



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO

*DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD
DE INGENIERÍA CIVIL*

**CAPACIDAD Y DEMANDA DE PILAS
ENCAMISADAS CON CONCRETO
REFORZADO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS
PRESENTA

INGENIERA CIVIL WENDY MARLEN CONEJO CONTRERAS

DIRECTOR DE TESIS
DOCTOR EN INGENIERÍA
JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

Morelia, Michoacán
Agosto 2014



RESUMEN

Los puentes en México que fueron construidos con base en reglamentos antiguos tienen deficiencias estructurales, al no cumplir con las recomendaciones de diseño sísmico actuales. Por otro lado, es relativamente limitado el conocimiento acerca de los daños que provocan los efectos sísmicos en los puentes, y con relación a la selección más adecuada de las técnicas de rehabilitación que se emplean. En el presente trabajo se pretende presentar un panorama de los diferentes tipos de técnicas de rehabilitación, pero en especial de las pilas encamisadas con concreto reforzado, al ser las pilas los elementos estructurales encargados de disipar la energía sísmica de la estructura. Se modelarán puentes que representen casos comunes de tipologías de puentes con subestructura de marco en la República Mexicana. Se determinará la capacidad y la demanda sísmica del puente mediante un análisis estático no lineal y se cuantificará el efecto que el refuerzo de encamisado de concreto tiene en la vulnerabilidad sísmica de pilas de puentes de longitud media. Para ello, se seleccionarán registros sísmicos que representen la demanda sísmica en zonas de alta sismicidad en México.

Palabras clave: vulnerabilidad sísmica, técnicas de rehabilitación, encamisados de concreto reforzado, espectro de capacidad.

ABSTRACT

Old bridges in Mexico built before the current seismic design regulations, have structural deficiencies. On the other hand, knowledge about the damages caused by seismic effects on bridges and the most appropriate selection of retrofit techniques to employ is relatively limited. The aim of the present work is to present an overview of the different types of retrofit techniques, making especially emphasis in piers jacketed with reinforced concrete, given that the piers are the elements responsible of dissipating the seismic energy of the bridges. Bridge models representing common types of bridges in Mexico with frame type substructure will be analyzed. Capacity and seismic demand of the bridge using a nonlinear static analysis are determined and the reinforcement effect on the seismic vulnerability of medium length bridges will be quantified. Seismic records representing the seismic demand in areas of high seismicity in Mexico will be used.

Keywords: seismic vulnerability, retrofit techniques, pier jacketed with reinforced concrete, capacity spectrum.

DEDICATORIA

A mis padres.

Salvador Conejo Castillo y Teresa Contreras Ramos, les dedicó mi tesis ya porque ustedes me dieron la vida. Por su apoyo incondicional en todos los aspectos, por siempre darme palabras de aliento y motivarme en mi proceso académico, pero sobre todo siempre creer en mí. Los quiero mucho y sin su apoyo no podría haber llegado a este momento, ¡muchas gracias!

A mis hermanos:

Grecia, por siempre estar conmigo y apoyarme incondicionalmente desde pequeñas. Gracias hermana, ¡te quiero mucho!

Humberto, por creer en mí y ser un gran ejemplo a seguir, a pesar de tu corta edad y demostrarme lo capaz que eres para realizar las cosas.

Ashley, por brindarme los momentos más felices al tenerte a mi lado y querer ser un ejemplo para ti. ¡Te adoro hermanita!

A mi asesor.

El Dr. José Manuel Jara Guerrero por su apoyo total en la elaboración del proyecto.

A mi novio Juan Carlos.

Porque has estado conmigo en los momentos más difíciles de esta etapa y siempre apoyarme ante todo y a tus papás por su cariño.

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en donde llevé a cabo mi formación académica y brindarme las instalaciones necesarias para poder llevar mis estudios a cabo.

A CONACYT, por su apoyo económico para la realización de mi Maestría y de este Proyecto.

A mis profesores de la Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras que me compartieron sus conocimientos, siempre fueron un ejemplo a seguir y una motivación a superarme, muchas gracias. Mis agradecimientos especiales al Dr. José Manuel Jara Guerrero y la M. I. Alma Rosa Sánchez Ibarra por apoyarme y motivarme en cada momento.

A mis compañeros de la Maestría por su compañerismo, por apoyarme siempre, por escucharme y acompañarme en cada momento de esta etapa. Muchas gracias Saraí, Mari, Pablo, Jorge N., Alejandro, Julio, Omar, Lesli, Heriberto, Carlos, Betsy, Francisco, Jorge Z., César, Iván y Laura.

A mis amigos: Saraí, Musmé, Norma, Liz, Luz, Yessy, Viri S., Isabel, Paola, Yuli, Viri Z., Eva, David, Oscar, Roberto, Paul, Julio, mi equipo Wombats por siempre escucharme, apoyarme en cada uno de mis proyectos y mis locuras. A todos, ¡muchas gracias!

A mi familia, por siempre creer en mí. Mis abuelitos. Mis tíos: Osvaldo, Aida, Mago, Bertha, Clara, Ramiro, Francisco, Javier, Mayolo, Juan, Mireya, Humberto, Amabel y Rogelio; mis primos: Eduardo, Adriana, Cuauhtémoc C, Uriel, Itzel, Citlali, Sarahí, Carlitos, Brandon, Cuauhtémoc P., Beatriz, Hortencia, Mayra, Sofía, Elida, Sandra, Cristóbal, Carolina y Félix.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
TABLA DE CONTENIDO	v
LISTA DE TABLAS	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
INTRODUCCIÓN	xviii
1 RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO	1
1.1 Introducción	1
1.2 Daños en puentes	3
1.2.1 Pérdida de asiento	5
1.2.2 Desplazamientos de amplificación debidos a los efectos del suelo... 5	5
1.2.3 Golpeteo en la estructura del puente.	6
1.2.4 Desplome de los estribos.....	7
1.2.5 Fallas en las columnas	8
1.2.5.1 Resistencia a la flexión y falla dúctil.	8
1.2.5.2 Falla por cortante de la columna.	10
1.2.6 Fallas en los cabezales.....	12
1.2.7 Fallas en las conexiones.....	13

1.2.8	Fallas en elementos de acero en un puente	14
1.3	Filosofía de rehabilitación	15
1.3.1	Prioridades de la rehabilitación.....	15
1.3.2	Evaluación en las estructuras existentes.....	16
1.3.3	Criterios para la rehabilitación.....	16
2	SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES	24
2.1	Refuerzo en la subestructura	26
2.1.1	Refuerzo en las columnas de concreto.....	26
2.1.1.1	Encamisado de concreto.....	27
2.1.1.2	Camisas metálicas	30
2.1.1.3	Refuerzo con materiales compuestos	31
2.2	Refuerzo en la superestructura.....	34
2.2.1	Daños en vigas	34
2.2.1.1	Presfuerzo externo	34
2.2.1.2	Adición de trabes.....	35
2.2.1.3	Encamisado de trabes.....	36
2.2.1.4	Uso de materiales compuestos	37
2.3	Otros sistemas de refuerzo	38
2.3.1	Rehabilitación de apoyos de neopreno.....	38
2.3.2	Dispositivo de control pasivo.....	39
2.3.2.1	Disipadores de energía	39
2.3.2.2	Sistemas de aislamiento	42

3 SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTES A ESTUDIAR Y ACELEROGRAMAS	46
3.1 Puentes en estudio	46
3.2 Tipología de los modelos de puente	48
3.2.1 Superestructura	48
3.2.1.1 Losa de rodamiento.....	48
3.2.1.2 Vigas AASHTO tipo IV	50
3.2.1.3 Diafragmas	51
3.2.2 Subestructura.....	52
3.2.2.1 Apoyos de neopreno	52
3.2.2.2 Cabezal	55
3.2.2.3 Pilas	56
3.3 Propiedades de los materiales	60
3.4 Modelo en SAP2000	60
3.5 Selección de acelerogramas	61
3.5.1 Selección de los eventos sísmicos	62
3.5.2 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes	62
3.5.3 COSMOS Virtual Data Center.....	64
3.5.4 Selección de eventos sísmicos	64
3.5.5 Selección de las estaciones.....	64
3.5.6 Base de datos de registros sísmicos	65
3.5.7 Escalamiento de acelerogramas.....	67

4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LA SUBESTRUCTURA...	71
4.1	Método de análisis no lineal: Pushover	71
4.1.1	Conversión al espectro ADRS	74
4.2	Métodos para realizar análisis no lineal simplificado.....	77
4.3	Curvas de capacidad en los modelos de análisis	79
4.3.1	Momento-curvatura	82
4.4	Curvas de demanda.....	85
5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	92
5.1	Modelos encamisados	92
5.2	Curvas de capacidad	94
5.3	Curvas de demanda.....	105
	CONCLUSIONES	124
	REFERENCIAS	126

LISTA DE TABLAS

1	RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO	1
2	SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES	24
3	SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTES A ESTUDIAR Y ACELEROGRAMAS	46
	Tabla 3.1	Valores de rigideces horizontales y verticales para cada apoyo .. 55
	Tabla 3.2	Características Geométricas de las columnas 59
	Tabla 3.3	Propiedades de los materiales 60
	Tabla 3.4	Eventos sísmicos 65
	Tabla 3.5	Registros sísmicos seleccionados..... 66
	Tabla 3.6	Factores de escala que se aplicaron a los espectros de respuesta..... 68
4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LA SUBESTRUCTURA...	71
	Tabla 4.1	Desplazamiento de los puntos de desempeño para altura de pilas de 15 m..... 90
5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	92
	Tabla 5.1	Características de los modelos encamisados 93
	Tabla 5.2	Estaciones seleccionadas para los análisis 106
	Tabla 5.3	Datos obtenidos para un encamisado $t=10$ cm y $\rho=1.5\%$, para pilas de 15m de altura..... 108

Tabla 5.4	Pilas de 5 m de altura en dirección transversal y longitudinal	115
Tabla 5.5	Pilas de 10 m de altura en dirección transversal y longitudinal ..	116
Tabla 5.6	Pilas de 15 m de altura en dirección transversal y longitudinal. .	116
Tabla 5.7	Pilas 20 m de altura en dirección transversal y longitudinal	116
Tabla 5.8	Pilas de 25 m de altura en dirección transversal y longitudinal ..	117
Tabla 5.9	Claves para las gráficas de los modelos encamisados	119

LISTA DE FIGURAS

1 RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO

REFORZADO	1
Figura 1.1 Colapso del puente Shi Wei en Taichung, debido a la pérdida de asiento. Sismo Chi Chi, 1999.....	2
Figura 1.2 Grieta de cortante en la pila de concreto del puente Wu Shu bridge in Taichung. Sismo Chi Chi, 1999.....	3
Figura 1.3 Colapso de una viga, sismo San Fernando, 1971.....	5
Figura 1.4 Falla debido a la licuefacción del suelo	6
Figura 1.5 Golpeteo en la estructura del puente	7
Figura 1.6 Desplome del estribo.....	8
Figura 1.7 Refuerzo de la columna inadecuado	9
Figura 1.8 Falla en la parte superior de la columna debido al mal confinamiento, sismo de San Fernando, 1971.....	9
Figura 1.9 Falla por flexocompresión en la columna, sismo Kobe, 1995	10
Figura 1.10 Falla de la columna por cortante	11
Figura 1.11 Falla de columna por cortante, sismo de Kobe, 1995	12
Figura 1.12 Falla en el cabezal, sismo en Baja California, 2010.....	13
Figura 1.13 Falla de cortante en el cabezal.....	14
Figura 1.14 Falla en la viga de acero, sismo Kobe, 1995.....	14
Figura 1.15 Rehabilitación de la viga utilizando cables para restringir el movimiento en las juntas.	16

Figura 1.16	Rehabilitación de la columna, con revestimiento de acero.....	17
Figura 1.17	Rehabilitación en los cabezales	18
Figura 1.18	Aumento de dimensión en la zapata parte de la rehabilitación) ...	19
Figura 1.19	Disipadores de energía de hule y acero con corazón de plomo...	20
2	SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES	24
.....		
Figura 2.1	Colapso de un puente debido a la pérdida de asiento	24
Figura 2.2	Colapso del puente	26
Figura 2.3	Armado de acero longitudinal y transversal en las columnas que serán encamisadas.....	28
Figura 2.4	Colocación de concreto convencional en el encamisado	28
Figura 2.5	Revestimiento de la columna por el método de concreto lanzado.....	29
Figura 2.6	Columna rehabilitada con la técnica de encamisado metálico.	30
Figura 2.7	Sección transversal de una columna rectangular antes y después de ser encamisada.	31
Figura 2.8	Colocación de fibras de carbono para confinamiento en las columnas.....	32
Figura 2.9	Rehabilitación de una columna mediante aplicación de fibras de carbono.....	33
Figura 2.10	Presfuerzo externo de un puente	35
Figura 2.11	Armado de una trabe para encamisar con concreto reforzado....	36

Figura 2.12	Aplicación de fibras carbón para el refuerzo de flexión y cortante	37
Figura 2.13	Deformación del apoyo	39
Figura 2.14	Desplazamiento permanente de un apoyo	39
Figura 2.15	Disipadores de energía metálicos	40
Figura 2.16	Disipador de energía modificado.....	41
Figura 2.17	Disipador de energía	42
Figura 2.18	Aislador hule y acero con corazón de plomo y su ciclo histerético.....	43
Figura 2.19	Sistema de aislamiento, péndulo de fricción.	43
Figura 2.20	Sistema de aislamiento deslizante tipo multirrotacional	44
3	SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTES A ESTUDIAR Y ACELEROGRAMAS	46
Figura 3.1	Sección transversal del puente	47
Figura 3.2	Losa de rodamiento.....	48
Figura 3.3	Características de la guarnición	49
Figura 3.4	Sección longitudinal del puente.....	49
Figura 3.5	Sección transversal del puente	50
Figura 3.6	Dimensiones geometricas de la viga AASHTO	51
Figura 3.7	Diafragmas en el puente	51
Figura 3.8	Apoyo de neopreno	53
Figura 3.9	Sección longitudinal del puente.....	53

Figura 3.10	Cabezal del puente	55
Figura 3.11	Separación para columnas de altura de $5 \leq h \leq 15$ m.....	57
Figura 3.12	Separación de columnas de altura de $20 \leq h \leq 25$ m.....	57
Figura 3.13	Puente modelado en el programa SAP2000	60
Figura 3.14	Modelo del puente en el programa SAP200.....	61
Figura 3.15	Cinturón de fuego del Pacífico	62
Figura 3.16	Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF).....	63
Figura 3.17	Cinturón volcánico mexicano y estaciones descartadas	65
Figura 3.18	Ubicación de las estaciones seleccionadas	67
Figura 3.19	Espectros de peligro uniforme.....	68
Figura 3.20	Conjunto de espectros escalados a un periodo de retorno de 2500 años.	69

4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LA SUBESTRUCTURA... 71

Figura 4.1	Curva de Pushover.....	73
Figura 4.2	Espectro de capacidad y demanda (ADRS).....	74
Figura 4.3	Formato estándar (S_a vs. T).....	75
Figura 4.4	Formato ADRS (S_a vs. S_d)	77
Figura 4.5	Articulaciones plásticas en el modelo.....	80
Figura 4.6	Aplicación de cargas unitaria en dirección longitudinal.	81
Figura 4.7	Aplicación de cargas unitaria en dirección horizontal.....	82
Figura 4.8	Curva de momento- rotación	83

Figura 4.9	Gráfica momento-rotación	84
Figura 4.10	Curvas de capacidad en dirección transversal para diferentes alturas de pilas sin encamisar.....	85
Figura 4.11	Espectros de peligro uniforme.....	86
Figura 4.12	Conjunto de espectros sin escalar	87
Figura 4.13	Conjunto de espectros escalados a un periodo de retorno de 2500 años.....	87
Figura 4.14	Curvas de capacidad y demanda para pilas de 15m sin encamisar y encamisado.....	89
5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	92
Figura 5.1	Curvas Pushover, pilas 5m dirección transversal.....	95
Figura 5.2	Curvas Pushover, pilas 5 dirección longitudinal	95
Figura 5.3	Curvas Pushover, pilas 10m dirección transversal.....	96
Figura 5.4	Curvas Pushover, pilas 10m dirección longitudinal	96
Figura 5.5	Curvas Pushover, pilas 15m dirección transversal.....	97
Figura 5.6	Curvas Pushover, pilas 15m dirección longitudinal	97
Figura 5.7	Curvas Pushover, pilas 20m dirección transversal.....	98
Figura 5.8	Curvas Pushover, pilas 20m dirección longitudinal	98
Figura 5.9	Curvas Pushover, pilas 25m dirección transversal.....	99
Figura 5.10	Curvas Pushover, pilas 25m dirección longitudinal	99
Figura 5.11	Resistencia al cortante de fluencia en dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado	101

Figura 5.12 Resistencia al cortante de fluencia en dirección transversal de acuerdo al porcentaje de acero	101
Figura 5.13 Resistencia al cortante en dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado	102
Figura 5.14 Resistencia al cortante en dirección transversal de acuerdo al porcentaje de acero	102
Figura 5.15 Resistencia al cortante de fluencia en dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado	103
Figura 5.16 Resistencia al cortante de fluencia en dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero.	104
Figura 5.17 Resistencia al cortante en dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado	104
Figura 5.18 Resistencia al cortante en dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero	105
Figura 5.19 Curva de Capacidad y Demanda para pilas 15m en dirección transversal	107
Figura 5.20 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado	109
Figura 5.21 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero.	110
Figura 5.22 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado	111
Figura 5.23 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero	111

Figura 5.24 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado.....	112
Figura 5.25 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección transversal de acuerdo al porcentaje de acero.....	113
Figura 5.26 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado.....	114
Figura 5.27 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero.....	114
Figura 5.28 Incremento del porcentaje de cortante respecto a los modelos sin encamisar, en dirección transversal	117
Figura 5.29 Incremento del porcentaje de cortante respecto a los modelos sin encamisar, en dirección longitudinal.....	118
Figura 5.30 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 5 m de altura	120
Figura 5.31 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 10 m de altura	120
Figura 5.32 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 15m de altura.	121
Figura 5.33 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 20 m de altura	121
Figura 5.34 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 25 m de altura.	122

INTRODUCCIÓN

La mayoría de los puentes de concreto reforzado existentes en México fueron construidos en la década de 1970 con base en reglamentos anteriores, por lo cual tienen deficiencias de diseño y en algunos casos una mala ejecución de construcción. Con el paso del tiempo se ha incrementado sustancialmente el conocimiento sobre los daños que provocan los efectos sísmicos, viento, y socavación. Por otro lado, el incremento continuo de las cargas muertas y vivas debido a los constantes reencarpetamientos y al incremento del peso de los vehículos que actualmente transitan en las redes carreteras de nuestro país, propician la generación de daños.

Gran parte del territorio mexicano tiene un alto nivel de exposición al peligro sísmico debido a que se encuentra dentro del cinturón de fuego del Pacífico. Se han presentado eventos sísmicos de gran magnitud y posiblemente se presenten nuevos eventos de mayor magnitud, por lo tanto las acciones sísmicas son de las sollicitaciones que pueden contribuir más en el daño de los puentes construidos en décadas pasadas, razón por la cual en el trabajo se hace especial énfasis en este tipo de cargas.

En la actualidad muchos puentes presentan daños por los factores antes mencionados, por lo que es necesario emplear una técnica de rehabilitación para evitar poner en peligro la seguridad del puente. El adecuado funcionamiento de los puentes es vital para las sociedades y se debe cuidar no poner en riesgo a las vidas humanas. Para ello, es importante realizar revisiones periódicas en los puentes que permitan realizar a tiempo acciones para la rehabilitación y/o refuerzo de las estructuras.

El principal objetivo de una rehabilitación y/o refuerzo es incrementar la capacidad tanto de la superestructura como de la subestructura. En la rehabilitación no se debe olvidar tomar en cuenta el nivel de deficiencia estructural, si presenta daños o no, la demanda sísmica donde se ubica el puente, la importancia del puente en la red carretera y la viabilidad de acceso.

Al realizar una rehabilitación es necesario considerar los costos directos e indirectos asociados con el daño y con el proceso que se seleccione para rehabilitar. Se debe verificar la conveniencia de realizar la rehabilitación como función de la vida útil actual y la vida útil posterior, con base en funciones objetivo donde se revisen los costos por la rehabilitación, la técnica que será empleada, la factibilidad para efectuarla, el impacto ambiental y costos futuros que tendrá el mantenimiento.

En el presente trabajo los modelos con los que se trabajará corresponden a puentes con geometría típica de la red carretera mexicana. En el estudio se propone como técnica de rehabilitación encamisar las columnas de sección circular con concreto reforzado, variando el espesor de la camisa y el porcentaje de acero longitudinal. Se eligieron estos elementos porque son la fuente principal que disipa la energía sísmica en los puentes, mediante la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas.

La técnica de encamisado de concreto reforzado es una de las técnicas más antiguas y que ha sido más utilizada, al ser una de las más económicas dado que la mano de obra y proceso constructivo son similares a la construcción de una columna nueva. Es también una de las técnicas más estudiadas por lo que se tiene mayor conocimiento sobre el comportamiento que tendrá. En este trabajo se obtendrá el tamaño de encamisado más eficiente de acuerdo con el comportamiento esperado y la economía, para las diferentes alturas de puentes,

con demandas sísmicas representativas de sismos de mayor magnitud que han ocurrido en el país. Adicionalmente, se identificará las variables que mayor influencia tienen en el incremento de la resistencia del encamisado.

Para determinar la influencia de esta técnica de refuerzo, se utilizará la metodología de espectros de capacidad, que es una buena alternativa para la evaluación del comportamiento de la estructura. Uno de los métodos más utilizados para relacionar curvas de capacidad y demanda, es el método de espectro de capacidad (ATC-40), que permitirá determinar el desempeño que tienen los encamisados de refuerzo ante diferentes acciones sísmicas.

Para utilizar el método del espectro de capacidad se realizarán análisis estáticos no lineales y la demanda sísmica se caracterizará mediante espectros de respuesta de las señales sísmicas seleccionadas. El punto donde intersectan estas dos curvas se le conoce como desempeño, que proporciona la demanda de desplazamiento y fuerza cortante espectral de la estructura, que es un parámetro fundamental para conocer el estado de daño presentado por las estructuras ante las acciones sísmicas utilizadas.

**RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO
REFORZADO**

1 RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

1.1 Introducción

La infraestructura del transporte es particularmente vulnerable al riesgo asociado con las acciones sísmicas en el caso particular de las estructuras de puentes. En el capítulo se verá el conocimiento general respecto a las investigaciones de los efectos sísmicos en puentes existentes, cómo se evalúa un puente cuando se presenta un sismo, las demandas, la respuesta sísmica y los daños que presenta.

Para el diseño de los puentes es necesario tomar en cuenta el diseño por sismo, ya que representa el movimiento más grande que se puede esperar durante la vida del puente. Cuando se presenta un sismo es necesario que el puente resista tanto sismos de pequeña magnitud como de gran magnitud. Se busca que ante la acción de grandes temblores no haya colapso y los daños se observen con facilidad para su rehabilitación posterior. Todo con el fin de reducir al mínimo los riesgos de vida, pérdidas económicas significativas y para que los puentes sigan en funcionamiento después del evento. Se sabe, sin embargo, que nunca se puede predecir el comportamiento de tierra, es la razón por la cual siempre tiene que diseñar con ciertos niveles preventivos.

