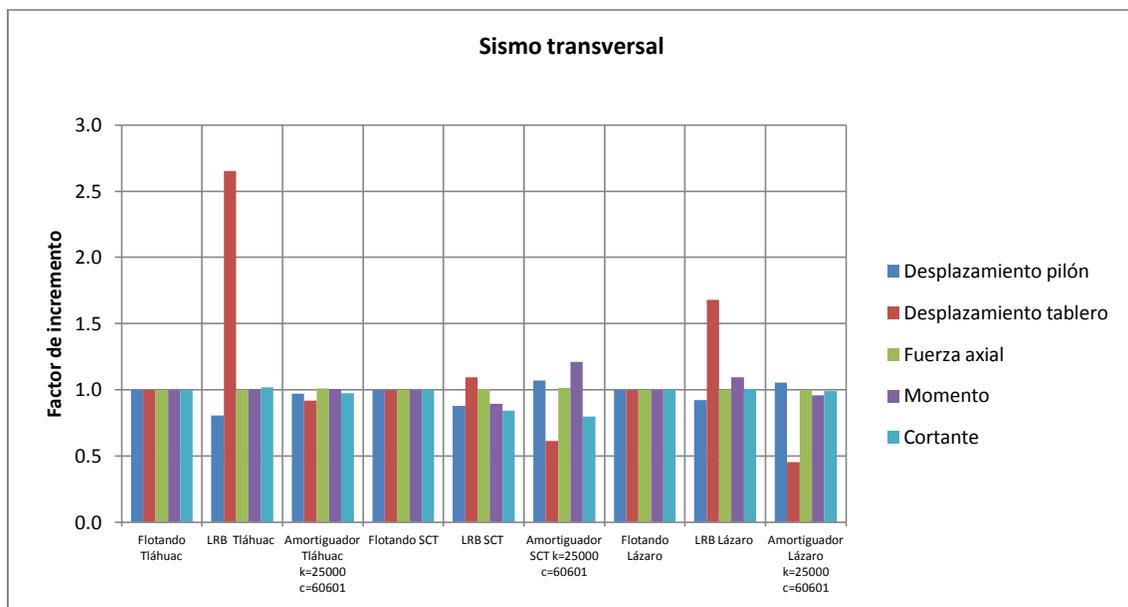


FIG 6.12 INCREMENTOS ENTRE TABLERO FLOTANDO Y DISPOSITIVOS DE CONTROL EN EL SISMO TRANSVERSAL



CONCLUSIONES

Una decisión importante al momento de diseñar un puente atirantado es la elección del tipo de conexión entre el tablero y la pila. Existen básicamente tres tipos de conexión: a) tablero flotando, b) tablero fijo y c) conexión intermedia con rigidez y transmisión de fuerzas limitada. Se realizó un estudio con el propósito de evaluar las respuestas de un puente atirantado bajo distintas características de la conexión pila-tablero.

Inicialmente se realizaron análisis lineales del puente, y se observó que las deflexiones son mayores en comparación con las que se obtienen de los análisis que consideran la no linealidad geométrica (efectos P- Δ). Como las deflexiones son mayores en los análisis lineales, se produce una fuerza de tensión mayor en los tirantes para controlar dichas deflexiones lo que conlleva a requerir áreas de cables mayores. Sin embargo, los momentos en las pilas y tablero son mayores. Al considerar los efectos de grandes desplazamientos no se observaron diferencias de magnitudes de interés práctico.

Se obtuvieron los periodos y formas modales del puente con los distintos tipos de conexión y con el uso de dispositivos de control, amortiguadores viscosos y aisladores de neopreno con núcleo de plomo.

Los análisis modales espectrales pueden servir como un primer parámetro de comparación para observar el comportamiento del puente, sin embargo, se recomienda hacer análisis dinámicos con historia en el tiempo para observar más a detalle el desempeño del puente. Pues se observó que la naturaleza de los registros puede cambiar considerablemente el comportamiento aún con registros que provengan de sismos con similar magnitud. Cabe resaltar que se observaron respuestas mayores para los análisis dinámicos con historia en el tiempo que los análisis modales espectrales.

En la comparación del tablero flotando y el tablero fijo se puede concluir que la mejor opción es el tablero flotando, pues si bien provoca desplazamientos mayores, no son extremadamente superiores a los del tablero fijo y en cambio los elementos mecánicos si son considerablemente mayores en la configuración fija. Debe tenerse en cuenta que en caso de adoptarse un diseño flexible, debe proporcionarse un espacio adecuado para permitir grandes desplazamientos entre el tablero con pilas y estribos, para evitar el choque entre estos elementos.