Los sismos de gran magnitud son eventos que no se presentan frecuentemente pero es necesario diseñar para este tipo de eventos; desafortunadamente se desconocen las magnitudes a partir de las cuales se llega a dañar una estructura. La interacción suelo estructura ante un evento no es fácil de conocerla y existen diferentes metodologías que tratan de describir el comportamiento del suelo. Con base en los registros que se tienen de sismos anteriores se pretende predecir el movimiento para cada zona en particular, en

ocasiones, sin embargo, llegan hasta amplificarse considerablemente los valores esperados para la zona que se analizó, con lo que lleva a tener grandes repercusiones a la estructura o en el peor de los casos, sufrir un colapso. En la figura 1.1 se puede observar el colapso de un puente debido a la pérdida de asiento.



Figura 1.1 Colapso del puente Shi Wei en Taichung, debido a la pérdida de asiento. Sismo Chi Chi, 1999.

Los puentes ante un evento sísmico sufren algunos daños debido a diversos motivos asociados con el diseño de las estructuras y las demandas sísmicas presentadas. Por los daños que los puentes tienen, existen áreas de interés prioritario como son los métodos de evaluación y los métodos y técnicas de refuerzo.

Se han realizado diversos programas de investigación con el fin de mejorar los criterios de evaluación y rehabilitación de puentes en zonas sísmicas, especialmente porque estas estructuras han sido seriamente afectadas por eventos de gran magnitud que llevan en ocasiones al colapso a los puentes.

En los programas se ha hecho una división de tareas para hacer más clara la evaluación sísmica del puente, entre las actividades fundamentales se

encuentran: identificación de tipologías del puente; métodos de la evaluación; criterios de adaptación y evaluación de pilas, retención de tierra y cimentaciones. El objetivo de estos tipos de programas es tener un mejor conocimiento sobre el área de la evaluación sísmica y rehabilitación de puentes. En la figura 1.2 se muestra una falla por cortante que sufrió una columna debido a un fuerte evento sísmico.



Figura 1.2 Grieta de cortante en la pila de concreto del puente Wu Shu bridge in Taichung. Sismo Chi Chi, 1999

1.2 Daños en puentes

En diversos estudios al llevarse a cabo la revisión de puentes dañados causados por recientes sismos, se han identificado tres deficiencias de diseño, que se pueden manifestar en diferentes formas. Una consecuencia directa es debido a la filosofía del diseño elástico que casi siempre se adoptada para el diseño de los puentes.

Las consecuencias del diseño elástico son:

Desplazamientos sísmicos, que se basan en el específico nivel de fuerza lateral reglamentaria. Regularmente las demandas resultan estar muy abajo de los desplazamientos que se esperaban.

Como los niveles de fuerza sísmica han sido bajos en el diseño de puentes antiguos, la relación de carga gravitacional a la fuerza sísmica adaptada para el diseño era incorrecta. Los materiales juegan también un papel importante, debido a los niveles de esfuerzo que se tienen para el diseño sísmico elástico que están muy por debajo a los valores de fluencia o resistencia.

En cuanto a los detalles adoptados de refuerzo y anclaje que se basan en una distribución elástica, estos son los que en parte causan un fallo prematuro.

Los conceptos asociados a la ductilidad y a la capacidad de diseño, son importantes para que se mantenga en pie un sistema inelástico bajo una respuesta sísmica severa y que no haya sido considerado en el proceso de diseño elástico.

La mayoría de los daños que se han observado son atribuidos a uno o a la combinación de las varias deficiencias que se mencionaron anteriormente.

Desplazamientos sísmicos.

La consecuencia de estimar los desplazamientos debidos a sismos, que fueron basados en la teoría elástica, rigidez de sección transversal y niveles de baja fuerza lateral, es que las longitudes de asiento eran poco realistas y la separación entre estructuras adyacentes era inadecuada, dando como resultado golpeteo entre ellas y llevando en ocasiones a la falla.

1.2.1 Pérdida de asiento

Este comportamiento es la combinación de una respuesta longitudinal y una transversal, ejemplos de esta falla son causados por los movimientos relativos de las vigas en dirección longitudinal superior a los ancho de asiento/apoyo. En la figura 1.3 se observa la pérdida de asiento del puente dando como resultado el colapso de los tableros.



Figura 1.3 Colapso de una Viga, Sismo San Fernando, 1971

(<http://metroprimaryresources.info/40-years-ago-today-san-fernando-earthquake-topples-freeways-prompts-seismic-retrofitting-plan/773/>)

1.2.2 Desplazamientos de amplificación debidos a los efectos del suelo.

En los suelos blandos generalmente se presentan amplificaciones de la respuesta de vibración de la estructura, lo que lleva a un incremento en la probabilidad de que existan daños. En estos suelos la falla puede deberse también a dos factores: que ocurra licuación en los apoyos de la estructura y/o debida a los desplazamientos relativos entre un estribo y las pilas.

El efecto de licuación se suele presentar en pilas de los puentes apoyadas sobre arenas saturadas o limosas, causando una pérdida en el apoyo de las pilas, y dando como resultado desplazamientos laterales y/o verticales excesivos. En la figura 1.4 se observa pérdida de asiento debido a la licuación.



Figura 1.4 Falla debido a la licuación del suelo (tomada de http://www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=S0798-40652012000200007&script=sci_arttext)

1.2.3 Golpeteo en la estructura del puente.

Este tipo de problemas se presentan cuando las subestructuras adyacentes son de diferente altura, lo cual tiene un impacto entre la superestructura y las columnas. Al chocar los tableros se generan de fuerzas de impacto que pueden llegar a ser muy altas. El golpeteo para estructuras de diferente altura debe evitarse por medio de una evaluación realista de la deformación y una adecuada separación. En la figura 1.5 se observa este tipo de falla.



Figura 1.5 Golpeteo en la estructura del puente (Tomada de <http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/11029/003.cfm>)

1.2.4 Desplome de los estribos

Este tipo de falla tiene que ver con la respuesta de los suelos blandos y los estribos, dando lugar al desplome o rotación del estribo cuando se ve afectado por las fuerzas actuantes de un sismo. Los daños que se presentan son en la parte superior del estribo por el impacto que se tiene con la superestructura y también suelen presentarse daños en los sistemas de soporte de las pilas, cuando se llegan a tener grandes rotaciones en los estribos por el aumento de presión causado por la rotación. Si este efecto llega a ser muy grande puede causar severos daños dando como el resultado el desplome del estribo y llevar al colapso del puente. En la figura 1.6 se observa el desplome del estribo dando como resultado el desplome de una parte del puente.



Figura 1.6 *Desplome del estribo (tomado de <http://www.lanacion.com.co/index.php/noticias-regional/pitalito/item/122740-se-desplomo-el-puente-de-guachicos>)*

1.2.5 Fallas en las columnas

Las fallas de las columnas son el resultado de un gran número de deficiencias relacionadas a la filosofía de diseño elástico. Se pueden presentar debido a los siguientes factores:

1.2.5.1 Resistencia a la flexión y falla dúctil.

Con el paso del tiempo se ha visto que es necesario construir adecuadamente y proporcionar capacidad dúctil en zonas donde se presenta la articulación plástica. Entre las principales deficiencias se encuentran:

Una inadecuada resistencia a la flexión debido a los niveles bajos de fuerza lateral sísmica que se utilizó en el diseño.

Poca confiabilidad en la resistencia a la flexión de la columna debido a que el refuerzo de la columna terminaba en la cimentación con una longitud de refuerzo y empalme inadecuados. En la figura 1.7 se muestra un refuerzo inadecuado de la columna.



Figura 1.7 Refuerzo de la columna inadecuado (tomada de <http://transport.cat/viewtopic.php?f=4&t=9826&start=240>)

Inadecuada ductilidad. La filosofía de diseño actual obliga a que las estructuras tengan capacidad dúctil suficiente para mantenerse en pie ante la acción de temblores severos. Existen diversos motivos por lo que muchos puentes no presentan este comportamiento. En ocasiones se debe a un escaso refuerzo transversal, a problemas de anclaje, a problemas de traslape en zonas inadecuadas, entre otras. En la figura 1.8 se muestra la falla de una columna debido a un mal confinamiento.



Figura 1.8 Falla en la parte superior de la columna debido al mal confinamiento, sismo de San Fernando, 1971 (Tomada de Priestley et al., 1996)

Otra causa es debido a la terminación prematura del acero de refuerzo o traslapes en zonas inadecuadas en la columna de concreto, llevando a ocasionar la falla de la columna a partir media altura de ella. En pilas de una sola columna, son muy importantes los efectos de inercia rotacional ya que aumentan con la altura de la columna. En la figura 1.9 se observa el daño de una columna debido a la falla por flexo-compresión.



*Figura 1.9 Falla por flexo compresión en la columna, sismo Kobe, 1995
(Tomada de Priestley et al., 1996)*

1.2.5.2 Falla por cortante de la columna.

La resistencia al cortante en las columnas de concreto resulta de la combinación de mecanismos como la transferencia de compresión al concreto y la cantidad de refuerzo transversal y longitudinal. Anteriormente era común encontrar puentes en donde podía ser mayor la resistencia a la flexión en comparación con la resistencia al cortante. Cabe mencionar que se deben evitar columnas cortas ya que son muy susceptibles a la fallas por cortante debido a la alta relación cortante/momento. En la figura 1.10 se observa en la columna una falla por cortante



Figura 1.10 Falla de la columna por cortante (Tomada de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029697002034>)

Cuando la resistencia a la flexión es superior a la resistencia por cortante, la falla puede presentarse antes de que se presente la articulación plástica en la columna. La resistencia al cortante en zonas donde se presenta las articulaciones plásticas es menor que donde se no se presentan las articulaciones, esto se debe a la reducción en conjunto de los esfuerzos cortantes en esta zona.

Una de las razones más importantes de las fallas de columnas a cortante, es por el insuficiente refuerzo transversal que presentan. Es por eso necesario tener un adecuado diseño en el refuerzo que evite este tipo de falla. En la figura 1.11 se observa una columna dañada debido a la falla por cortante en el sismo de Kobe en 1995.



Figura 1.11 Falla de columna por cortante, sismo de Kobe, 1995 (tomada de <http://www.grupoksv.com/columnas-cortas-en-el-diseno-estructural>)

1.2.6 Fallas en los cabezales.

Las fallas sísmicas en los cabezales se han identificado con: poca capacidad a cortante, refuerzo insuficiente en la parte superior por la prematura terminación del cabezal debido a momento negativo y anclaje de refuerzo insuficiente en el cabezal en las zonas extremas.

Los daños son causados principalmente por refuerzo inadecuado en los en la parte superior como en los extremos. En la figura 1.12 se observa la falla en un cabezal.



Figura 1.12 Falla en el cabezal, sismo en Baja California, 2010. (tomada de <http://www.eqclearinghouse.org/20100404-baja/general-information/bridge-damage-observations-from-majid-saaraf>)

1.2.7 Fallas en las conexiones.

Otra falla que es de gran importancia, se suele presentar en las conexiones entre la columna y los cabezales por cortante, debido a la forma en que están conectados.

Al momento del diseño de puentes se debe tomar en cuenta este factor ya que se presentan esfuerzos de corte importantes entre los elementos que se conectan. Se debe tener especial cuidado cuando son puentes de doble piso ya que es muy común este problema. En la figura 1.13 se muestra la falla por cortante en un cabezal.



Figura 1.13 Falla de cortante en el cabezal. (Tomada de <http://www.cts.umn.edu/Publications/researchenews/2006/01/>)

1.2.8 Fallas en elementos de acero en un puente.

Se tiene la idea que al tener elementos de acero en un puente, estos casi no sufren daño al ser más dúctiles en comparación con los elementos de concreto. Esto no quiere decir que no se presenten daños, los elementos de acero pueden presentar pandeo, que en ocasiones se debe a una mala conexión entre los elementos. En la figura 1.14 se observa fallas en los elementos de acero que fueron provocados por un evento sísmico.



Figura 1.14 Falla en la viga de acero, sismo Kobe, 1995 (tomada de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029697002034#FIG1>)

1.3 Filosofía de rehabilitación

1.3.1 Prioridades de la rehabilitación.

Las acciones sísmicas han dejado con el paso del tiempo grandes conocimientos, dando lugar a métodos de diseño cada vez más refinados para evitar daños o colapso en los puentes. Actualmente, la mayoría de puentes fueron diseñados con códigos antiguos sin tomar en cuenta los actuales métodos de diseño para mejorar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. Es importante contar con un método para determinar cuáles puentes se encuentran en mayor riesgo y por lo tanto rehabilitarlos. La prioridad de cómo elegir que puente se debe rehabilitar debe considerar varios factores como lo son las acciones sísmicas el tipo de estructura y las implicaciones sociales.

Sismicidad del sitio, tiene que ver con la probabilidad de que tan frecuente ocurran sismos fuertes, es uno de los factores más importante que se debe tener en cuenta.

La vulnerabilidad estructural en los puentes existentes debe determinarse para saber los que están en mayor riesgo de colapso y sobre de ellos tener una mayor atención.

Consecuencias sociales de la falla. Este factor tiene que ver con la densidad del tráfico, la importancia del puente después de que ocurre el terremoto, el impacto económico que se tiene si se impide el tráfico, etc.

1.3.2 Evaluación en las estructuras existentes.

Una vez que se ha determinado que el puente tiene prioridad para su rehabilitación, es necesario hacer una evaluación más detallada sobre el comportamiento esperado que se tendrá si ocurre un sismo.

Los códigos actuales pretenden dar una seguridad necesaria para diferentes condiciones de diseño, esperando que el nivel de seguridad de las nuevas estructuras sea el adecuado.

1.3.3 Criterios para la rehabilitación

Pérdida de longitud de asiento. Es uno de los problemas más comunes que se presenta en los puentes ya existentes, se debe a la insuficiente longitud de apoyo de las trabes. La propuesta de rehabilitación para evitar esta falla, es colocar una barra o un cable para restringir el movimiento entre los elementos en cada lado de la junta. Otra opción puede ser aumentar la longitud de apoyo, cuando se trata de vigas simplemente apoyadas sobre pilas. En la figura 1.15 se muestran cables de presfuerzo restrictores del movimiento.



Figura 1.15 Rehabilitación de la viga utilizando cables para restringir el movimiento en las juntas. (Tomada de Priestley et al., 1996)

Licuación y desplome de los estribos. Este tipo rehabilitación es una de las más difíciles y más costosas. Para reducir el riesgo de que se presente la licuación se pueden utilizar medios de densificación en el sitio con el fin de reducir la acumulación del agua.

Fallas en las columnas. El método más utilizado para mejorar la ductilidad y resistencia al cortante es colocar a las columnas un revestimiento de acero o de concreto reforzado alrededor de la columna. En la figura 1.16 se muestra el encamisado de una columna con placas de acero.



Figura 1.16 Rehabilitación de la columna, con revestimiento de acero. (Tomada de <http://www.wsdot.wa.gov/Projects/15/SSeattleSeismic/Photos>)

Flexión en los cabezales y esfuerzos de cortante. Una de las rehabilitaciones más comunes que se puede adoptar para evitar este tipo de falla, consiste en colocar pretensado en los cabezales con tendones externos que van

anclados al final de los bloques. Con esto, se mejora la resistencia a la flexión y al cortante.

Fallas en las juntas. Las deficiencias entre las columnas-cabezales o columnas-cimentación, son debidas a un refuerzo insuficiente en el anclaje de la columna. Una propuesta de rehabilitación es colocar un encamisado de concreto reforzado que se une al concreto ya existente, el tamaño del encamisado dependerá de que tanto se desea reducir los esfuerzos por cortante en las juntas. Con esto, se proporciona también mayor longitud del anclaje al refuerzo de la columna. En la figura 1.17 se muestra como se realizó la rehabilitación en los cabezales del puente que fueron dañados.



Figura 1.17 Rehabilitación en los cabezales (Tomada de <http://www.dsiamerica.com/products/repair-strengthening/seismic-upgrading/bartendons/elisian-viaduct-la-usa.html>)

Fallas en la zapatas. Este tipo de rehabilitación puede ser el más costoso y debe ser el primero que se debe considerar para ver si es factible una rehabilitación en un puente. La rehabilitación de las zapatas no puede ser evitada cuando se presentan daños en ella después de un evento sísmico. Una forma de

rehabilitación es hacer una mejora al suelo o incrementando las dimensiones de la zapata para dar mayor estabilidad o, se pueden colocar pilas adicionales para mejorar la estabilidad de la estructura. En la figura 1.18 se observa la rehabilitación de una zapata, al incrementar el refuerzo y las dimensiones de la zapata.



***Figura 1.18 Aumento de dimensión en la zapata parte de la rehabilitación
(Tomada de <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/mae.cfm>)***

Disipadores de energía. Con la aparición de dispositivos disipadores de energía en las estructuras, se mejora la respuesta sísmica. En ocasiones cuando estos dispositivos son dañados por fuerzas sísmicas, simplemente se hace su remplazo. La figura 1.20 muestra un puente apoyado sobre aisladores de base con un disipador de energía de plomo.



Figura 1.19 Disipadores de energía de hule y acero con corazón de plomo
(Tomada de http://www.tecnoav.cl/wp-content/uploads/2012/01/img1_large_20110921133951.jpg)

SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES

2 SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES

Los puentes a través del tiempo han sufrido dañados por eventos sísmicos, entre otras razones por los constantes cambios de carga viva y carga muerta, dando como resultado que los puentes tengan en ocasiones daños ligeros o en el peor de los casos daños severos que pongan en peligro la seguridad del puente. El funcionamiento adecuado de los puentes es vital para las sociedades, si llega a fallar la estructura pone en riesgo a las vida humanas. Por ello es importante realizar revisiones periódicas para que los factores antes mencionados, efectos ambientales y efectos de construcción y en ocasiones los materiales de baja calidad, no dañen más a la estructura y se esté a tiempo de realizar acciones para la rehabilitación. El principal objetivo de una rehabilitación y/o refuerzo es incrementar la capacidad tanto de la superestructura como de la subestructura. En la figura 2.1 se observa la longitud de pérdida de asiento de un puente.



Figura 2.1 Colapso de un puente debido a la pérdida de asiento

La mayoría de las veces las revisiones de los puentes se realizan después de que un evento sísmico importante ha ocurrido. Se realiza una evaluación del puente y dependiendo de esta, en algunos casos es necesario hacer una rehabilitación del o de los elementos dañados, o en casos muy extremos demoler la estructura. Por lo tanto, es importante mantener un programa de inspección periódico en donde se tomen en cuenta las medidas necesarias para evitar posibles fallas en el puente.

Anteriormente se mencionaron los tipos de fallas más comunes que se pueden llegar a presentar en cada elemento que compone un puente y dependiendo del elemento dañado, se selecciona la mejor alternativa de rehabilitación considerando los costos de los diferentes métodos, la durabilidad, la factibilidad para hacerlas y el impacto ambiental. En la rehabilitación no se debe olvidar tomar en cuenta el nivel de deficiencia estructural, si presenta daños o no, la demanda sísmica donde se ubica el puente, la importancia del puente en la red carretera y la viabilidad de acceso.

Al realizar una rehabilitación es necesario considerar los costos que tendrá, costos directos e indirectos provocados por el daño al puente, verificar si realmente conviene realizar la rehabilitación con base en la cuantificación de su vida útil y establecer funciones objetivo donde se revisen los costos por la rehabilitación y costos futuros que tendrá el mantenimiento.

Una de las técnicas más comunes de refuerzo de las superestructuras consiste en la aplicación de presfuerzo exterior longitudinal, presfuerzo exterior perimetral y la colocación de fibras de carbono. Para determinar qué tipo de rehabilitación es la más conveniente, primero se identifica el elemento dañado y a continuación uno de los métodos que se describirán en seguida.

2.1 Refuerzo en la subestructura

2.1.1 Refuerzo en las columnas de concreto

Actualmente se ha insistido en la importancia de la ductilidad de los elementos del puente para que en su conjunto tengan un buen comportamiento sísmico. Las columnas de los puentes que trabajan a flexión son los elementos más vulnerables a daño ya que disipan la energía durante un sismo. De los daños más frecuentes en columnas que se observan después de que ha ocurrido un evento sísmico, se encuentran: la insuficiente longitud de traslape en la base para desarrollar la resistencia de diseño a flexión en las columnas (Priestley, et al., 1996), los traslapes en zonas de formación de una articulación plástica, poca resistencia al cortante debido a la elevada relación cortante-momento en columnas cortas que implica una rápida degradación de resistencia, confinamiento inadecuado debido al escaso refuerzo transversal, entre otras. Todas estas deficiencias se pueden evitar con un diseño apropiado y una construcción bien realizada. En la figura 2.2 se muestra como los factores anteriormente mencionados afectan a una columna cuando ocurre un evento sísmico.



Figura 2.2 Colapso del puente

Una vez que las columnas se han dañado existen diferentes metodologías para realizar una rehabilitación como lo es incrementar la resistencia de la columna por medio de acero de refuerzo o encamisando su sección transversal, que puede ser con concreto reforzado o con acero. El uso de materiales

compuestos tales como la fibra de vidrio, fibra de carbono y aramidas embebidas en una matriz de polímeros, son algunos de los materiales que se utilizan recientemente. El auge que han tenido los materiales compuestos es debido a que el tiempo de rehabilitación es muy corto y no hay interrupción en el tráfico en el puente.

2.1.1.1 Encamisado de concreto

El encamisado en una columna tiene ventaja de proporcionar confinamiento lateral y mejorar la capacidad de flexión y cortante. Esta técnica consiste en colocar refuerzo tanto longitudinal como transversal, alrededor del perímetro de la columna original, para posteriormente realizar el revestimiento de concreto, que se puede realizar mediante dos métodos: colocando concreto convencional, se vierte el concreto alrededor de la sección de la columna original a o bien mediante concreto lanzado que es la aplicación del concreto sobre la superficie de la columna por medio de una pistola bajo presión. En esta técnica de rehabilitación se debe garantizar un buen comportamiento conjunto de la sección original con la sección ampliada, que se garantiza mediante la colocación de conectores en toda la longitud de la camisa. El espesor mínimo del encamisado de concreto es de 5 cm. En la figura 2.3 se observa el armado de acero longitudinal como el transversal de una columna que se encamisará posteriormente.

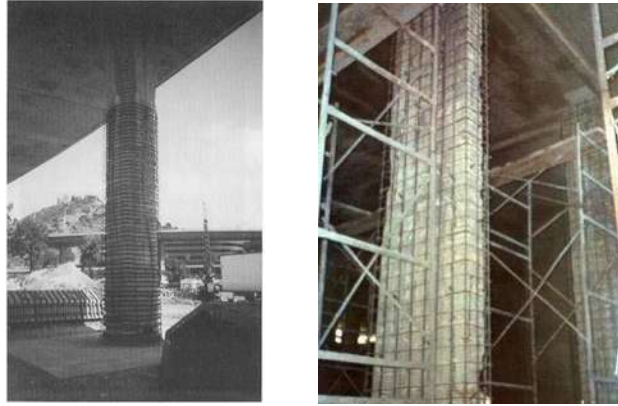


Figura 2.3 Armado de acero longitudinal y transversal en las columnas que serán encamisadas.

Cabe mencionar que dentro de los métodos de revestimiento, el concreto convencional debe utilizarse añadiendo un aditivo superfluidificante para que la mezcla penetre sin dificultades y pueda distribuirse de manera adecuada. Utilizar concreto convencional desafortunadamente tiene ciertas desventajas ya que requiere de cimbra, su aplicación es lenta debido al largo tiempo del curado del concreto y en ocasiones no se logra una correcta mezcla de concreto. Por ello, es necesario el uso de aditivos que implican costos extras. En la figura 2.4 se observa cómo se vierte el concreto para encamisar la columna con concreto convencional.



Figura 2.4 Colocación de concreto convencional en el encamisado

En cuanto al concreto lanzado no requiere de cimbra y su tiempo de aplicación es rápida pero produce una gran pérdida de material y visualmente es antiestético. La mezcla de concreto debe de incluir un alto contenido de cemento así como agregados finos para no saturar el dispositivo de aplicación, este método también es necesario adicionar aditivos para acelerar la resistencia y mejorar la adhesión. En la figura 2.5 Se observa la forma en que se coloca el concreto lanzado.



Figura 2.5 Revestimiento de la columna por el método de concreto lanzado.

El encamisado de concreto es una de las técnicas más antiguas y se podría decir que más económicas, debido a que la mano de obra y procedimientos constructivos que se requieren, son muy similares respecto a la construcción de una columna nueva. Tiene la ventaja de ser resistente al fuego y a las acciones medio ambientales o ataques que afectan a la durabilidad en comparación con otras técnicas, además de ser una técnica muy confiable en cuanto a la eficiencia estructural.

Se debe tener especial cuidado en la colocación del encamisado ya que puede originar fallas en regiones en las que no se tiene, especial cuidado como proporcionar un correcto confinamiento, razón por la cual es común que los

encamisados no se conectan hasta la cimentación. Por lo general la separación entre la cimentación y el encamisado es de 10 cm.

2.1.1.2 Camisas metálicas

La función de utilizar esta técnica es que la camisa proporciona confinamiento lateral y mejora la capacidad de flexión y cortante de la columna original. Su diseño estructural se basa en mejorar la resistencia de la columna, al generar un estado triaxial de tensiones que confinan la sección transversal.

Para realizar la rehabilitación el espacio que queda entre la camisa y la columna original se coloca concreto o mortero a presión provocando un estado de tensión en el encamisado, generando un confinamiento. También puede rellenarse el espacio con material epóxico. En la figura 2.6 Se observa la rehabilitación de la columna que fue reforzada con la técnica de encamisado metálico elíptico al tratarse originalmente de una columna de sección transversal rectangular.



Figura 2.6 Columna rehabilitada con la técnica de encamisado metálico.

Para columnas con secciones transversales rectangulares se han propuesto utilizar camisas elípticas ya que reducen los problemas que anteriormente se tenían si se encamisaba siguiendo la forma de la sección rectangular. Las camisas

suele ser soldadas en el lugar o puede unir las con conectores metálicos en el sitio. En la figura 2.7 se observa una columna reforzada con un encamisado metálico elíptico.

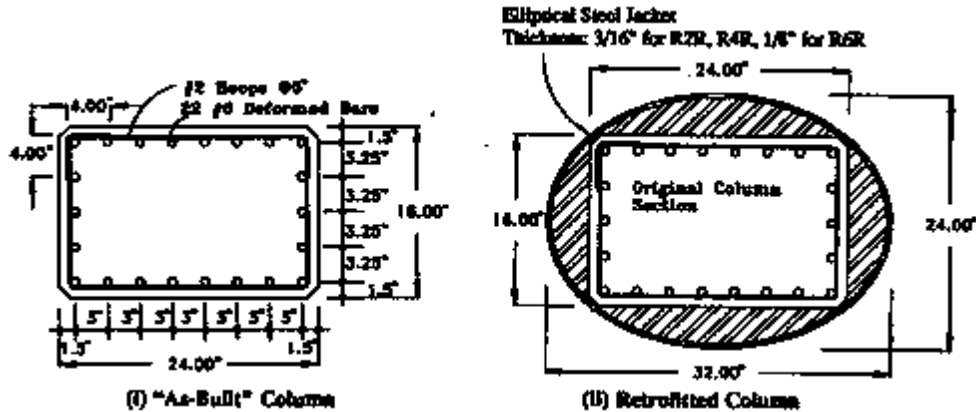


Figura 2.7 Sección transversal de una columna rectangular antes y después de ser encamisada.

No se debe olvidar considerar que la camisa incrementa la capacidad de la columna lo que origina acciones adicionales en la cimentación, razón por la cual los encamisados no se conectan hasta la cimentación y se deja un espacio libre entre la cimentación y la camisa.

2.1.1.3 Refuerzo con materiales compuestos

Un material compuesto es aquel que se encuentra formado por la unión de dos o más materiales de características mecánicas y físicas distintas, de la unión se obtiene un nuevo material que permite aprovechar óptimamente características de cada material individual. En la década de 1990 los materiales compuestos comenzaron a utilizarse como material de refuerzo y rehabilitación de estructuras,

con el paso del tiempo han ganado un gran campo de aplicación, esto se debe a la elevada relación entre resistencia-peso y a su elevada resistencia a la corrosión.

En cuanto a los materiales compuestos se emplean para el refuerzo de estructuras son las láminas de polímeros reforzados con fibras (FRP). Como se mencionó anteriormente las fibras más utilizadas son las de vidrio, carbono y aramida. Las láminas de fibra de carbono y vidrio son con las que se cuenta con más experiencia en su uso, unas de sus ventajas son: que tienen mayor resistencia que el tradicional acero de refuerzo, no presenta problemas de corrosión, su comportamiento es casi lineal hasta la fractura esto en dirección paralela a las fibras, por lo cual es importante orientar correctamente las fibras. En cuanto a las fibras de aramida, aunque sus propiedades mecánicas son inferiores a las de fibras de carbón, su mayor flexibilidad las hace atractivas para emplearlas en la rehabilitación. En la figura 2.8 se observa cómo se colocaron las fibras de carbono en la base de las columnas con el fin de confinar la zona de formación de articulaciones plásticas.



Figura 2.8 Colocación de fibras de carbono para confinamiento en las columnas

La elección del tipo de fibra depende de varios factores, como la carga y las condiciones del ambiente del entorno del puente que será rehabilitado. Las fibras pueden ser elementos prefabricados, como planchas o en láminas. Los elementos prefabricados usualmente se aplican en superficies planas, mientras que las láminas pueden utilizarse en superficies planas o convexas. Generalmente tienen un espesor que varía de 1 a 2 mm, el ancho depende del perímetro que se necesite rehabilitar. En la figura 2.9 se muestra la aplicación de láminas de fibras de carbono en una columna.



Figura 2.9 Rehabilitación de una columna mediante aplicación de fibras de carbono

Otro factor que se debe tener en cuenta al utilizar fibras como técnica de rehabilitación, es que se debe tener cuidado con el adhesivo que se utiliza para pegar las fibras. El adhesivo debe cumplir con las siguientes características: debe tener una resistencia adecuada para que la falla sea por capacidad última de la sección rehabilitada y no por la falla prematura de la unión, debe de ser fácil de utilizar en condiciones de campo y ser resistente al medio ambiente como

temperaturas externas, salinidad, etc. Los adhesivos están conformados por una resina y un endurecedor.

Al utilizar la técnica de rehabilitación con materiales compuestos la falla que se desea es aquella que presente la rotura en las fibras donde se presenta el momento máximo, por lo cual se tiene la seguridad que la fibra ha trabajado correctamente ayudando a que la estructura tenga mayor ductilidad y mayor resistencia. La falla menos deseable y más común es por adherencia de la fibra, debido a concentraciones de esfuerzos cortantes y por la presencia de esfuerzos que se generan en los extremos de las láminas, causando deshebrado de las láminas.

2.2 Refuerzo en la superestructura

2.2.1 Daños en vigas

Los daños más comunes en las vigas son:

- Grietas, se forman con frecuencia debido al incremento de la carga viva y a la baja calidad de los materiales.
- El acero de refuerzo expuesto a la intemperie, se debe a la pérdida de recubrimiento que puede ser por varios factores como defectos en la colocación, vibrado y compactación del concreto en obra, o que no existe espacio suficiente entre el acero longitudinal, que impide el paso del concreto.
- Presencia de humedad por la filtración de agua que se filtra a través de las juntas de dilatación y por huecos dejados en la losa. Este tipo de daño puede afectar a los elementos estructurales.
- Deterioro debido al tiempo, entre otros.

2.2.1.1 Presfuerzo externo

Es uno de los métodos más utilizados en el país, este sistema es rápido de colocar e incrementa ampliamente la capacidad. Es muy versátil puesto que

permite modificar la fuerza de tensado, variando el número y diámetro de los cables de presfuerzo.

El método consiste en colocar a lo largo del puente cables de presfuerzo en el exterior de los elementos resistentes para soportar el exceso de momento flexionante y fuerza cortante que transmiten las cargas nuevas con respecto a las cargas de diseño originales. Para incrementar la tensión diagonal de las nervaduras se colocan cables en los extremos de las traveses. Para reforzar los diafragmas externos e intermedios se colocan cables transversales al puente.

La desventaja que presenta este método es para vigas existentes con daño previo y baja resistencia del concreto, lo que limita su uso. En la figura 2.10 se observa la colocación del presfuerzo externo en un puente.



Figura 2.10 Presfuerzo externo de un puente

2.2.1.2 Adición de traveses

La adición de traveses se utiliza cuando la separación entre traveses del puente original existente espacio suficiente para hacer una adición, con el fin de disminuir el porcentaje de carga que soportan las traveses existentes y reducir el momento flexionante que soporta la losa. Este método es de gran ayuda cuando las traveses originales tienen baja capacidad de carga y el método de presfuerzo exterior es inviable.

La ventaja de este método es que las nuevas traveses que se adicionan aseguran mayor vida útil y mejoran la calidad de construcción, así como si se construyen traveses de concreto reforzado o presforzado el mantenimiento es mínimo. La desventaja del método se relaciona con el procedimiento constructivo que se dificulta debido que se tiene que interrumpir el tráfico en el puente, el tiempo de ejecución es mayor que otras alternativas y el costo es mayor que algunas otras alternativas.

2.2.1.3 Encamisado de traveses

Se puede incrementar la resistencia de las traveses mediante encamisados, con elementos de concreto o placas de acero. En esta alternativa se tiene en cuenta que el acero de la camisa es el que proporciona la resistencia del elemento nuevo y los elementos existentes son los encargados de absorber los esfuerzos de compresión. Este método presenta ciertas incertidumbres del trabajo conjunto de los elementos existentes con baja capacidad y la adición de una camisa nueva. Entre las desventajas se encuentran: interrupción del tráfico y en el proceso constructivo debido al proceso de colado y el cimbrado de los elementos. En la figura 2.11 se muestra el armado que se tiene para realizar el encamisado de la trabe del puente.

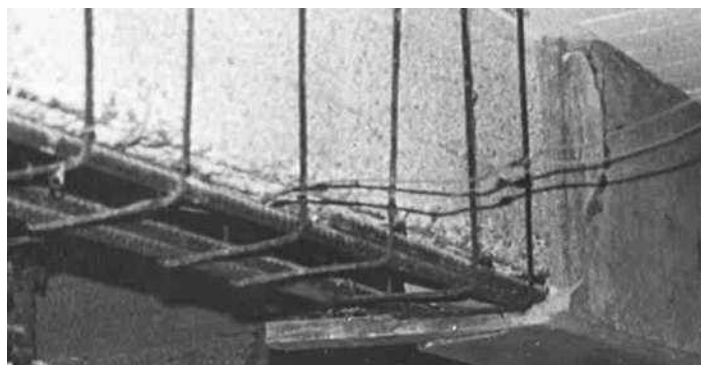


Figura 2.11 Armado de una trabe para encamisar con concreto reforzado

2.2.1.4 Uso de materiales compuestos

Este método consiste en adicionar a los elementos existentes láminas de materiales sintéticos tales como las fibras de vidrio, las fibras de carbono o las aramidas para el refuerzo local por flexión y cortante. La facilidad y la rapidez de la aplicación, la convierten en un método conveniente. Se debe tener especial cuidado en la aplicación de las láminas respecto a la orientación de las fibras que debe ser paralela al esfuerzo en el elemento, de lo contrario se reduce su eficiencia. Otra de las ventajas es que en la aplicación de las láminas no hay necesidad de interrumpir el tráfico. Unas de las desventajas es que no se pueden emplear en elementos dañados con muy baja resistencia, no se puede emplear cuando se requiere un incremento significativo de resistencia, el costo del uso de este método puede ser elevado, entre otros. En la figura 2. 12 se muestra la aplicación de fibras de carbono en las traveses del puente.



Figura 2.12 Aplicación de fibras carbón para el refuerzo de flexión y cortante

2.3 Otros sistemas de refuerzo

2.3.1 Rehabilitación de apoyos de neopreno

Los apoyos son uno de los elementos que presentan más deterioro en la vida útil de los puentes. Brevemente se comenta que los apoyos son los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura y permiten movimientos relativos entre estas dos partes. Existen diferentes tipos de apoyos como lo son los apoyos deslizantes, apoyos articulados, apoyo basculantes, apoyos de rodillo, apoyos elastoméricos, entre otros. La elección del tipo de apoyo que se utilizará dependerá de las características de la estructura, las cargas verticales transmitidas, de la demanda de desplazamiento lateral y de rotación.

Es necesario tener un mantenimiento continuo en los apoyos del puente para que tengan un adecuado funcionamiento y cumplan con sus funciones. Los apoyos metálicos presentan con el paso del tiempo problemas de corrosión que reduce la efectividad y lo que conduce eventualmente a sustituir los apoyos.

Los apoyos más comunes en la actualidad están formados por placas elastoméricas vulcanizadas con placas de acero. Aportan flexibilidad horizontal y una rigidez vertical adecuada. Con el tiempo el hule presenta inconvenientes que hacen que se pierdan propiedades y cuando se ven sometidos a cargas sísmicas pueden tener deformaciones permanentes. En la figura 2.13 se muestra la deformación que presenta un apoyo debido a cargas permanentes.

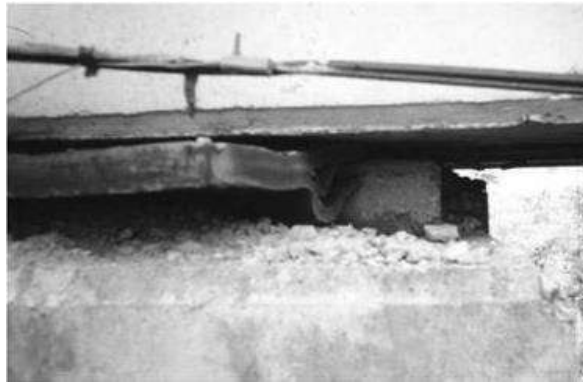


Figura 2.13 Deformación del apoyo

Si una vez que analizo y evaluó las condiciones del apoyo y no existen daños, sólo se tiene que aplicar cargas laterales en la superestructura para regresar a los apoyos a su posición original, esto se realiza mediante gatos hidráulicos. En la figura 2.14 se observa como quedo desplazado un apoyo después de haber ocurrido un sismo.



Figura 2.14 Desplazamiento permanente de un apoyo

2.3.2 Dispositivo de control pasivo

Los dispositivos de control se dividen en disipadores de energía, sistemas de aislamiento y amortiguadores resonantes.

2.3.2.1 Disipadores de energía

La función de los disipadores de energía, es concentrar en ellos las demandas inelásticas y dejar a la estructura con un comportamiento elástico. Los

disipadores de energía pueden reducir la demanda sísmica en el puente, así como también incrementar la capacidad resistente.

Los disipadores de energía regularmente están colocados a través de contravientos en los diafragmas del puente o bien unido el cabezal de estribos o las columnas con la superestructura. Se agrupan en la forma que disipan la energía, dependientes del desplazamiento y de la velocidad.

Los dispositivos que dependen del desplazamiento de la estructura, su funcionamiento está en función de la fluencia del material, la fricción o la extrusión del material que lo compone. El comportamiento carga-desplazamiento de estos dispositivos es bilineal, por lo cual la pendiente de la zona inelástica depende del material y de las características de cada dispositivo. En la figura 2.15 se observa tres diferentes disipadores metálicos de acero y de plomo.

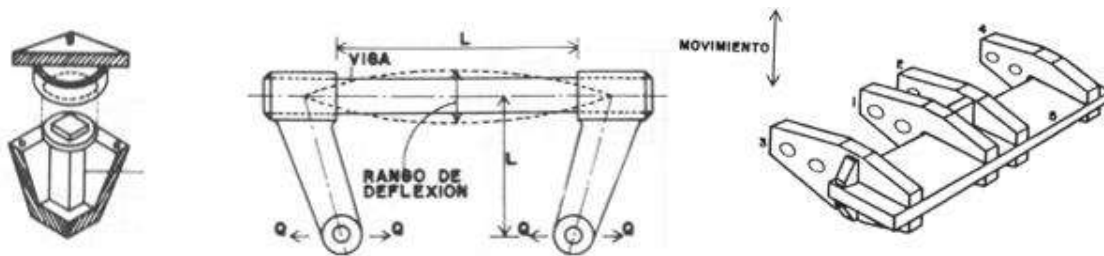


Figura 2.15 *Disipadores de energía metálicos*

En la actualidad se han propuesto diferentes tipos de disipadores de energía, con el fin de mejorar la eficiencia de los sistemas de disipación, facilitar su aplicación y reducir su costo. Jara y Jara, 2006 propusieron un sistema que es muy similar al que se utiliza actualmente constituido por apoyos de neopreno laminados y barras de plomo o de acero que incrementan la capacidad de disipación. Ante acciones sísmicas, el sistema tiene la función de deformarse plásticamente por cortante puro, disipando energía por su comportamiento histerético. Las barras de plomo se colocan entre el cabezal de las columnas y el

diafragma transversal. En la figura 2.16 se muestra la forma que va conectado el sistema entre la superestructura y el cabezal.

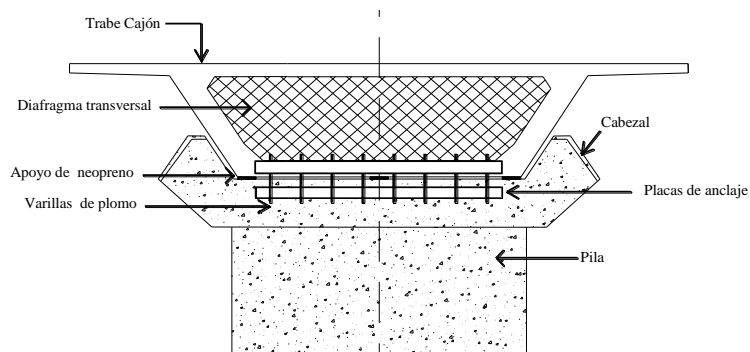


Figura 2.16 *Disipador de energía modificado*

Cuando el sistema se ve sometido a acciones sísmicas el apoyo de neopreno soporta las cargas verticales y flexibiliza el sistema, mientras el plomo cumple con la función de rigidizar al sistema bajo carga laterales de servicio que son producto de sismos frecuentes, acciones de viento y fuerzas longitudinales de frenado.

Otro de los dispositivos que es muy común su uso son los disipadores de energía de comportamiento viscoso o viscoelástico. El comportamiento de estos disipadores ante acciones sísmicas depende de la frecuencia de vibración, la velocidad de deformación y la temperatura ambiente. Los amortiguadores viscoelásticos incrementan el amortiguamiento viscoso y la rigidez lateral; comúnmente son de copolímeros o sistemas vidriados, que se utilizan en capas intercaladas con placas de acero. En la figura 2.17 se observa un dispositivo de energía de comportamiento viscoelástico.

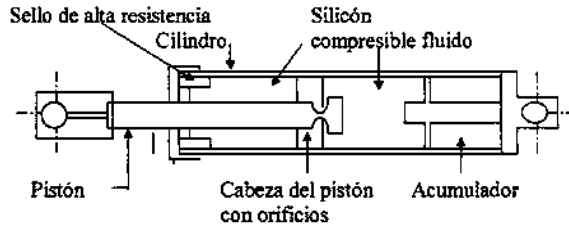


Figura 2.17 Disipador de energía

2.3.2.2 Sistemas de aislamiento

El aislamiento sísmico es una de las técnicas de rehabilitación más frecuentes que se utilizan en las estructuras de puentes. La característica básica de este sistema de refuerzo es la reducción de las fuerzas accidentales inducidas por la acción de los sismos, mediante un incremento del periodo y de la capacidad de disipación de energía. Por lo tanto, los convierte en una alternativa para rehabilitar y reforzar a un puente ante acciones sísmicas.

Son sistemas muy flexibles horizontalmente y cuentan con gran rigidez vertical. Los aisladores formados con placas de hule vulcanizadas con placas de acero, tienen un pequeño problema, no disipaban mucha energía. Con la finalidad de incrementar la capacidad para disipar energía en los sistemas de aislamiento Robinson y Tucker (1977) insertaron un corazón de plomo a los aisladores de hule y acero; con esto se logra que sea un dispositivo más compacto, por lo tanto se proporciona disipación de energía histerética que reduce los desplazamientos laterales de la estructura. En la figura 2.18 se observa un apoyo rectangular de hule y acero con un corazón de plomo.

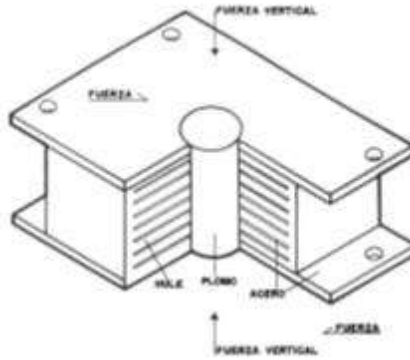


Figura 2.18 *Aislador huele y acero con corazón de plomo y su ciclo histerético*

Otro de los sistemas de aislamiento más empleados son los dispositivos tipo deslizante. Este sistema se basa en la fricción que se produce entre dos superficies como teflón con acero. El sistema proporciona un aislamiento eficiente para sismos moderados y grandes. Zayas y Bozzo (1990) propusieron un sistema de aislamiento de superficie cóncava basado en el movimiento de un péndulo. El material con el que se fabrica es acero y la zona de deslizamiento es de cromo. Una de sus ventajas del sistema es que combina la flexibilidad y la disipación de energía, además de ser un elemento compacto de acero. La desventaja del sistema es que el cromo que se utiliza en la zona de deslizamiento se adhiere con el tiempo. En la figura 2.19 se observa el sistema de aislamiento tipo deslizante.



Figura 2.19 *Sistema de aislamiento, péndulo de fricción.*

Otra variante del sistema de aislamiento del tipo deslizante son los aisladores del tipo multirrotacional con disipadores de energía. Este sistema

transforma la energía cinética en calor y la energía potencial que se almacena en un sistema de resortes. Entre las ventajas del sistema, se encuentra que trabaja en cualquier dirección y permite modificaciones en el nivel de amortiguamiento que se logra mediante fricción, al ajustar la presión interna aplicada a las placas de contacto (Jara, 2011). En la figura 2.20 se observa el sistema aislador multirrotacional.



Figura 2.20 Sistema de aislamiento deslizante tipo multirrotacional

**SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTES A ESTUDIAR Y
ACELEROGRAMAS**

3 SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTES A ESTUDIAR Y ACELEROGRAMAS

Para realizar los modelos analíticos de los puentes tipo considerados en el trabajo se utilizó el software SAP2000. El programa permite realizar el análisis y diseño estructural de los modelos en estudio, además de que se pueden llevar a cabo análisis lineales y no lineales, que serán necesarios para los analizar los modelos. Es necesario conocer las propiedades mecánicas de cada elemento estructural en cada uno de los modelos de análisis, en ellos se asumieron valores de las propiedades del concreto reforzado que se utilizan frecuentemente en los puentes que se han construido en México, así como la geometría de cada elemento estructural.