Se observa que las propiedades dinámicas de la excitación y la dirección de análisis son importantes en la respuesta del puente, por lo que es necesario evaluar estos aspectos para cada tipo de conexión. En el sismo longitudinal, el momento flexionante en la base de la pila se incrementa hasta 14.3 veces cuando el sismo actúa en dirección longitudinal, mientras que en caso de un sismo transversal, el incremento del momento en la base de la pilas es 1.93 veces. Los desplazamientos en dirección transversal se reducen a menos de 22%, mientras que en dirección longitudinal los desplazamientos son en los peores casos del orden del 40 %.

Con respecto al uso de dispositivos de control, se observó que el amortiguador viscoso llevó a un mejor comportamiento de la respuesta que los apoyos LRB, pues mantuvo los elementos mecánicos en semejantes a los del tablero flotando y disminuyó los desplazamientos.

A pesar de que los desplazamientos fueron menores cuando se utilizaron los amortiguadores viscosos la reducción no fue tan grande como se esperaba, por lo que se considera que podría optimizarse aún más el amortiguador. Al evaluar todas las alternativas de conexión, convendría inclinarse por el tablero flotando.

En estructuras flexibles, como es el caso de los puentes que se estudiaron en este trabajo, el primer modo de vibrar del puente no conduce a las máximas respuestas del sistema; tampoco son los modos fundamentales en las direcciones principales de aplicación del sismo los que llevan necesariamente a las mayores respuestas. Por ello es importante observar el porcentaje de participación de masa, que puede ser más alto en algunos de los modos superiores (modo 7, u 8, como en el caso del puente con tablero fijo), así como la cercanía de dichos modos con las respuestas máximas que produce el sismo según se observa en los espectros de respuesta.

Se observó también que el tipo de sismo influye bastante en el comportamiento del puente, pues para los sismos de periodo corto, se incremento la fuerza cortante sobre la pila sobre todo en los registros de Manzanillo y Lázaro Cárdenas. En cambio para los sismos de periodo largo se observó un incremento en los valores de desplazamiento tanto en los pilones como en el tablero.

También es importante recalcar que los análisis aquí realizados se refieren únicamente a la respuesta sísmica, pero que en el diseño del puente es necesario tener en cuenta el efecto del viento y distintas configuraciones de distribución de la carga viva, pues la mejor propuesta para la conexión entre tablero y pila puede variar al evaluar los otros tipos de acciones sobre la estructura.



REFERENCIAS

Calvi, G. M. , Sullivan, T. J. and Villani, A.(2010) "Conceptual Seismic Design of Cable-Stayed Bridges", Journal of Earthquake Engineering, 14: 8, 1139 — 1171.

Carrión F., Hernandez J., Terán J., (2005), "ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UN PUENTE ATIRANTADO EVALUACIÓN DE CABLES", Publicación Técnica No 265, Sanfandila, Qro.

Chen W., Duan L.,(1999), "BRIDGE ENGINEERING HANBOOK", EUA, CRP PRESS LLC.

Daijan H., Cheng S., (sin año), "Construction Control of the Yamen Cable-Stayed Bridge", Department of Civil Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, PRC.

Deierlein G., Reinhorn A., and Willford M., (2010). "Nonlinear structural analysis for seismic design," NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-5.

Hoshino M.,Nishino F.,(sin año), "DESIGN AN CONTRUCTION OF CABLE-STAYED BRIDGES IN JAPAN".

Jara M., Jara J.M. y Casas J.R., (2006), "Protección sísmica de estructuras con dispositivos de control", Editorial Morevallado, Morelia Mich., México.

Park R., Paulay T., (1988), "ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO" Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda, Editorial Limusa.

Quintana M.F.,(2009), "Métodos constructivos de puentes atirantados- estudio en la distribución de fuerzas en los tirantes", Memoria de trabajos de difusión científica y técnica, núm. 7 ISSN 1510-7450.



PAGINAS WEB CONSULTADAS:

<http://taylordevices.com/dampers-seismic-protection.html>

<http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-con-nucleo-de-plomo-lrb>

<http://www.sismica.cl/?portfolio=amortiguadores-viscosos>