Debido a que la mayoría de los puentes que fueron construidos en México con base en reglamentos anteriores tienen deficiencias de diseño ya que en ellos no se consideraban efectos sísmicos, son susceptibles a tener daños y por ello es recomendable realizar acciones de rehabilitación y refuerzo. En el presente trabajo se propone como técnica de refuerzo encamisar las columnas con concreto reforzado, aumentando el espesor de la camisa y aumentando el porcentaje de acero longitudinal.

3.1 Puentes en estudio

Los modelos seleccionados corresponden a puentes con geometría típica de los que se tienen construidos en la red carretera mexicana. Los puentes carreteros más comunes en México son los puentes de concreto reforzado simplemente apoyados de longitud media. Los puentes simplemente apoyados tienen traveses que descansan sobre el cabezal de las pilas y entre cada claro existen juntas de expansión.

Los modelos de puentes que se estudian están integrados por una superestructura formada por 5 claros simplemente apoyados con una longitud de 30 m cada claro, dando como longitud total del puente 150 m. El tablero de la superestructura está formado por una superficie de rodamiento de asfalto sobre una losa de concreto reforzado que se apoya en vigas AASHTO tipo IV de concreto presforzado; las vigas se encuentran rigidizadas lateralmente por diafragmas de concreto reforzado que se ubican en los extremos de cada claro y a cada cuarto de claro. Sobre la subestructura se encuentran los apoyos de neopreno en los que se apoyan las vigas. El cabezal es de concreto reforzado y en este se conectan las pilas que se formaron con cuatro columnas de sección circular constante. Se crearon varios modelos con altura de las pilas en el intervalo de 5 m a 25 m. En la figura 3.1 se observa esquemáticamente en elevación una de las pilas de los puentes.

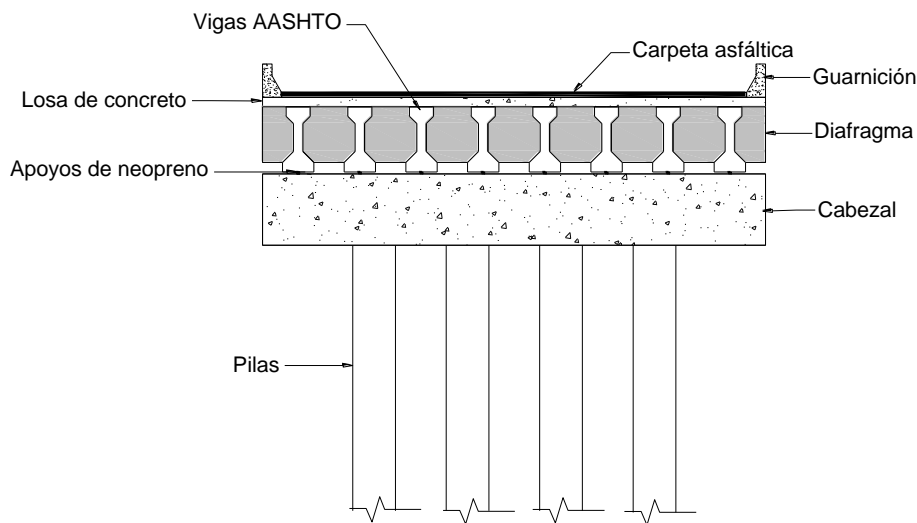


Figura 3.1 *Sección transversal del puente*

Los elementos estructurales de los puentes se modelaron con comportamiento elástico utilizando los diferentes tipos de elementos predefinidos

en el programa SAP2000. Las columnas, traveses y diafragmas se modelaron con elementos tipo barra, los apoyos con elementos tipo link y la losa con elementos tipo shell.

Los puentes fueron diseñados con las combinaciones de carga establecidas en las especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el Método LRFD-2010 (López, 2013). Para cuantificar la demanda sísmica se emplearon 20 acelerogramas que se seleccionaron de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF). Posteriormente se describirá la forma en que fueron seleccionados dichos acelerogramas.

3.2 Tipología de los modelos de puente

3.2.1 Superestructura

3.2.1.1 Losa de rodamiento

La losa de rodamiento tiene un ancho total de 10.60 m y ancho de calzada de 9.80 m. La losa de rodamiento se encuentra formada por una carpeta asfáltica, que se consideró para los análisis de 10 cm de espesor. La losa de rodamiento es de concreto reforzado de 20 cm de espesor, con un $f'c = 2500 \text{ ton/m}^2$. En los extremos laterales de la losa de rodamiento se encuentran las guarniciones que fueron consideradas para el peso del tablero y no se consideraron banquetetas. En la figura 3.2 se observa la losa de rodamiento y en la figura 3.3 se muestran las características de las guarniciones que fueron utilizadas en los modelos.

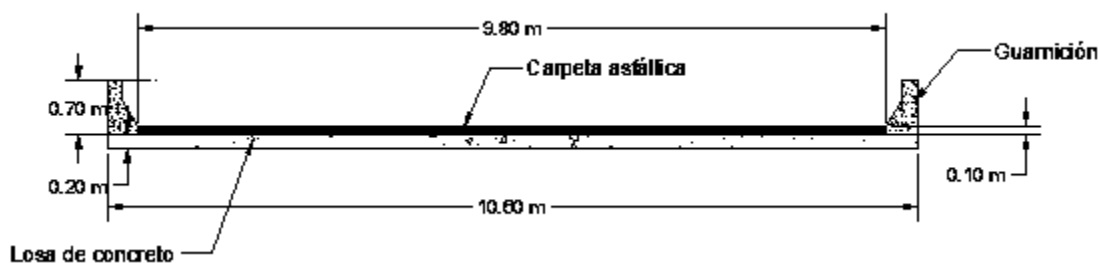


Figura 3.2 Losa de rodamiento

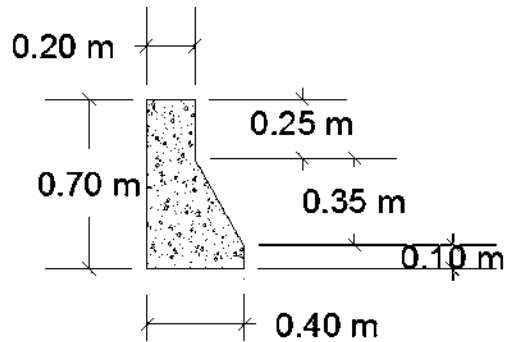


Figura 3.3 Características de la guarnición

Los puentes se componen de cinco claros de 30 m cada uno, dando como longitud total del puente de 150 m. Al tratarse de un puente simplemente apoyado, no existe continuidad en las losas de rodamiento y estas se separan con juntas de expansión que tienen un ancho de 0.04 m entre cada uno de los tableros. En la figura 3.4 se observa con mayor precisión la forma en la que se ubican las juntas de expansión en cada uno de los claros.

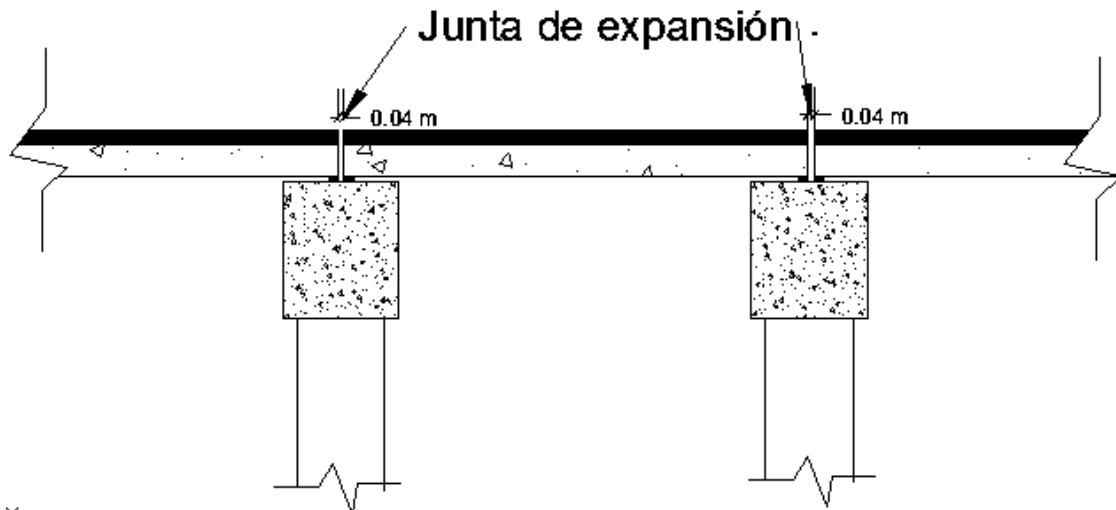


Figura 3.4 Sección longitudinal del puente

3.2.1.2 Vigas AASHTO tipo IV

La losa de rodamiento a lo largo de toda su longitud se encuentra soportada en ocho vigas AASHTO tipo IV de concreto presforzado. Usualmente este tipo de vigas se fabrican en taller. El material que se asignó a este elemento fue concreto que tiene un $f'c = 3500 \text{ ton/m}^2$. Las vigas se encuentran espaciadas entre ellas a una distancia de 1.3 m de centro a centro y en los extremos existe un voladizo de 0.75 m. En la figura 3.5 se muestra una sección transversal del puente donde indica el espaciamiento que existe entre cada viga de centro a centro.

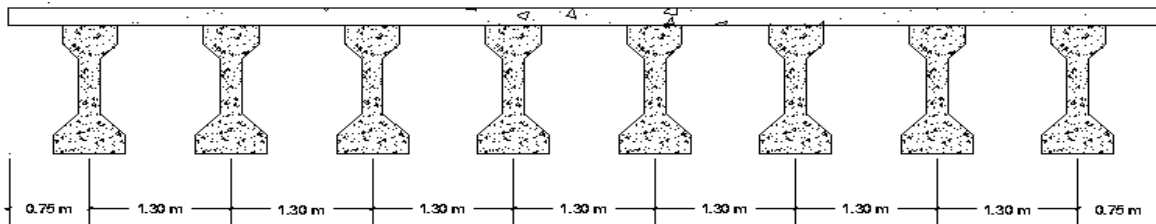


Figura 3.5 *Sección transversal del puente*

Las vigas tienen la función principal soportar las cargas verticales que normalmente en puentes son las cargas muertas y vivas. La sección transversal de estas traveses está predefinida en el programa SAP2000 y sólo es necesario asignarlas. En el programa este tipo de elemento se modela como tipo barra y se le asigna el material correspondiente. En la figura 3.6 se muestra las características geométricas de viga AASHTO que se utilizó en los análisis.

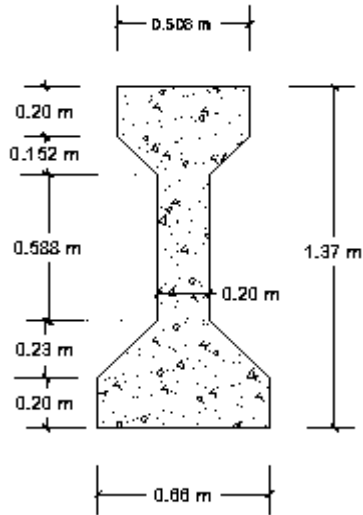


Figura 3.6 Dimensiones geométricas de la Viga AASHTO

3.2.1.3 Diafragmas

Los diafragmas son los encargados de proporcionar rigidez transversal a la estructura, y unir los elementos viga con la losa de concreto. Los diafragmas que se emplearon en el análisis, son de concreto reforzado y tienen un $f'c = 2500$ ton/m². Sus dimensiones son de 0.2 m de base y 1.17 m de altura. Se encuentran ubicados en a cada cuarto del claro y en los extremos. Los diafragmas en el programa SAP2000 se modelaron como tipo barra. En la figura 3.7 se observa una sección transversal que muestra a las vigas, la losa de concreto y un diafragma.

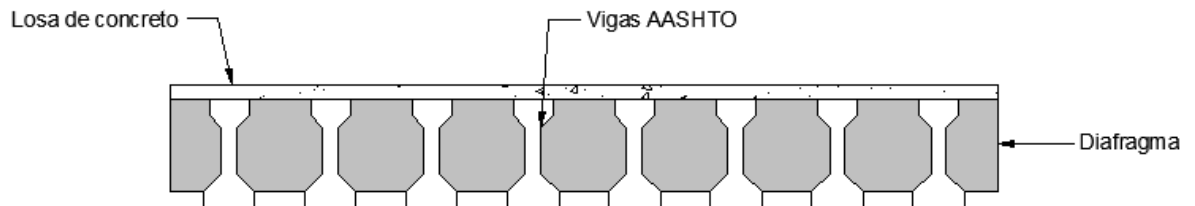


Figura 3.7 Diafragmas en el puente

3.2.2 Subestructura

3.2.2.1 Apoyos de neopreno

Los apoyos de neopreno son los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura y permitir pequeños movimientos relativos entre la superestructura y la subestructura. Soportan las cargas muertas, cargas vivas, acciones sísmicas, viento o cambios de temperatura y conectan a la superestructura y la subestructura del puente. Un apoyo elastomérico consta de capas de neopreno vulcanizadas con placas de acero y el espesor del apoyo es variable, como función de las cargas verticales y gradiente de temperatura. Adicionalmente es común que uno de los apoyos se considere fijo y otro de mayor espesor, móvil. Cabe mencionar que el neopreno es flexible bajo cargas laterales pero muy rígido en dirección vertical. Bajo cargas de compresión se expande lateralmente, motivo por el cual se refuerza con placas de acero. La presencia de placas de acero incrementa la rigidez vertical del apoyo.

Para los modelos se utilizaron apoyos fijos con un espesor de $c = 0.041$ m y para los apoyos móviles con un espesor $c = 0.057$ m, las dimensiones en planta son $a=b=0.30$ m, con un área de $A= 0.90$ m². La capa exterior es de neopreno de espesor $e_r= 0.003$ m; cada placa de acero de refuerzo tiene un espesor de $e_a= 0.003$ m y cada capa de neopreno intermedia es de $e_n =0.013$. Por lo tanto, cada apoyo tiene un espesor efectivo de neopreno para el apoyo fijo de $h_f= 0.032$ m y para el apoyo móvil $h_m=0.045$ m. En la figura 3.8 se observa cómo está constituido un apoyo de neopreno.

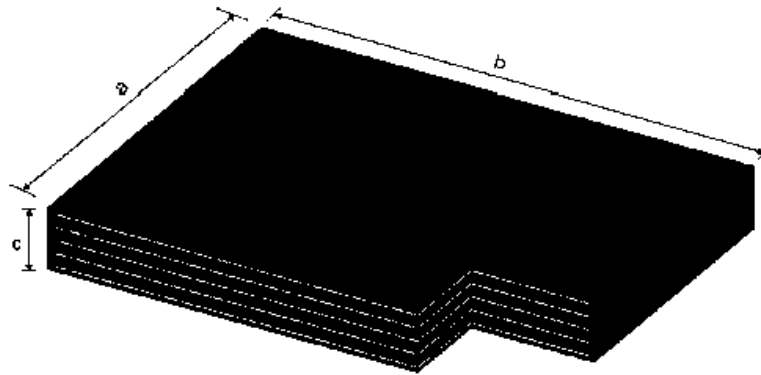


Figura 3.8 Apoyo de neopreno

En los modelos se colocaron los dos tipos de apoyo: fijos y móviles. Se alternaron en cada extremo de las trabes AASHTO. El elemento se modela en el programa SAP200 como elemento tipo *link*. Al elemento link es necesario proporcionarle la rigidez en las direcciones de análisis. En la figura 3.9 ilustra la forma en que se colocaron los apoyos de neopreno longitudinalmente.

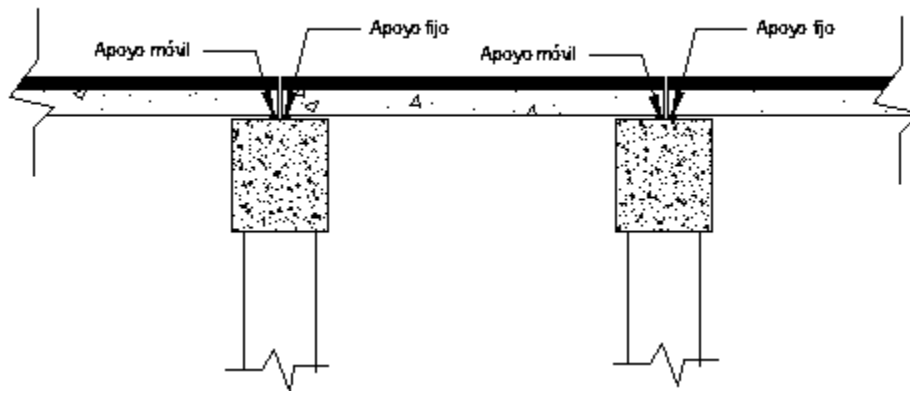


Figura 3.9 Sección longitudinal del puente

La diferencia entre el apoyo fijo y móvil es el espesor de cada uno. Este tipo de apoyos permiten rotaciones y movimientos de traslación. Las traslaciones en los apoyos se deben principalmente a la contracción, al flujo plástico y a los cambios de temperatura que provocan expansión o contracción de los apoyos,

mientras las causas más comunes de rotación en los apoyos son el tráfico vehicular, y los asentamientos diferenciales en la cimentación.

Para los apoyos se consideró hule con dureza Shore 60, módulo de rigidez a cortante de $G= 101.97 \text{ t/m}^2$ y módulo de compresibilidad de $k=1719.24 \text{ t/m}^2$.

La rigidez horizontal se calcula con base en la ecuación 3.1 y la rigidez vertical con la ecuación 3.2

$$k_h = \frac{GA}{h_t} \quad 3.1$$

$$k_v = \frac{6GS^2Ak}{(6GS^2+k)h_t} \quad 3.2$$

donde:

K_h = Rigidez horizontal del apoyo de neopreno

K_v = Rigidez vertical del apoyo de neopreno

G = Módulo de rigidez al cortante

A = Área del apoyo de neopreno

k = Módulo de compresibilidad

h_t = Espesor efectivo de neopreno

S = Factor de forma de la capa de neopreno

El factor de forma se calcula con la ecuación 3.3

$$S = \frac{ab}{2e_n(a+b)} \quad 3.3$$

donde:

a y b = Dimensiones en planta del apoyo de neopreno

e_n = Espesor de la capa intermedia de neopreno

Las rigideces se calcularon con las ecuaciones anteriores, obteniéndose los resultados que se muestran en la tabla 3.1

Tabla 3.1 Valores de rigideces horizontales y verticales para cada apoyo

Tipo de apoyo	K_h (ton/m)	K_v (ton/m)
Fijo	286.80	4458.92
Móvil	203.94	3170.79

3.2.2.2 Cabezal

Los cabezales son los elementos que conectan a las columnas en su parte superior y sobre los cuales se colocan los apoyos de neopreno, como se ilustra en la figura 3.10. Los cabezales son elementos de concreto reforzado y tienen un $f'_c = 2500$ ton/m². Las dimensiones del cabezal son $b = 1.5$ m y $d = 1.75$ m, con una longitud total de cabezal de 10.60 m. Los cabezales se modelaron en el programa SAP2000 como elemento tipo barra.

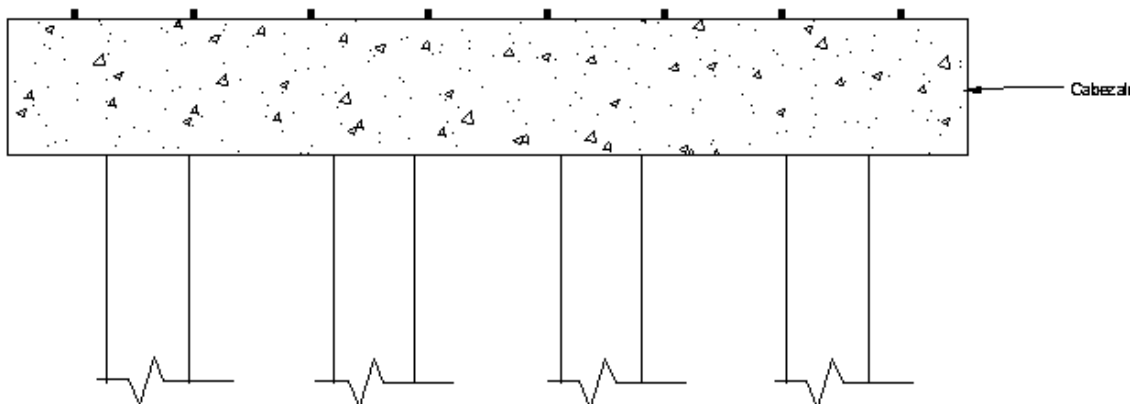


Figura 3.10 Cabezal del puente

3.2.2.3 Pilas

Las pilas son elementos estructurales que transmiten las cargas de peso propio, cargas vivas, acciones sísmicas y de viento que actúan en la superestructura hacia la cimentación y hacia al suelo en el cual está apoyada la estructura.

Las pilas que fueron utilizadas en los modelos de análisis, se consideraron con alturas de 5 m a 25 m. Los modelos de los puentes constan de cuatro pilas tipo marco, cada marco consta de cuatro columnas de sección circular constante. La separación entre las pilas es de 30 m. En cada modelo las características geométricas y armado de las columnas es diferente, debido a las diferentes alturas de las columnas. En la figura 3.11 se muestran las columnas de los puentes con alturas de 5 m a 15 m y en la figura 3.12 las columnas con alturas que varían de 20 m a 25 m. En ambas figuras se muestran las separaciones centro a centro de las columnas en los modelos. Las columnas son de concreto reforzado con un $f'c = 2500 \text{ ton/m}^2$ y $f_y = 42184.18 \text{ ton/m}^2$ para el acero de refuerzo. Las columnas fueron modeladas como elementos tipo barra.

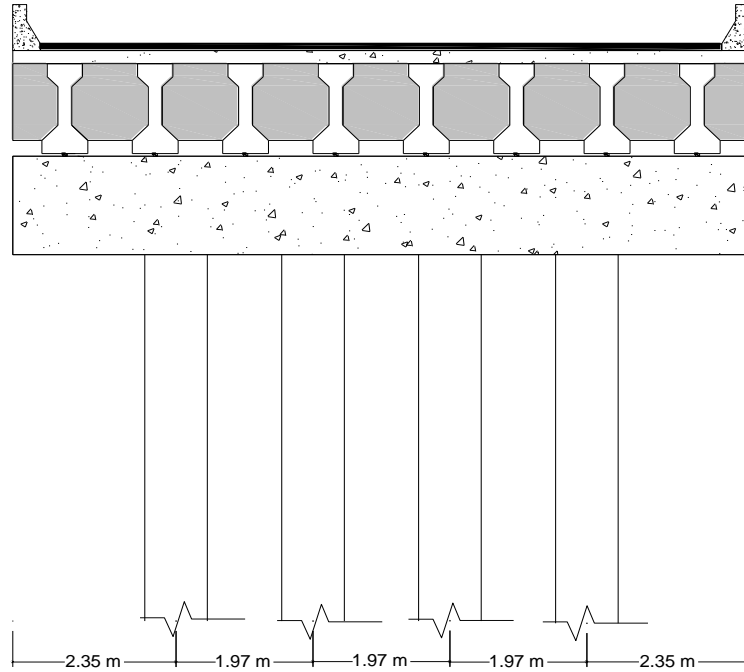


Figura 3.11 Separación para columnas de altura de $5 \leq h \leq 15$ m

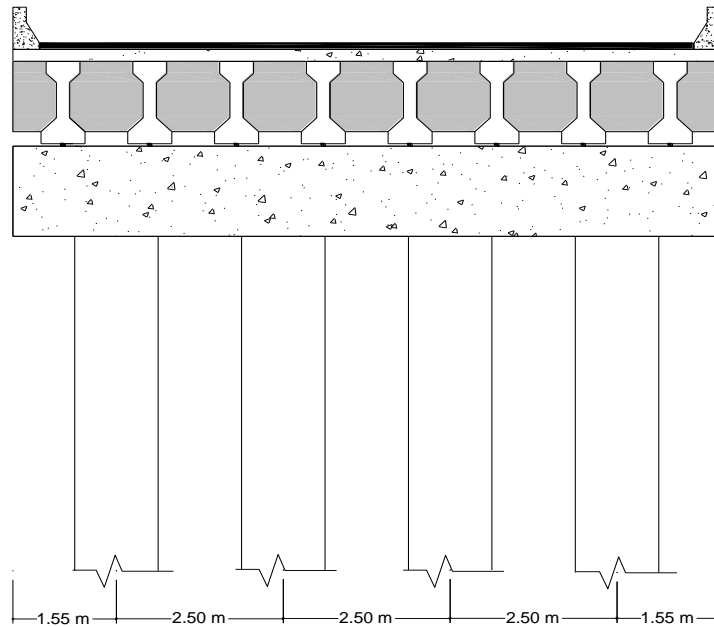
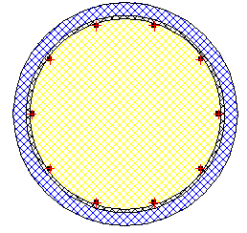
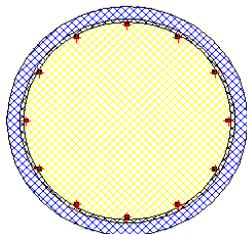
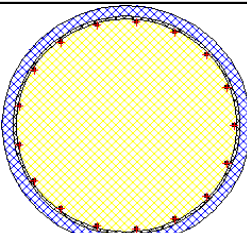
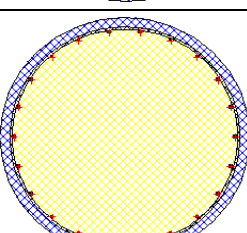
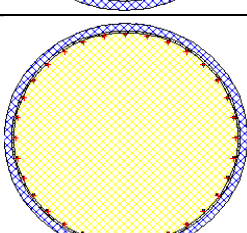


Figura 3.12 Separación de columnas de altura de $20 \leq h \leq 25$ m

Para el armado de las columnas se consideró que los puentes se construyeron en la década de 1970 y por ello tienen porcentajes bajos de acero de refuerzo (0.5%). El armado longitudinal de las columnas consistió en varillas del no. 6 y no. 8 distribuidas uniformemente en el perímetro; para el acero transversal se utilizó varillas del no. 4. El acomodo del acero transversal fue en anillos circulares, la separación del acero transversal se modifica en cada uno de los modelos de acuerdo con el diseño.

En la tabla 3.2 se muestran las características geométricas y el armado para cada columna que se utilizaron en los modelos de análisis.

Tabla 3.2 Características Geométricas de las columnas

Modelo	Altura de pilas (m)	Sección transversal (m)	Área de la sección transversal (m ²)	Área de acero longitudinal (m ²)	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal #Var @ (m)
					ρ (%)	Cantidad y número de varillas	
	5.00	0.85	0.567	0.00284	0.5	10 #6	#4 @ 0.18
	10.00	0.90	0.636	0.00318	0.5	12 #6	#4 @ 0.17
	15.00	1.10	0.950	0.00475	0.5	17 #6	#4 @ 0.14
	20	1.25	1.227	0.00614	0.5	22 #6	#4 @ 0.12
	25.00	1.50	1.767	0.00884	0.5	32 #6	#4 @ 0.14

3.3 Propiedades de los materiales

Para el concreto se utilizaron dos resistencias a compresión con $f'c$ de 2500 ton/m² y 3500 ton/m², también se asignó el módulo de elasticidad longitudinal E , el coeficiente de Poisson ν , el coeficiente de expansión térmica α , módulo de cortante G y el peso volumétrico del material γ .

Para el acero se utilizó acero de refuerzo con barras corrugadas tipo *ASTM A615 G60* con un esfuerzo de fluencia de 42 184.18 ton/m². En la tabla 3.3 se muestran los valores correspondientes que fueron asignados para cada elemento.

Tabla 3.3 Propiedades de los materiales

Material	$f'c$ (ton/m ²)	f_y (ton/m ²)	E (ton/m ²)	ν	α (mm/mm/°C)	G (ton/m ²)	γ (ton/m ³)
Concreto	2500	-	2213594.36	0.2	9.90E-06	922330.98	2.4
	3500	-	2619160.17	0.2	9.90E-06	1091316.74	2.4
Acero	-	42184.18	20389019	0.3	1.17E-05	7841930.38	7.85

3.4 Modelo en SAP2000

Finalmente después de asignar las propiedades de los materiales y las secciones transversales a cada uno de los elementos, se tiene como resultado el modelo de la figura 3.13.

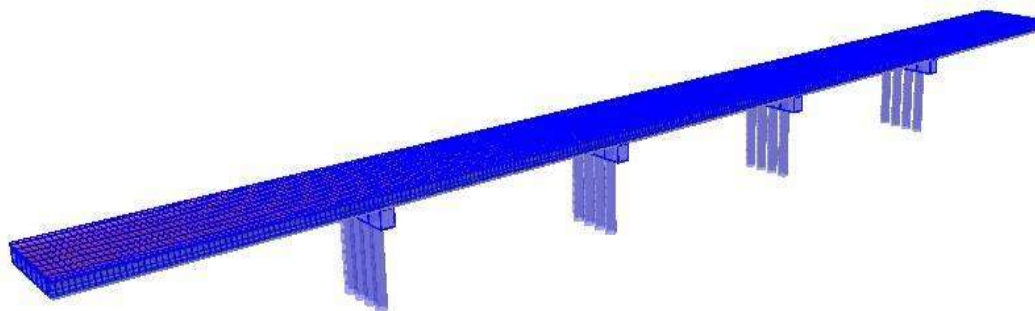


Figura 3.13 Modelo del puente en el programa SAP2000

En la figura 3.14 se muestran todos los elementos que fueron modelados en el programa SAP2000 como elemento barra.

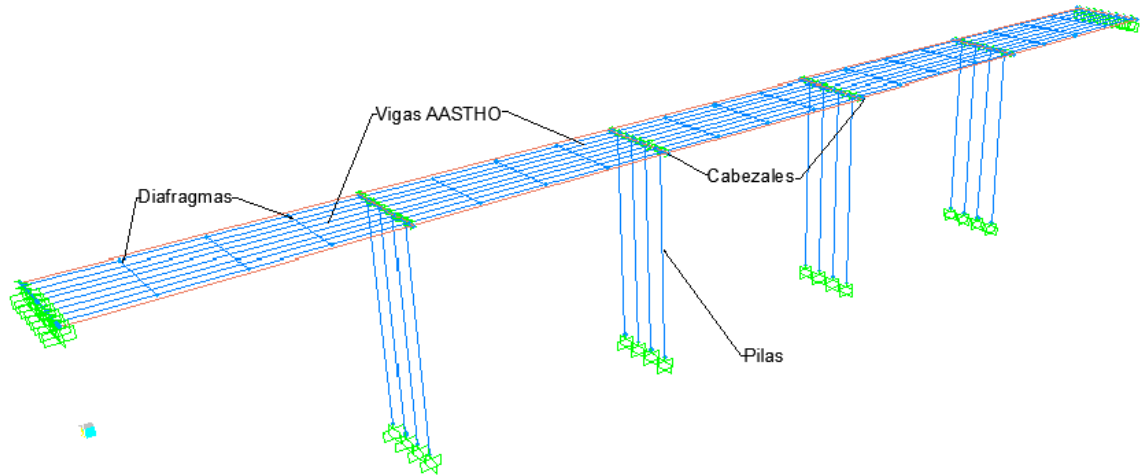


Figura 3.14 Modelo del puente en el programa SAP200

Los apoyos de las pilas y los estribos se encuentran restringidos en todas las direcciones tanto en los desplazamientos como para las rotaciones, es decir la estructura se encuentra empotrada en su base.

3.5 Selección de acelerogramas

Gran parte del territorio mexicano tiene un alto nivel de exposición al peligro sísmico debido a que se encuentra dentro del cinturón o anillo de fuego del Pacífico. En México se han presentado eventos sísmicos de gran magnitud y es susceptible a que se presenten nuevos eventos, por lo que es necesario diseñar las estructuras tomando en consideración estos grandes eventos. En la figura 3.15 se muestra el cinturón de fuego del Pacífico, señalando también la parte correspondiente a México.

registros acelerográficos. En la figura 3.16 la carátula del disco que contiene la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF)

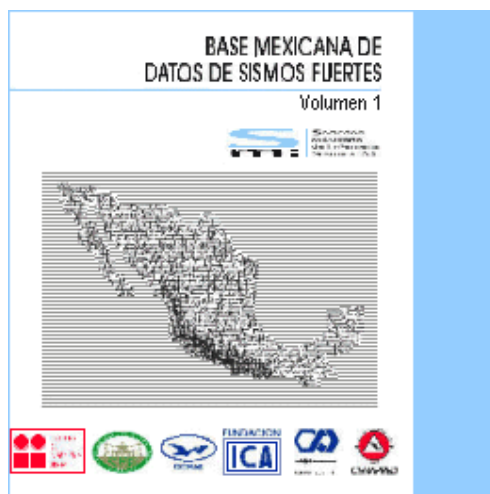


Figura 3.16 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), (Tomada de <http://www.unam.mx/db/spanish/pubesp.html>)

En la BMDSF se proporciona información de los eventos sísmicos que incluye la magnitud de los temblores con sus diferentes medidas: magnitud de ondas de cuerpo M_b , magnitud de ondas superficiales M_s , magnitud de coda M_c y M^* . Las escalas anteriores presentan un inconveniente ya que se saturan para valores mayores de 5 a 6.5, por lo que valores mayores no son un buen indicativo de la magnitud del evento. Debido a este inconveniente Kanamori (1977) introdujo la escala de momento sísmico M_w , que presenta las ventajas de no saturarse para eventos de todos los tamaños, tiene parámetros físicos de la falla y es un buen indicador para medir la energía total radiada por el evento sísmico, entre otras.

3.5.3 COSMOS Virtual Data Center

La página Web del Centro Virtual de Datos COSMOS (Consortium of Organizations for Strong Motion Observation System Virtual Data Center) se encuentran datos sísmicos de varios países que incluyen a México. Por medio del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), participa en la base de datos de COSMOS, en la base se pueden obtener registros de sismos desde el año de 1934 al 2006, que en México están a cargo del Instituto de la UNAM.

3.5.4 Selección de eventos sísmicos

Para los análisis se seleccionaron sismos de subducción de la costa del Pacífico que es una de las fuentes más importantes para determinar la demanda sísmica en el país. Se seleccionaron sismos con epicentro cerca de la costa del Pacífico mexicano; sólo se consideraron sismos de subducción al ser los sismos más frecuentes en el país y los temblores con magnitudes mayores a 5.5.

3.5.5 Selección de las estaciones

Para la selección de las estaciones se eligieron aquellas ubicadas en terreno firme, es decir roca, con aceleraciones mínimas de 15 gales. Cabe mencionar que algunas de las estaciones que se encuentran en terreno firme fueron desechadas del trabajo debido a los efectos del sitio, también se descartaron estaciones que están ubicadas dentro del Cinturón Volcánico Mexicano (CVM) debido a que existen efectos de amplificación dentro del CVM, así como los acelerogramas que se encontraron mal registrados o incompletos. En la figura 3.17 se observa el Cinturón Volcánico Mexicano y las estaciones que fueron descartadas.

En la tabla 3.5 se encuentran los 20 registros sísmicos que se utilizaron para realizar los análisis y que cumplen con las condiciones que se establecieron en las secciones 3.3.4 y 3.3.5. La selección de dichas estaciones son las que cuentan con la mayor aceleración máxima de terreno, tomadas con base en el trabajo de López, 2013.

Tabla 3.5 Registros sísmicos seleccionados

Fecha	Clave del sismo	M_w	Nombre del archivo	Nombre de la estación	Clave de la estación	Coordenadas de la estación		$A_{m\acute{a}x}$ (cm/s^2)	Distancia epicentral (km)
						Lat N	Long W		
09/21/1985	850018	7.5	PARS8509.211	EL PARAISO	PARS	17.344	100.214	625.78	173.12
02/08/1988	880004	5.8	PARS8802.081	EL PARAISO	PARS	17.344	100.214	246.91	101.46
09/21/1985	850018	7.5	PAPN8509.211	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	242.69	88.9
04/25/1989	890024	6.9	OCTT8904.251	EL OCOTITO	OCTT	17.25	99.511	201.16	72.93
09/19/1985	850016	8.0	UNIO8509.191	LA UNION	UNIO	17.982	101.805	165.29	120.76
09/19/1985	850016	8.0	PAPN8509.191	PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	154.95	218.24
09/19/1985	850016	8.0	AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH	17.603	101.455	153.93	166.17
09/19/1985	850016	8.0	VILE8509.191	VILLITA MARGEN DERECHA	VILE	18.016	102.205	125.17	78.27
10/24/1993	930009	6.6	MSAS9310.241	LAS MESAS	MSAS	17.007	99.456	119.05	72.58
04/25/1989	890024	6.9	PARS8904.251	EL PARAISO	PARS	17.344	100.214	117.11	119.55
09/19/1985	850016	8.0	PARS8509.191	EL PARAISO	PARS	17.344	100.214	109.82	300.44
04/25/1989	890024	6.9	ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	ACAP	16.836	99.914	104.39	60.58
09/19/1985	850016	8.0	SUCH8509.191	EL SUCHIL	SUCH	17.226	100.642	103.12	261.66
02/08/1988	880004	5.8	MAGY8802.081	LOS MAGUEYES	MAGY	17.377	100.577	102.09	62.91
09/14/1995	950001	7.3	VIGA9509.141	LAS VIGAS	VIGA	16.757	99.236	100.35	62.55
09/21/1985	850018	7.5	SUCH8509.211	EL SUCHIL	SUCH	17.226	100.642	85.98	132.47
04/25/1989	890024	6.9	COYC8904.251	COYUCA	COYC	16.968	100.084	85.08	83.39
09/21/1985	850018	7.5	ATYC8509.211	ATOYAC	ATYC	17.211	100.431	79.66	154.27
09/19/1985	850016	8.0	FICA8509.191	FILO DE CABALLO	FICA	17.652	99.842	69.18	331.62
05/15/1993	930005	6.0	VIGA9305.152	LAS VIGAS	VIGA	16.757	99.236	67.31	63.59

En la figura 3.18 se observa la localización de las estaciones y los epicentros de los eventos sísmicos que fueron seleccionados. Cabe mencionar que no se encuentran los 20 registros debido a que algunas estaciones tienen más de un registro sísmico.



Figura 3.18 Ubicación de las estaciones seleccionadas

3.5.7 Escalamiento de acelerogramas

Los registros sísmicos que fueron seleccionados se escalaron para considerar un nivel de peligro específico de un sitio. Se escalaron en amplitud para el valor máximo espectral de un espectro de peligro uniforme. Se determina un factor de escala con el cual se afecta el registro sísmico original, de manera que la máxima ordena espectral del registro original coincida con la máxima ordenada espectral del espectro de peligro uniforme.

Una vez que se seleccionó el método para modificar los registros, se decidió trabajar con un periodo de retorno asociado a 2500 años para escalar los registros sísmicos. El periodo de retorno es el inverso de la tasa de excedencia de una intensidad, que es la probabilidad de que se exceda cierta intensidad en un periodo dado

En recientes estudios de peligro sísmico se han determinado espectros de peligro uniforme, los cuales están basados en leyes de atenuación espectral donde todas las ordenadas están asociadas a una misma tasa de excedencia [Jara & Jara, 2007]. En la figura 3.19 se encuentran los espectros de peligro uniforme asociado a una zona cercana a la costa de Michoacán, correspondientes a diferentes periodos de retorno incluyendo el de nuestro interés de 2500 años.

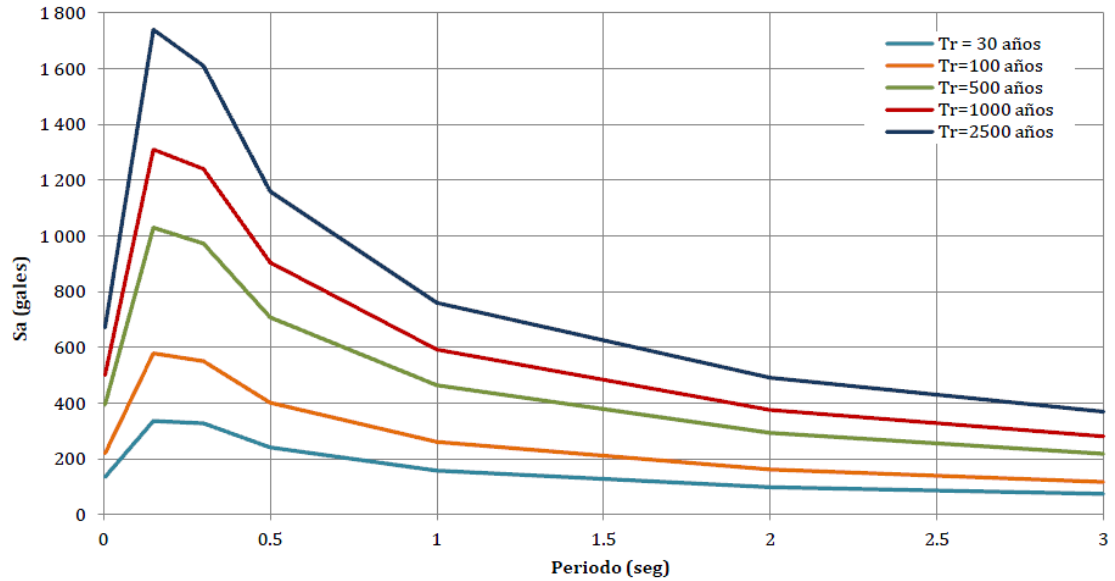


Figura 3.19 Espectros de peligro uniforme

La tabla 3.6 muestra los factores de escala que se utilizaron en cada uno de los registros sísmicos. Estos factores originan que la amplitud máxima de los espectros de respuesta originales coincidan con la amplitud máxima del espectro de peligro uniforme, que para este trabajo se asoció al periodo de retorno de 2500 años.

Tabla 3.6 Factores de escala que se aplicaron a los espectros de respuesta

Nombre del archivo	FS TR2500
ACAP8904.251	16.68
ATYC8509.211	21.98
AZIH8509.191	13.26
COYC8904.251	20.45
FICA8509.191	25.86
MAGY8802.081	17.04
MSAS9310.241	14.62
OCTT8904.251	8.88
PANP8509.191	11.23
PAPN8509.211	7.17

PARS8509.191	16.40
PARS8509.211	5.73
PARS8802.081	9.14
PARS8904.251	18.07
SUCH8509.191	22.50
SUCH8509.211	23.87
UNIO8509.191	10.80
VIGA9305.152	26.09
VIGA9509.141	17.34
VILE8509.191	16.80

Finalmente, la figura 3.20 muestra el conjunto de espectros de respuesta escalados para la amplitud del espectro de peligro uniforme. Para obtener los espectros de respuesta de pseudoaceleración para un porcentaje de amortiguamiento del 5% se utilizó el programa SeismoSpect.

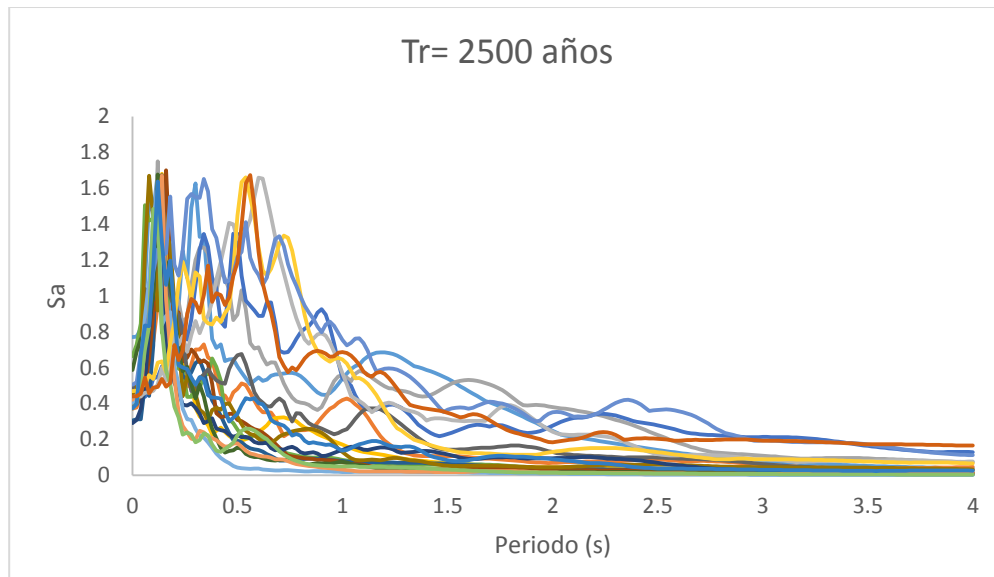


Figura 3.20 Conjunto de espectros escalados a un periodo de retorno de 2500 años.

|

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LA SUBESTRUCTURA

4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LA SUBESTRUCTURA

El análisis elástico de una estructura indica la capacidad elástica de la misma, pero este tipo de análisis no puede predecir la falla, en comparación con los análisis inelásticos que muestran de manera más realista el comportamiento de la estructura hasta llegar a la falla y/o colapso de esta. El uso del análisis inelástico es de gran ayuda para conocer el comportamiento que tendrá la estructura cuando se presente un evento sísmico de magnitud significativa que la lleve a exceder su capacidad elástica; también por medio del análisis inelástico se puede estudiar el comportamiento bajo estas condiciones.

Para determinar el comportamiento inelástico de una estructura existen métodos de análisis dinámicos y estáticos no lineales. Los métodos de análisis inelásticos proporcionan información muy útil al dar como resultado el comportamiento de la estructura a través de la historia de desplazamientos en el tiempo, pero son considerados demasiado complejos y e imprácticos para su uso.

4.1 Método de análisis no lineal: Pushover

Este es uno de los métodos que existen para el análisis no lineal. Para evaluar las demandas de la respuesta inelástica existen diferentes tipos de análisis, cuyos resultados son similares y se consideran confiables, tales como: el método del espectro de capacidad que utiliza la intersección de la curva de capacidad con un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo en la estructura (ATC-40); el método del coeficiente de desplazamiento

(FEMA-273); y por último el método de la secante (Ciudad de los Ángeles, División 95). Para determinar la capacidad de la estructura se utiliza el procedimiento del *pushover*, que ha sido presentado de diferentes formas y en una variedad de metodologías. (e.g., Seneviratna y Krawinkler 1994, Moehle 1992).

El *pushover* es el procedimiento que implica aplicar cargas o desplazamientos a la estructura de manera horizontal con un patrón de carga definido, que va aumentando conforme la estructura llega al estado límite deseado.

El resultado es una curva que representa la capacidad de la estructura, también conocida como curva *pushover*, esta es la representación total del comportamiento fuerza-desplazamiento de la estructura. La curva de capacidad o *pushover* muestra el comportamiento de la estructura que tendrá antes y después de exceder el límite elástico. A su vez, describe el desplazamiento lateral como función de la fuerza que se le aplica a la estructura. La forma más conveniente para graficar esta curva, es ubicando en el eje vertical el cortante basal y en el eje horizontal el desplazamiento superior de la estructura. La figura 4.1 muestra una curva *pushover*, donde en el eje de las abscisas se gráfica el desplazamiento y el eje de las ordenadas el cortante basal.

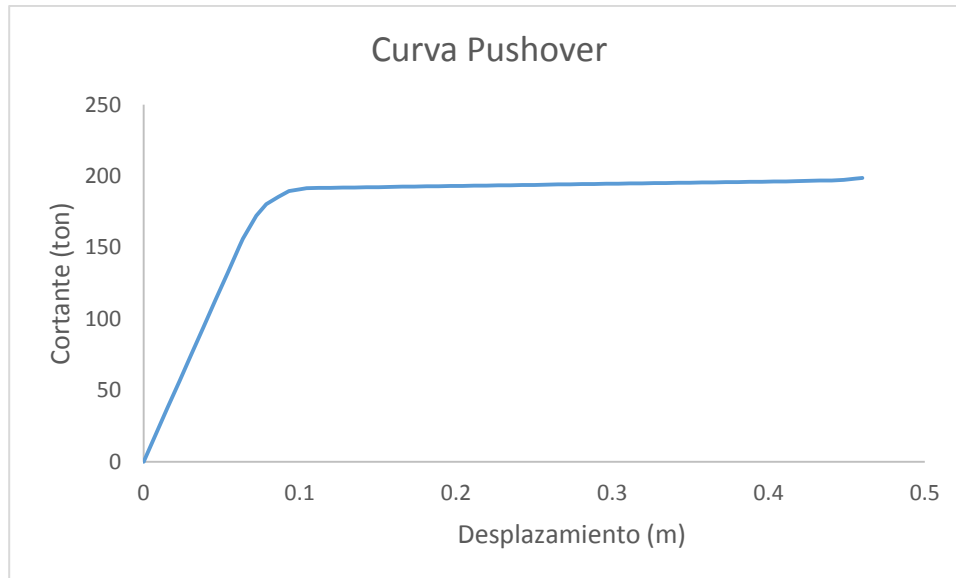


Figura 4.1 *Curva de Pushover*

La curva de capacidad también se puede definir como la representación de la demanda sísmica lateral total del cortante (V) en la estructura. La curva del espectro de capacidad para una estructura, se obtiene transformando las coordenadas de la curva de capacidad, que son: la fuerza lateral (V) vs. desplazamiento lateral (d) a coordenadas de pseudo-aceleración (S_a) vs. desplazamiento espectral (S_d), haciendo uso de los vectores de formas modales, factores de participación y masas modales que se obtienen del análisis modal de la estructura. A esta transformación se le conoce como conversión a espectro ADRS. Mientras más aumente la demanda, la estructura incursionará eventualmente en el intervalo de comportamiento inelástico, por lo tanto la rigidez disminuye y el periodo se alarga, al convertir la curva de capacidad a ordenadas espectrales (ADRS) se transforma el sistema estructural a un sistema de un grado de libertad equivalente.

La curva del espectro de capacidad es comparada con la curva de demanda de un sismo en específico, en donde se puede visualizar el daño que puede llegar a presentarse en la estructura. A la intersección entre las curvas de los espectros de demanda y capacidad se le conoce como punto de desempeño (performance point). Si está localizado en el intervalo lineal de la capacidad se obtienen el desplazamiento real de la estructura. La Fig. 4.2 muestra la gráfica de la curva de capacidad espectral que es interceptada por la curva de demanda, y se muestra donde se encuentra el punto de desempeño.

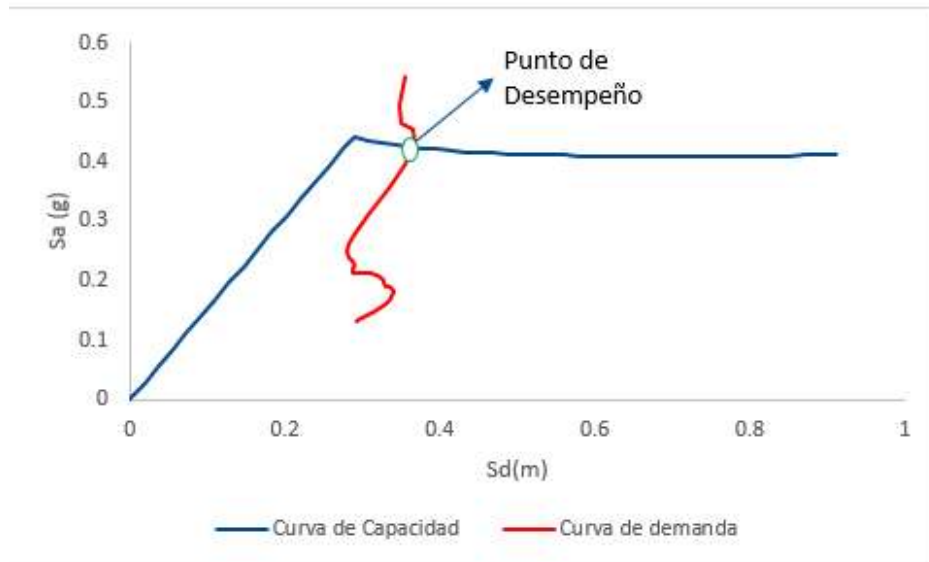


Figura 4.2 Espectro de capacidad y demanda (ADRS)

4.1.1 Conversión al espectro ADRS

Para hacer la conversión de coordenadas ADRS, es necesario transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad, esta conversión requiere que tanto el espectro de respuesta de demanda como la curva de capacidad (*pushover*) sean graficadas en términos de pseudo-aceleración vs. desplazamiento

dominante espectral. A este tipo de gráfica en este formato se le conoce como *Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento ADRS* (Mahaney 1993).

Cada punto en la curva del espectro de respuesta está asociado con una sola pseudo-aceleración (S_a), pseudo-velocidad (S_v), desplazamiento espectral (S_d) y periodo (T). En la fig. 4.3 se observa la gráfica del formato estándar, donde en el eje de las abscisas se gráfica el periodo y en el eje de las ordenadas la pseudo-aceleración.

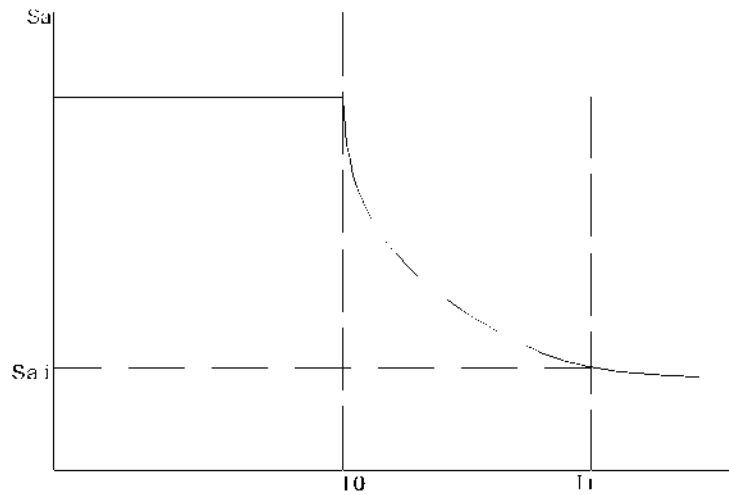


Figura 4.3 Formato Estándar (S_a vs. T)

Se determinará el valor de S_{di} para cada uno de los puntos de la curva, S_{ai} , T_i , este proceso se puede realizar mediante la ecuación 4.1:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (4.1)$$

Los espectros de respuesta de demanda estándar contienen intervalos constantes de pseudo-aceleración y de pseudo-velocidad. La pseudo-aceleración y el desplazamiento en el periodo T_i , son dados por las ecuaciones 4.2 y 4.3:

$$S_{ai}g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (4.2)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (4.3)$$

Para construir el espectro de capacidad a partir de una curva de capacidad (*pushover*), es necesario hacer la conversión a coordenadas espectrales del primer modo punto por punto, cualquier punto de la curva de capacidad (V_i , $\Delta_{superior}$) se convierte en un punto correspondiente S_{ai} , S_{di} en el espectro de capacidad, haciendo uso de las ecuaciones 4.4 y 4.5:

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W} / \alpha_1 \quad (4.4)$$

$$S_{di} = \Delta_{superior} / (PF_1 * \phi_{1,superior}) \quad (4.5)$$

Donde α_1 y PF_1 son el coeficiente de la masa modal y el factor de participación para el primer modo natural de la estructura respectivamente, y $\phi_{1,superior}$ es la amplitud en el extremo superior de la estructura correspondiente al primer modo. En la fig. 4.4 se observa la curva en formato ADRS.

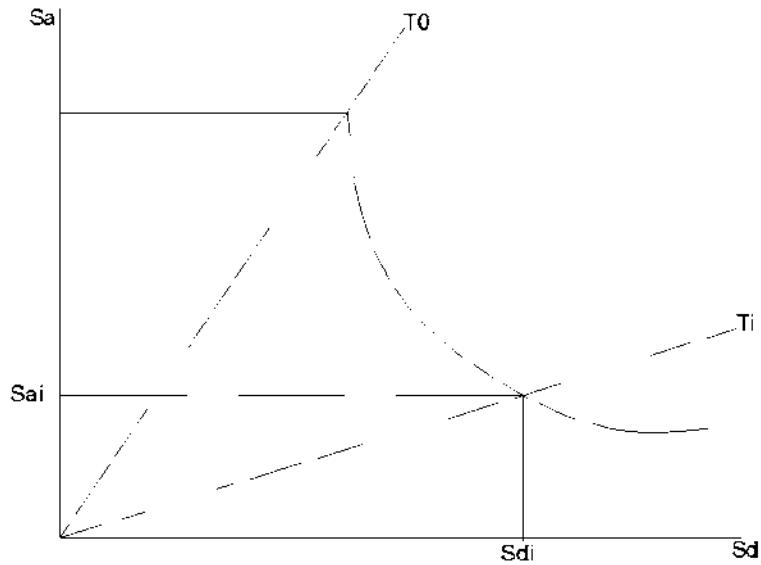


Figura 4.4 Formato ADRS (S_a vs. S_d)

4.2 Métodos para realizar análisis no lineal simplificado.

Existen dos elementos claves para llevar a cabo un diseño basado en desempeño, estos son: la demanda y la capacidad. A la representación de una acción sísmica en el suelo se le conoce como demanda, mientras la capacidad es la representación de la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica.

Los procedimientos de análisis no lineales simplificados haciendo uso del método de *pushover*, tales como el método del espectro de capacidad y el método del coeficiente de desplazamiento, requieren de la determinación de tres elementos primarios, estos son: la capacidad, demanda (desplazamiento) y el desempeño.

Es necesario definir estos conceptos y en qué consiste cada uno de estos conceptos en el método para realizar un análisis no lineal simplificado, ya que fueron necesarios para el análisis de los modelos y fue el método que se utilizó.

- Capacidad: la capacidad de una estructura depende de las capacidades de cada uno de los elementos, de la fuerza y la deformación de la estructura para determinar las capacidades que van más allá del límite elástico, es necesario hacer el uso del análisis no lineal a través del procedimiento del *pushover*, donde se utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales para aproximar a la capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El modelo matemático de la estructura es modificado para tener en cuenta la resistencia reducida de fluencia de cada uno de los elementos. En el análisis, es necesario aplicar una distribución de fuerzas laterales en los elementos adicionales de fluencia. Este proceso continúa en la estructura hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que alcance un límite predeterminado.
- Demanda (desplazamiento): es la representación de una acción sísmica en el suelo. Durante la ocurrencia de un sismo se producen patrones de desplazamientos horizontales complejos en la estructura que van variando con el tiempo. Para los métodos no lineales es más fácil y más directo usar un conjunto de desplazamientos laterales como una condición de diseño. Para una estructura, la demanda de

desplazamiento es un valor estimado de la respuesta máxima esperada del edificio mientras ocurre el sismo.

- Desempeño: una vez que están construidas las curvas de capacidad y demanda, el punto de desempeño puede ser revisado. La revisión del punto de desempeño verifica que la estructura y los elementos no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables de protección, de las fuerzas y desplazamientos que implica la demanda de desplazamiento.

4.3 Curvas de capacidad en los modelos de análisis

Para llevar a cabo los análisis estáticos no lineales “*Pushover*” y evaluar su capacidad ante cargas laterales, se utilizó el software SAP2000, en cual ya se tenían previamente diseñado los elementos estructurales del puente.

Para realizar el análisis estático no lineal es necesario definir las articulaciones plásticas, en los lugares donde se pueden llegar a formar en los elementos estructurales. La carga se consideró aplicada en las direcciones transversal y longitudinal. En dirección transversal se consideraron dos articulaciones plásticas en cada columna: una en la parte superior y otra en la parte inferior; en dirección longitudinal sólo se colocó una articulación en la parte inferior de la columna, es decir como si trabajara en cantiléver. La falla de las columnas llega cuando la capacidad a flexión llegue hasta su límite o bien al provocar un mecanismo de colapso en la pila. En la figura 4.5 se observa la manera en que fueron colocadas las articulaciones plásticas de acuerdo a la longitud de articulación plástica.

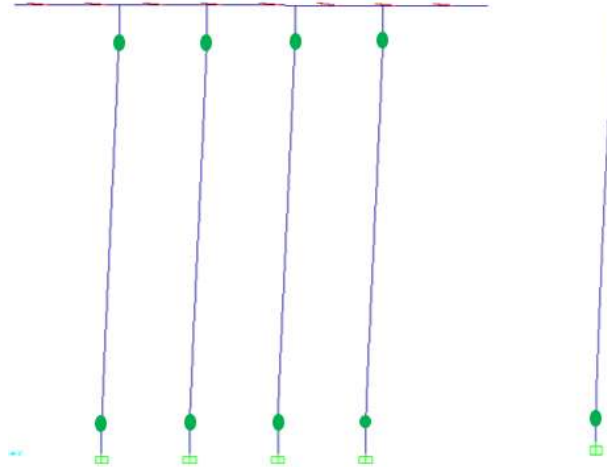


Figura 4.5 *Articulaciones plásticas en el modelo*

La longitud de la articulación plástica propuesta por Priestley (1996), se presenta en la expresión 4.6:

$$L_p = 0.08L + 0.022 d_b f_y \geq 0.044 d_b f_y \quad (4.6)$$

donde: L_p es la longitud de la articulación plástica, L es la altura de la pila en pulgadas, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero en Ksi y d_b es el diámetro de varilla de acero de refuerzo longitudinal en pulgadas. Se calcula la expresión anterior y se verifica que sea mayor que $0.044 d_b f_y$, de lo contrario se utiliza el resultado de la expresión $0.044 d_b f_y$.

En la ecuación 4.6, la altura de la pila debe ser considerada a la mitad en dirección transversal por la formación de un punto de inflexión entre ambos extremos de la columna.

Para el análisis estático no lineal, la primera carga que actúa en la estructura son las cargas gravitacionales que son las que producen deformaciones desde de que actúan estas carga. Para el caso del análisis de *Pushover* se aplican las cargas laterales tanto en dirección transversal como longitudinal. En este caso se decidió asignarles cargas unitarias, es decir 1 ton, colocando esta

carga en la parte superior de la columna. La forma en que se aplica la carga es incrementando gradualmente hasta llegar a su límite de resistencia o el colapso de alguna de las pilas. En este proceso se obtienen las curvas de capacidad. En la Figs. 4.6 y 4.7 se muestran la manera en que fueron asignadas las cargas unitarias.

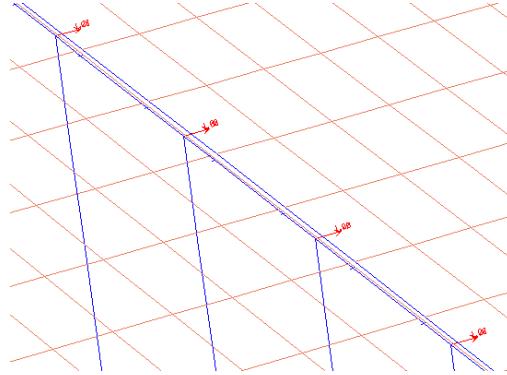


Figura 4.6 *Aplicación de carga unitaria en dirección longitudinal.*

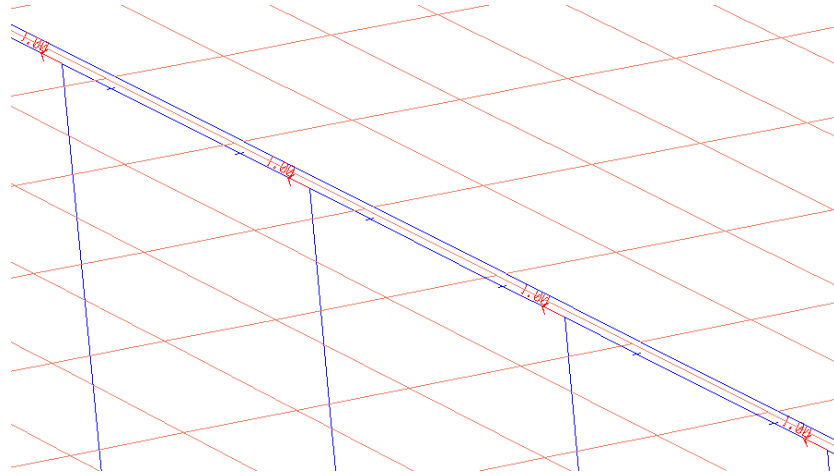


Figura 4.7 Aplicación de cargas unitaria en dirección horizontal.

4.3.1 Momento-curvatura

Un concepto básico para la elaboración de las curvas de capacidad, son las curvas de momento-curvatura, estas curvas son necesarias para describir el comportamiento no lineal de las articulaciones plásticas.

La relación de momento-curvatura nos sirve para estimar el comportamiento de los elementos después del límite elástico, es necesario conocer la relación entre la carga y la deformación de un elemento hasta la rotura. La curvatura se define como la rotación en una longitud unitaria. En la fig. 4.8 se observa un ejemplo de la gráfica de momento-rotación real y una de momento-rotación idealizada.

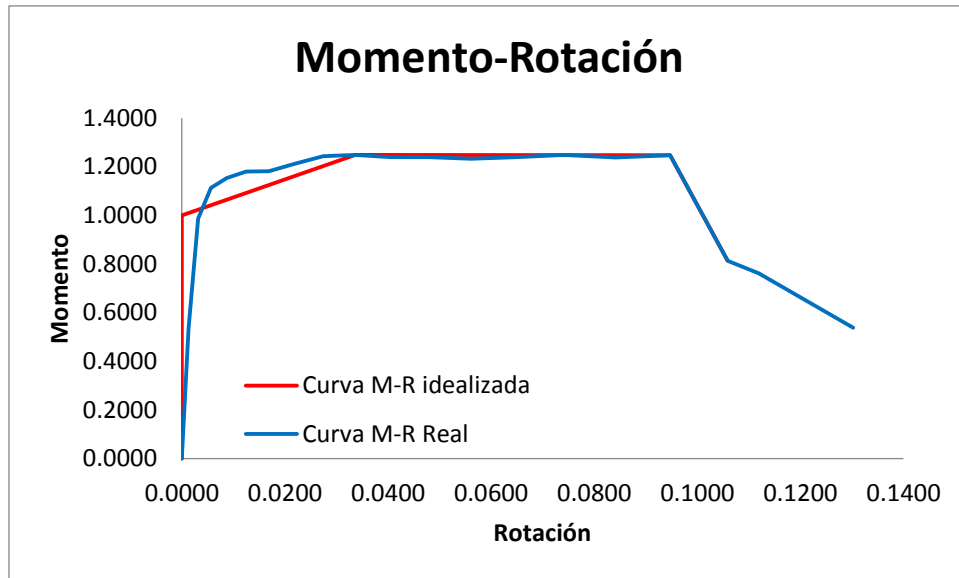


Figura 4.8 Curva de momento- rotación

La relación momento-curvatura consta de tres partes claramente definidas, que son:

- Una línea recta hasta el momento de agrietamiento.
- Una línea aproximadamente recta, con una menor pendiente que la anterior, hasta alcanzar el momento que produce la fluencia del acero de refuerzo en tensión.
- Una línea con pendiente casi nula, debida al incremento del brazo de palanca y al endurecimiento por deformación del acero, que provoca un ligero aumento en el momento resistente con importantes incrementos de la curvatura.

En necesario durante el proceso del push-over llevar a cabo una calibración de la curva momento-curvatura, lo cual se realiza haciendo ajustes en el modelo de análisis. Debido a que las articulaciones plásticas se forman en las columnas, son los elementos que se modifican. Para idealizar la curva momento-curvatura es necesario, ingresar adecuadamente los datos de la sección como: las

características del armado, el diámetro de columna, el número de núcleos, el espesor del encamisado, el tipo de estribos, la separación de estribos, el nombre del material, el modelo de confinamiento para el núcleo y recubrimiento, etc. Los conceptos anteriores son factores que afectan la relación de momento-curvatura, al igual que la carga axial a la cual se ve sometida cada una de las columnas.

Una vez que se han hecho los cambios correspondientes en el modelo es necesario verificar el diagrama de momento-curvatura, sobre los datos que nos proporciona el SAP2000, para obtener los puntos de la curva de momento-rotación y caracterizar con esto a la articulación. En la Fig. 4.9 se puede observar la gráfica momento-rotación y los valores de los puntos para idealizar dicha curva.

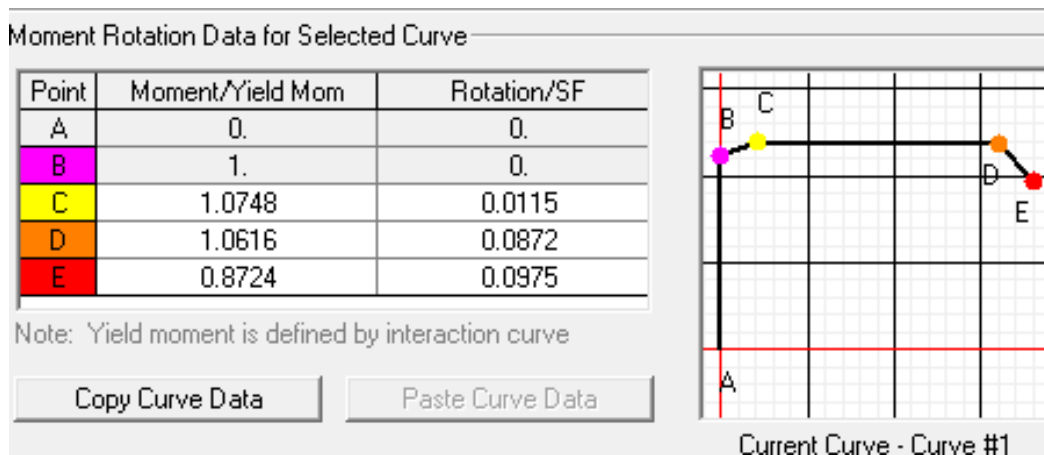


Figura 4.9 Gráfica momento-rotación

Para calibrar la articulación será necesario realizar algunas iteraciones que permitan llegar hasta el valor correcto del momento de fluencia de las columnas.

Una vez que se finalizó con las iteraciones del análisis estático no lineal se obtuvieron curvas de capacidad para cada uno de los modelos analizados, sin refuerzo y con refuerzo (con diferentes espesores de camisas y diferentes cuantías de acero) para las diferentes alturas de pilas. En la Fig. 4.10 se muestran

las diferentes curvas de capacidad, que se obtuvieron en los análisis de los modelos sin encamisar para diferentes alturas de pilas.

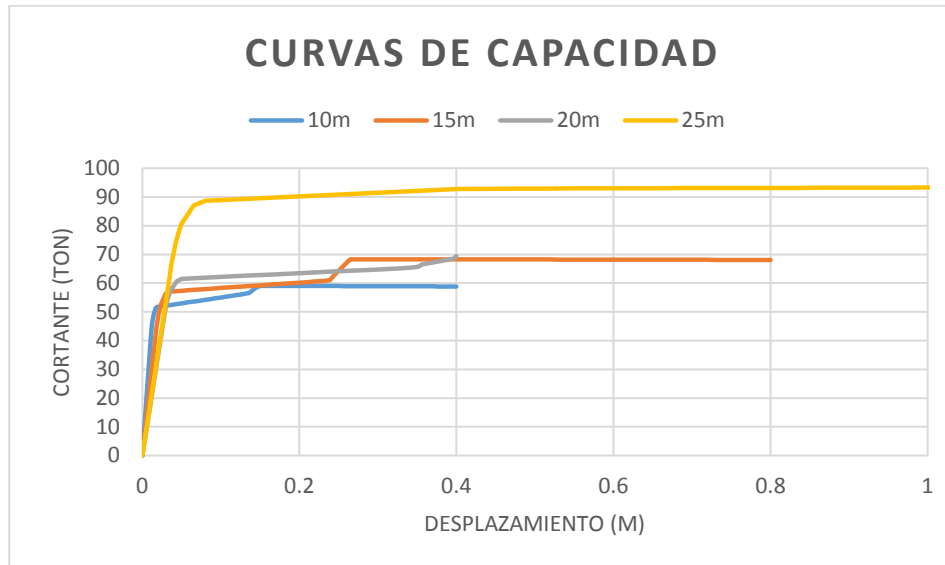


Figura 4.10 *Curvas de capacidad en dirección transversal para diferentes alturas de pilas sin encamisar*

4.4 Curvas de demanda

Para la determinación de las curvas de demanda, fue necesario hacer uso de los acelerogramas que fueron seleccionados previamente de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSM). La manera de la selección se mencionó en el capítulo anterior.

Para producir fuerzas sísmicas intensas tales que generen daño en los puentes fue necesario escalar los acelerogramas a un periodo de retorno tal que pudiera presentar daños en la estructura y así llevar a la estructura al intervalo inelástico. El periodo de retorno el cual se eligió para escalar los acelerogramas fue de $T_r = 2500$ años. De acuerdo con un estudio de peligro sísmico se obtuvo la

aceleración correspondiente. En la fig. 4.11 se muestra la gráfica de espectros de peligro uniforme.

Tr (años)	Máxima aceleración espectral (gal)
2500	1740

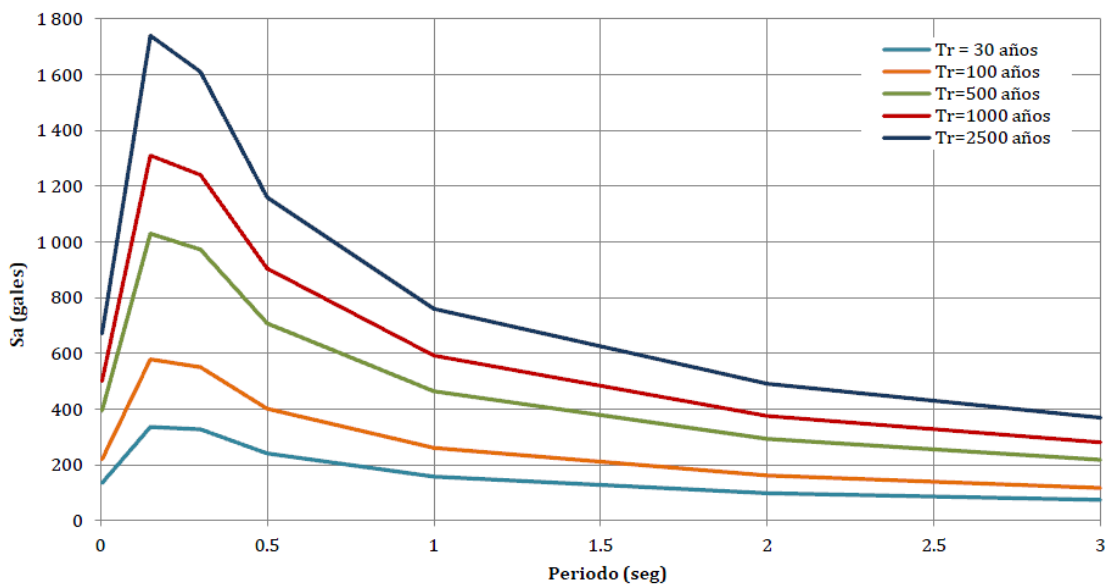


Figura 4.11 *Espectros de peligro uniforme*

De la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes se extrajeron las señales sísmicas. Fue necesario obtener los espectros de respuesta a partir de los registros sísmicos para ingresarlos al programa de SAP2000, el software que se utilizó para calcular los espectros de respuesta fue SeismoSpect. En las fig. 4.12 y 4.13 se encuentran un conjunto de espectros de respuesta que fueron seleccionados para trabajar con ellos en los modelos. Inicialmente se trabajó con espectros de respuesta sin escalar pero como las demandas en la estructura eran

pequeñas y el comportamiento elástico, fue necesario escalar los espectros a un periodo de retorno tal, que provocara daños a la estructura.

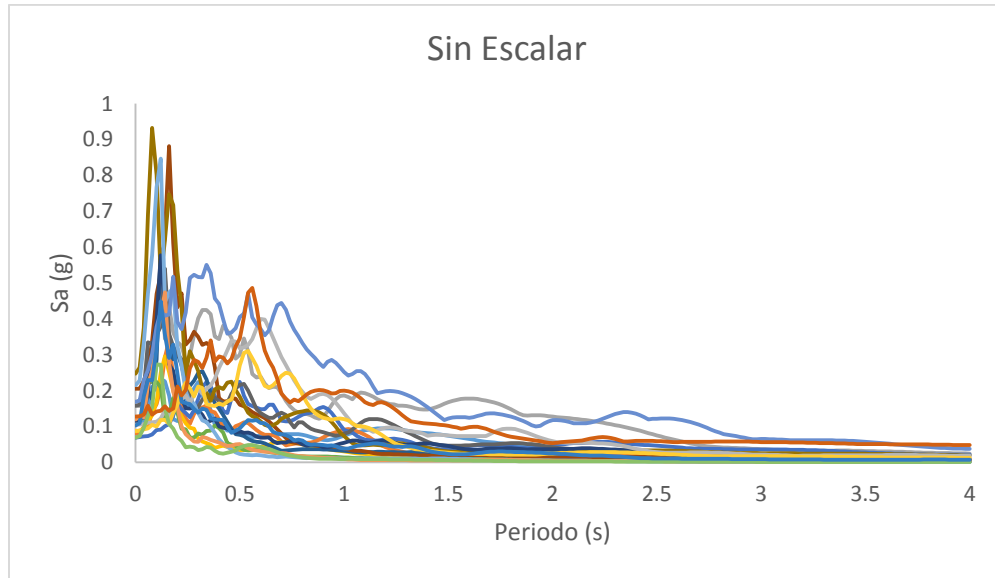


Figura 4.12 Conjunto de espectros sin escalar

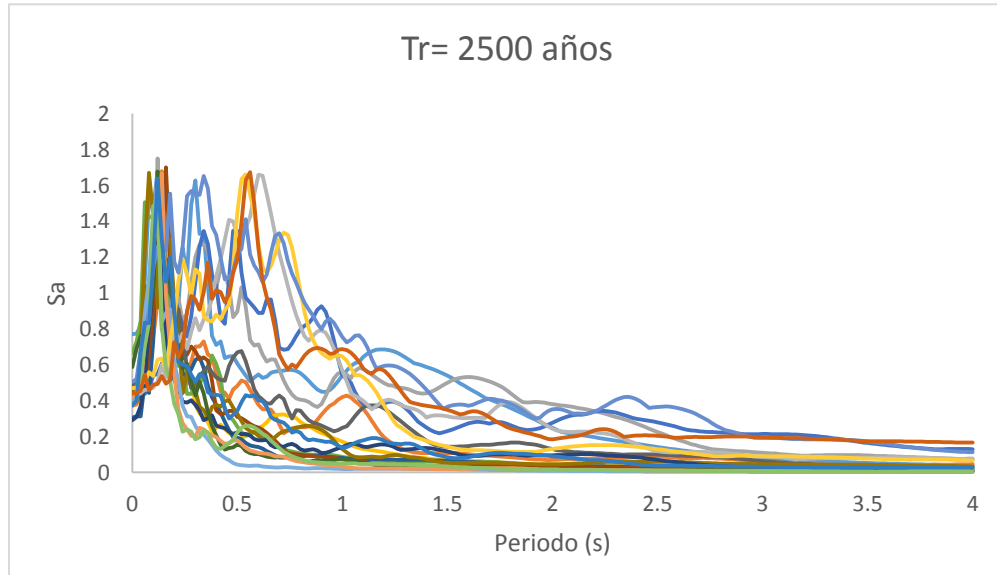


Figura 4.13 Conjunto de espectros escalados a un periodo de retorno de 2500 años

Una vez que se tiene los espectros de respuesta se introducen al programa de Sap2000 para realizar los análisis *pushover*, y obtener las curvas de demanda correspondientes para cada una de las estaciones que fueron seleccionadas, y para cada uno de los casos de encamisado. Se evalúa si las curvas de demanda para cada una de las 20 estaciones seleccionadas conducen a un comportamiento de la estructura elástico o inelástico.

En cada uno de los casos sin encamisar y encamisados se revisaron las demandas, para determinar la contribución del encamisado en la respuesta sísmica obtenida. En la fig. 4.14 se aprecia la contribución que tiene cada uno de los encamisados y la forma en que varía el punto de desempeño; en este caso se eligió la estación del registro sísmico de Acapulco89.

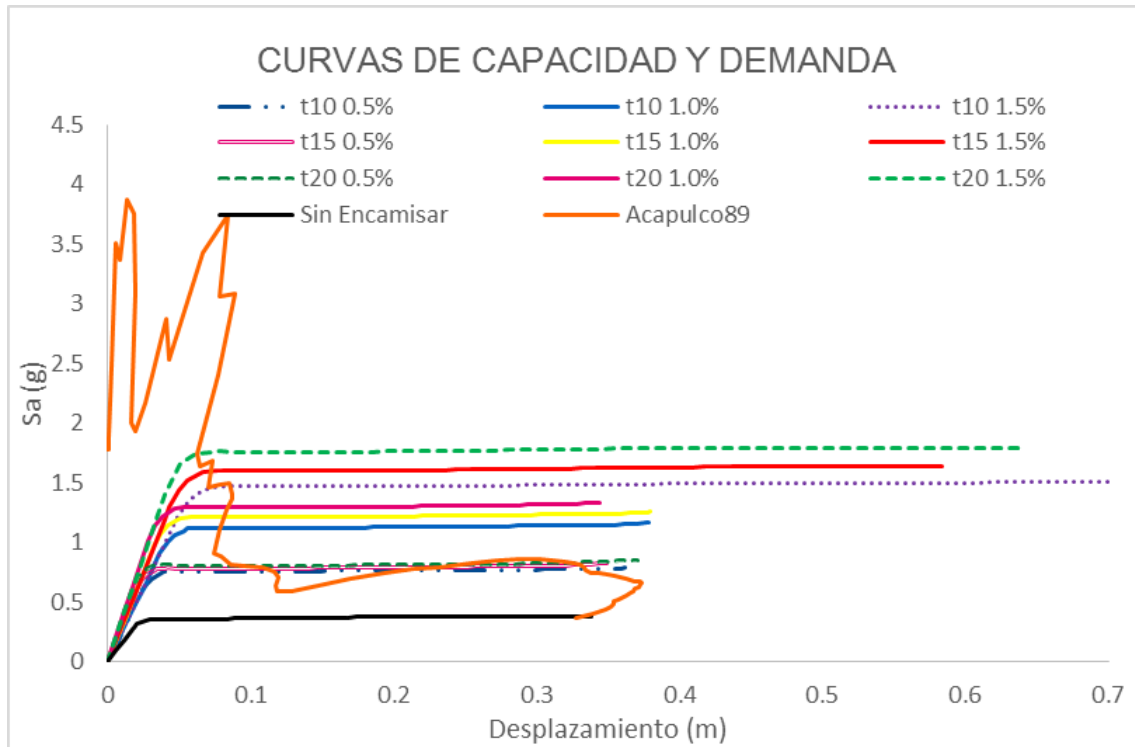


Figura 4.14 *Curvas de capacidad y demanda para pilas de 15m sin encamisar y encamisado*

En la figura anterior se observa la forma de la curva de demanda, al tratarse de la misma estación sigue una tendencia similar, el cambio del valor del punto de desempeño se debe a las diferentes curvas de capacidad, que interceptan a la demanda sísmica en diferentes lugares. En la tabla 4.1 se muestran los desplazamientos de los puntos de desempeño para los diferentes modelos sin encamisar y encamisados para pilas de 15m de altura.

Tabla 4.1 *Desplazamiento de los puntos de desempeño para altura de pilas de 15 m*

Espesor	Cuantía	Punto de desempeño
Sin Encamisar		0.392 m
0.10 m	0.5%	0.067 m
0.10 m	1.0%	0.069 m
0.10 m	1.5%	0.076 m
0.15 m	0.5%	0.065 m
0.15 m	1.0%	0.064 m
0.15 m	1.5%	0.061 m
0.20 m	0.5%	0.064 m
0.20 m	1.0%	0.058 m
0.20 m	1.5%	0.071 m

En la fig. 4.14 y tabla 4.1 se observa que el valor del punto de desempeño disminuye notablemente al encamisar las columnas de la pila. Lo contrario sucede con la curva de capacidad, que aumenta su capacidad al incrementar la cuantía de acero y colocar encamisados de concreto.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el capítulo anterior, se mencionó el proceso para realizar los análisis *pushover*, una vez efectuados los análisis se obtuvieron las curvas de capacidad y demanda sísmica de cada uno de los modelos. En este capítulo se analizarán los resultados de todos los modelos que fueron procesados, sin encamisar y con el encamisado de cada uno de los puentes con diferentes alturas de pilas, para evaluar los beneficios del encamisado. Se determinará su influencia en el incremento de la capacidad de fuerza cortante y en el cambio de la capacidad de desplazamiento de las estructuras.

5.1 Modelos encamisados

El método que se utilizó para hacer la rehabilitación de las pilas de los puentes, fue el encamisado de las pilas con una camisa de concreto reforzado. Los parámetros de los encamisados que se propusieron para hacer cambios en los análisis fueron: aumentar el tamaño de la columna mediante una camisa de concreto reforzado y aumentar la cuantía del acero. La finalidad de realizar diferentes encamisados en los modelos de análisis, es para conocer la influencia que genera el encamisado en la estructura. Se colocaron camisas de concreto reforzado con espesores de 10, 15 y 20 cm. Por lo que respecta al aumento de la cuantía de acero se colocaron porcentajes del 0.5, 1 y 1.5%, de la sección original de las columnas. En la tabla 5.1 se observa las características de los modelos que se utilizaron para los modelos de análisis.

Tabla 5.1 *Características de los modelos encamisados*

Altura de pila (m)	Diámetro (m)	No. varillas sin encamisar	Porcentaje de acero (%)	Espesor de camisa (m)	Diámetro total (m)	No. Varillas para el encamisado
5.00	0.85	10	0.50	0.10	1.05	16
			1.00	0.10	1.05	18
			1.50	0.10	1.05	26
			0.50	0.15	1.15	19
			1.00	0.15	1.15	21
			1.50	0.15	1.15	31
			0.50	0.20	1.25	22
			1.00	0.20	1.25	25
			1.50	0.20	1.25	37
10.00	0.90	12	0.50	0.10	1.10	17
			1.00	0.10	1.10	19
			1.50	0.10	1.10	29
			0.50	0.15	1.20	20
			1.00	0.15	1.20	23
			1.50	0.15	1.20	34
			0.50	0.20	1.30	24
			1.00	0.20	1.30	27
			1.50	0.20	1.30	40
15.00	1.10	17	0.50	0.10	1.30	24
			1.00	0.10	1.30	27
			1.50	0.10	1.30	40
			0.50	0.15	1.40	28
			1.00	0.15	1.40	31
			1.50	0.15	1.40	46
			0.50	0.20	1.50	32
			1.00	0.20	1.50	35
			1.50	0.20	1.50	53
20.00	1.25	22	0.50	0.10	1.45	29
			1.00	0.10	1.45	33
			1.50	0.10	1.45	49
			0.50	0.15	1.55	34
			1.00	0.15	1.55	38

			1.50	0.15	1.55	56
			0.50	0.20	1.65	38
			1.00	0.20	1.65	43
			1.50	0.20	1.65	64
25.00	1.50	32	0.50	0.10	1.70	40
			1.00	0.10	1.70	45
			1.50	0.10	1.70	68
			0.50	0.15	1.80	45
			1.00	0.15	1.80	51
			1.50	0.15	1.80	76
			0.50	0.20	1.90	50
			1.00	0.20	1.90	56
			1.50	0.20	1.90	84

5.2 Curvas de capacidad

Una vez finalizados los análisis *Pushover*, se obtuvieron las siguientes curvas de capacidad, para cada uno de los modelos. De la figura 5.1 a la figura 5.10 se observa el conjunto de análisis de pilas de las diferentes alturas que van desde los 5 metros de altura hasta los 25 metros en dirección transversal y longitudinal. La curva de capacidad representa la capacidad de la estructura y muestra el comportamiento fuerza cortante - desplazamiento de la misma.

- Pilas 5 metros

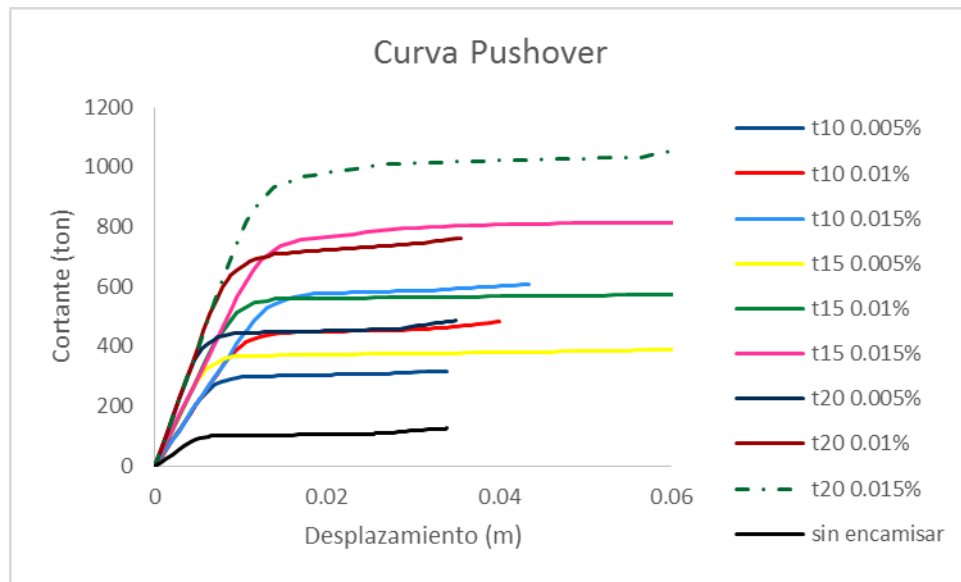


Figura 5.1 Curvas Pushover, pilas 5m dirección transversal

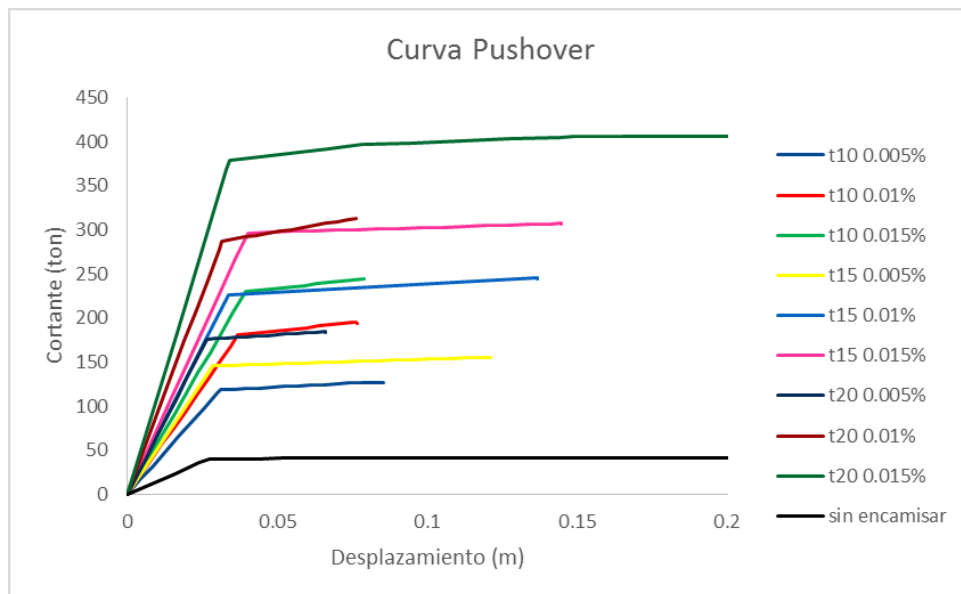


Figura 5.2 Curvas Pushover, pilas 5 dirección longitudinal

- Pilas 10 metros

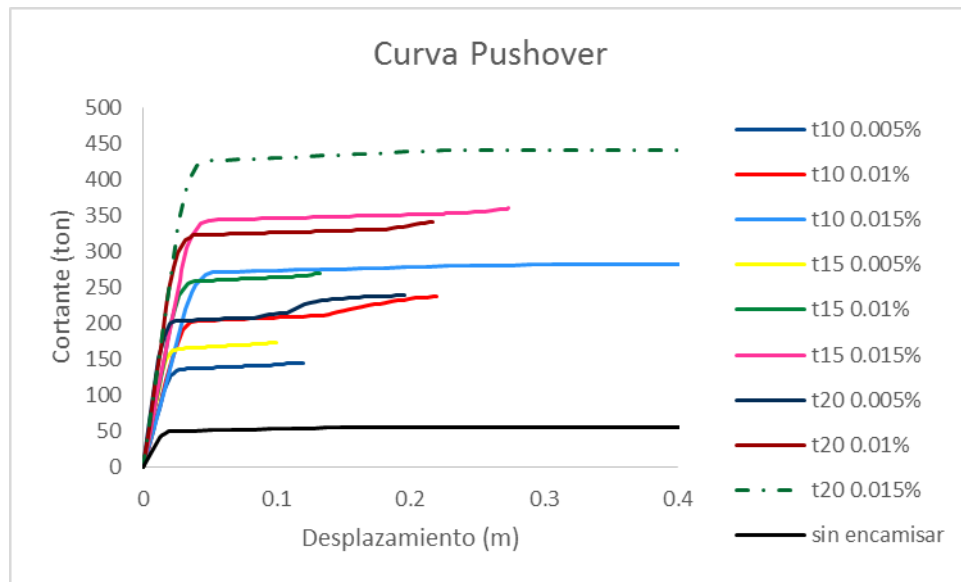


Figura 5.3 *Curvas Pushover, pilas 10m dirección transversal*

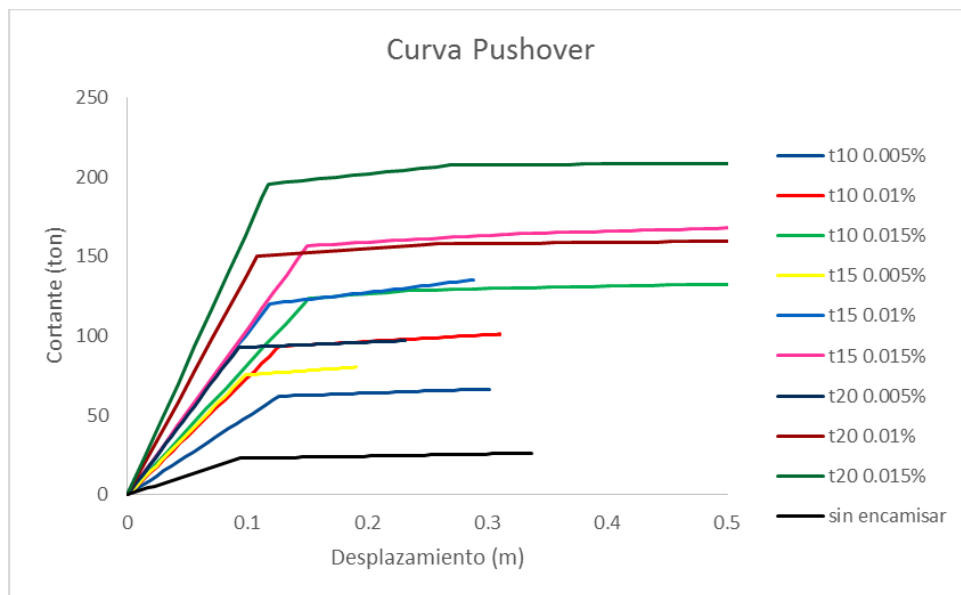


Figura 5.4 *Curvas Pushover, pilas 10m dirección longitudinal*

- Pilas 15 metros

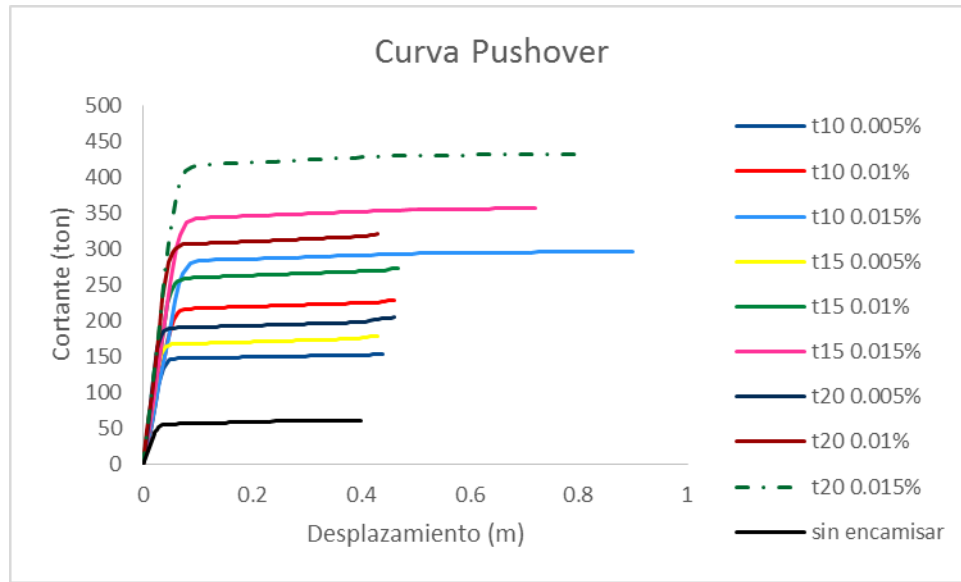


Figura 5.5 *Curvas Pushover, pilas 15m dirección transversal*

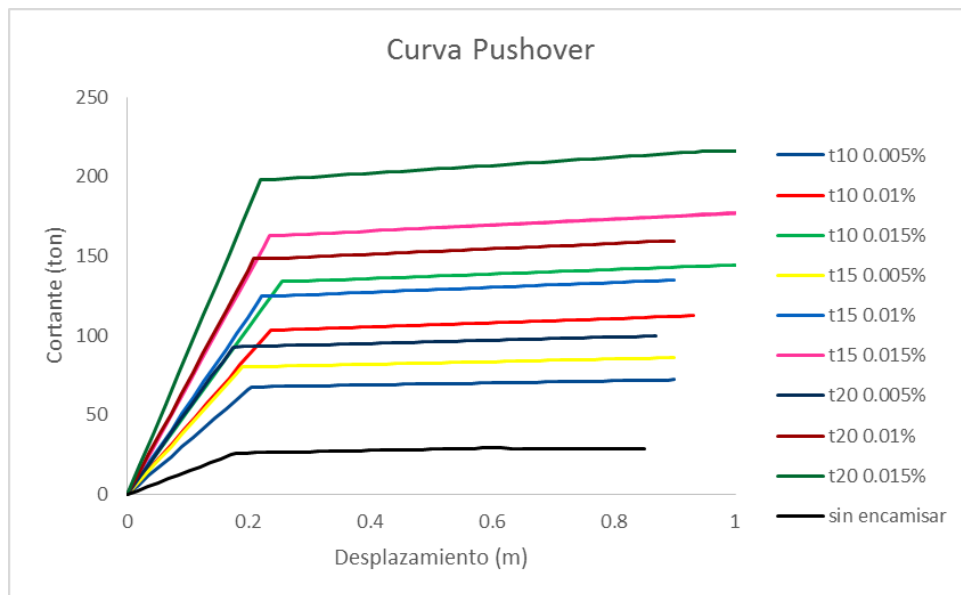


Figura 5.6 *Curvas Pushover, pilas 15m dirección longitudinal*

- Pilas 20 metros

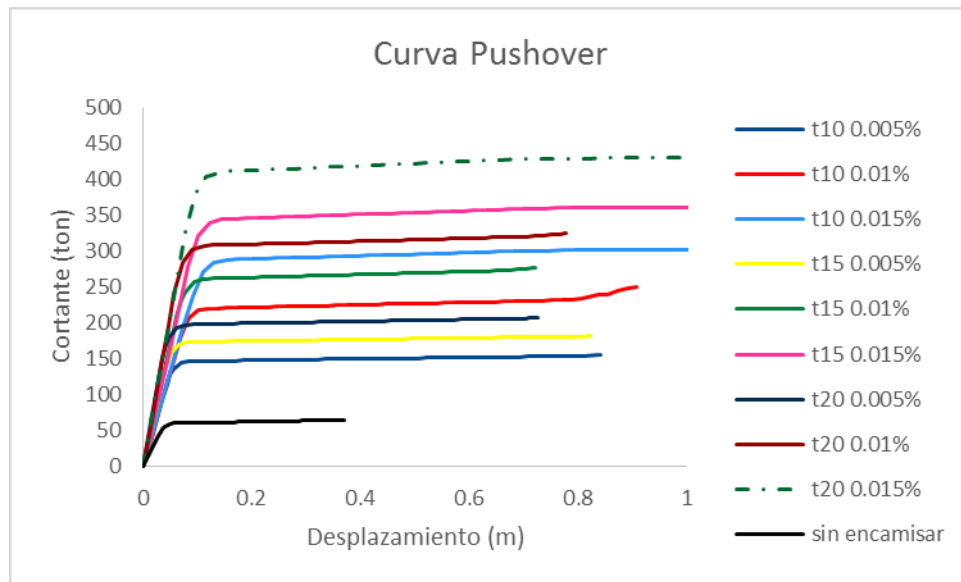


Figura 5.7 *Curvas Pushover, pilas 20m dirección transversal*

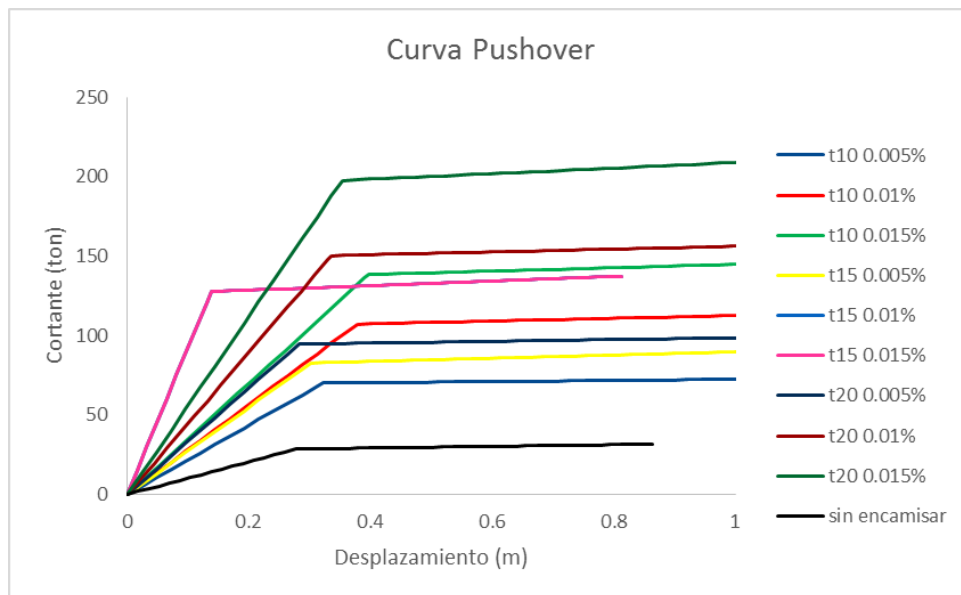


Figura 5.8 *Curvas Pushover, pilas 20m dirección longitudinal*

- *Pilas 25 metros*

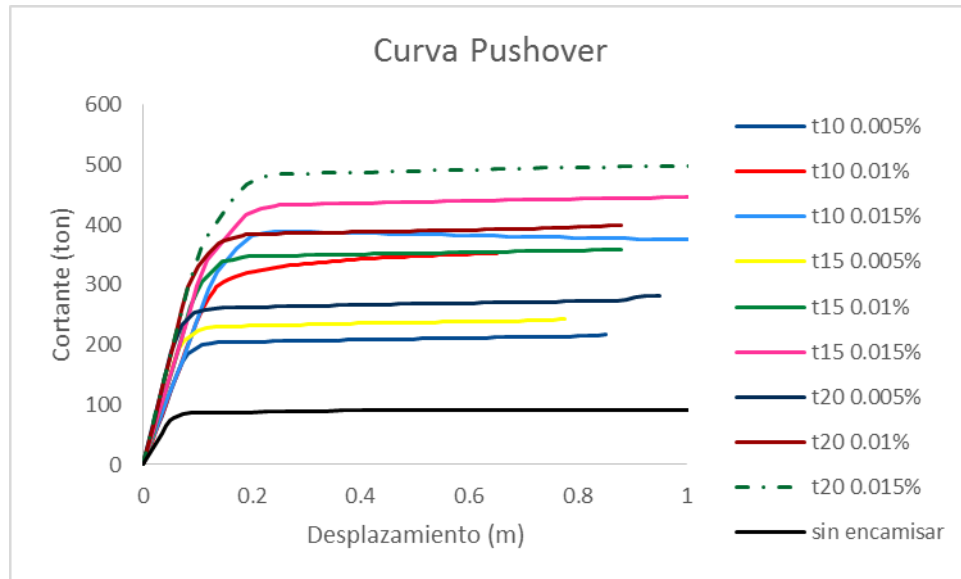


Figura 5.9 *Curvas Pushover, pilas 25m dirección transversal*

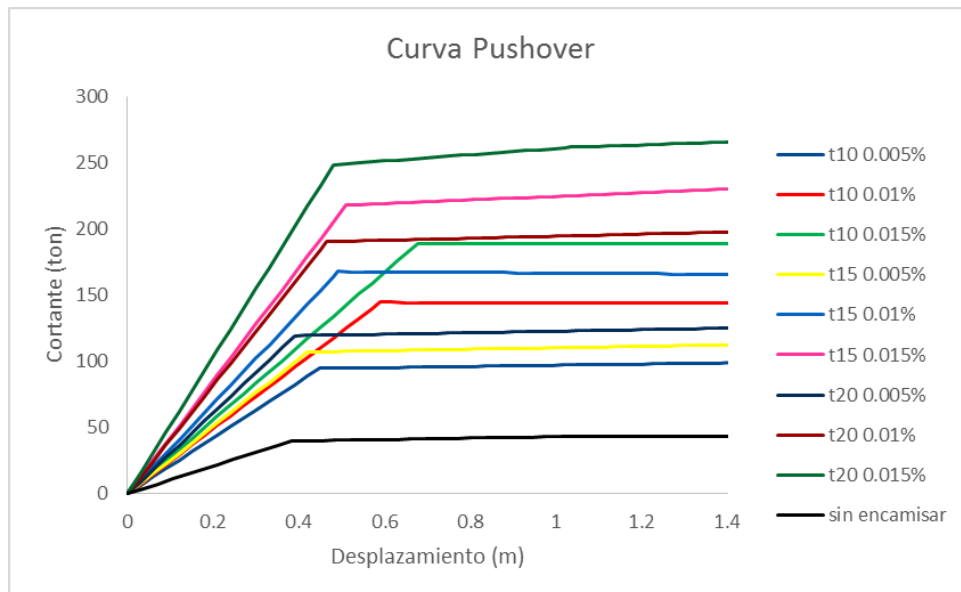


Figura 5.10 *Curvas Pushover, pilas 25m dirección longitudinal*

Las figuras 5.1, 5.3, 5.5, 5.7 y 5.9 corresponden a los análisis de *pushover* realizados en dirección transversal. Para cada uno de los casos en esta dirección, se observa que a mayor espesor de la camisa de concreto, aumenta la capacidad de la estructura. En las figuras de los casos anteriores, el encamisado con un espesor de 20 cm y un aumento de 1.5% de acero es el caso que tiene mayor capacidad al cortante de fluencia.

Las figuras 5.2, 5.4, 5.6, 5.8 y 5.10 corresponden a las curvas de capacidad de los análisis de *pushover* en dirección longitudinal. En esta dirección, los modelos con encamisados de espesor de 20 cm y con un porcentaje de acero de 1.5%, son lo que tienen la mayor capacidad a cortante.

En las figuras 5.11, 5.12, 5.13 y 5.14 se observa el resumen de todos los análisis de las curvas *pushover* para cada altura de pilas de la resistencia a cortante en dirección transversal. El refuerzo mediante encamisado de concreto reforzado contribuye al incremento en la capacidad de la resistencia de las estructuras. Se observa que a mayor espesor de encamisado y mayor cuantía de acero, tenemos mayor capacidad a soportar cortante. Respecto a la cuantía de acero se puede observar cómo influye notablemente en aumentar la capacidad de la estructura para cada uno de los encamisados, es decir si tenemos el mismo espesor de camisa, la que va a tener mayor capacidad al cortante, será el modelo que tenga el mayor porcentaje de acero. Las figuras 5.11 y 5.13 están ordenadas de acuerdo al espesor del encamisado y las figuras 5.12 y 5.14 están ordenadas de acuerdo al incremento de la cuantía de acero, se realizó en diferentes acomodos para observar la manera que contribuye cada parámetro en los modelos.

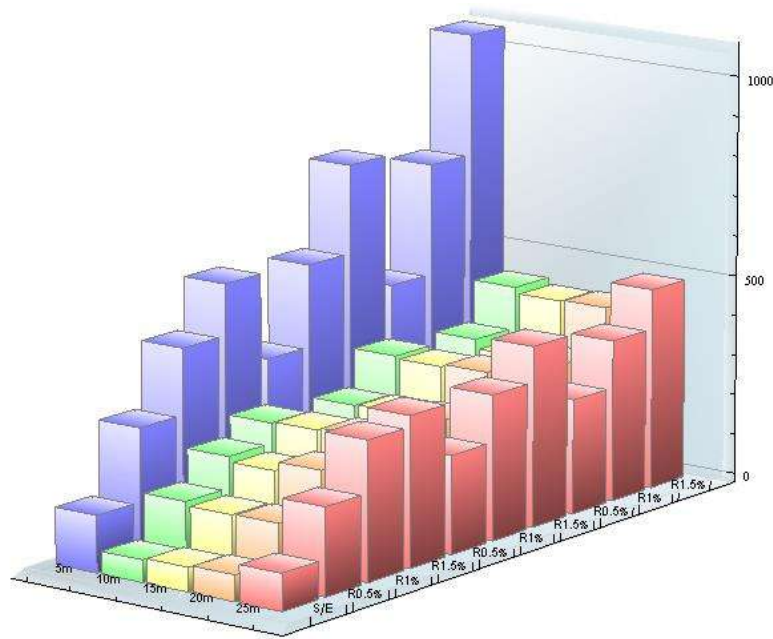


Figura 5.11 Resistencia al cortante de fluencia en dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado

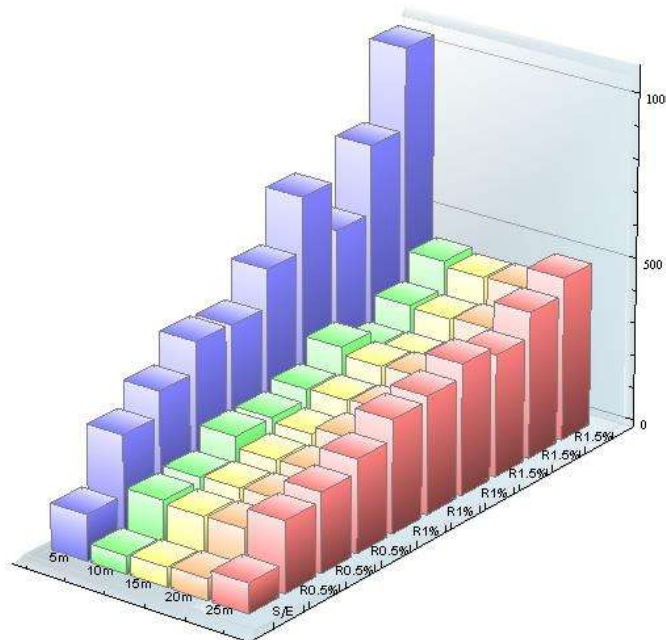


Figura 5.12 Resistencia al cortante de fluencia en dirección transversal de acuerdo al porcentaje de acero

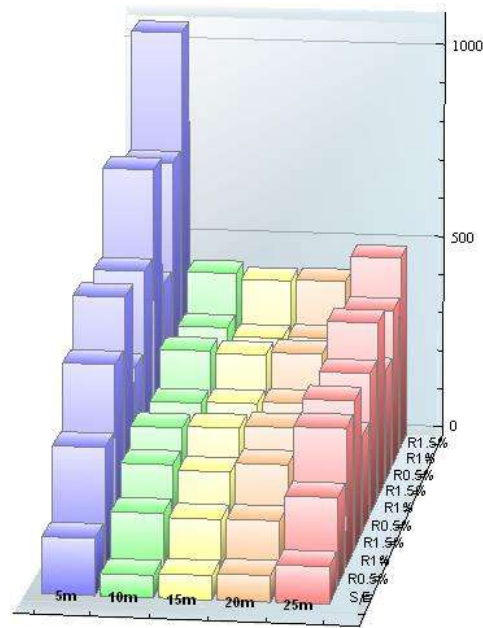


Figura 5.13 Resistencia al cortante en dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado

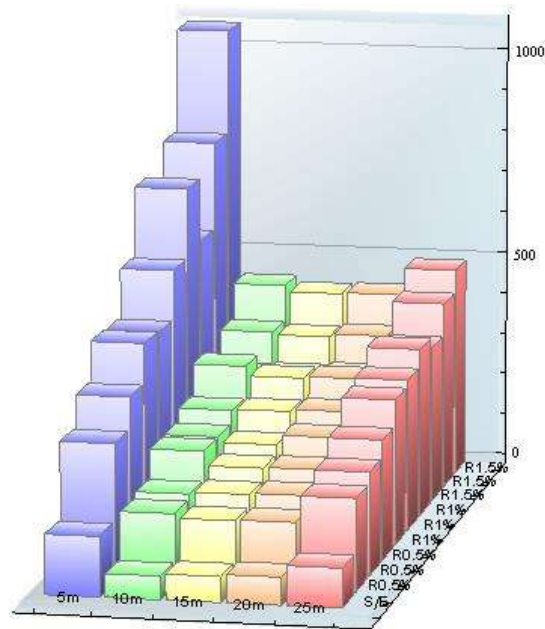


Figura 5.14 Resistencia al cortante en dirección transversal de acuerdo al porcentaje de acero

En las figuras 5.15, 5.16 5.17 y 5.18 se observa la gran influencia que también tiene el refuerzo de concreto reforzado en la dirección longitudinal, respecto a los modelos sin encamisado. Los modelos con mayor incremento de espesor del encamisado y aumento del porcentaje de acero, son los modelos que presentan mayor resistencia al cortante de fluencia. La tendencia es similar a lo observado en dirección transversal.

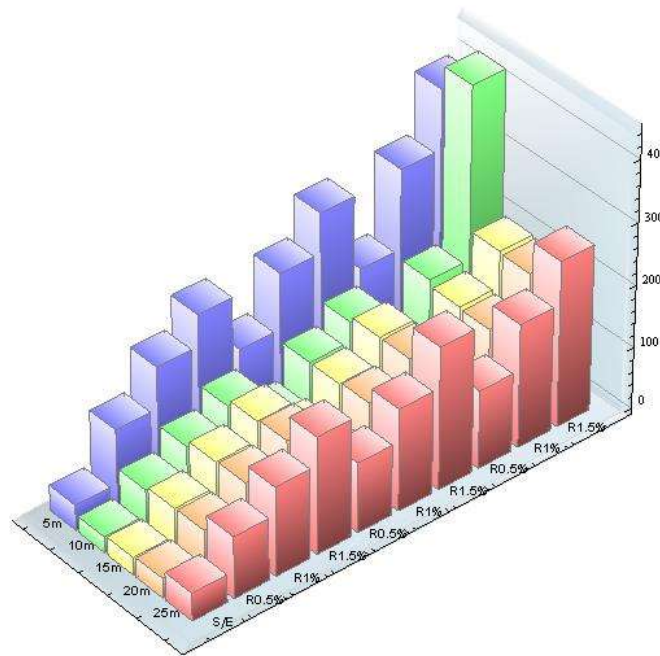


Figura 5.15 Resistencia al cortante de fluencia en dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado

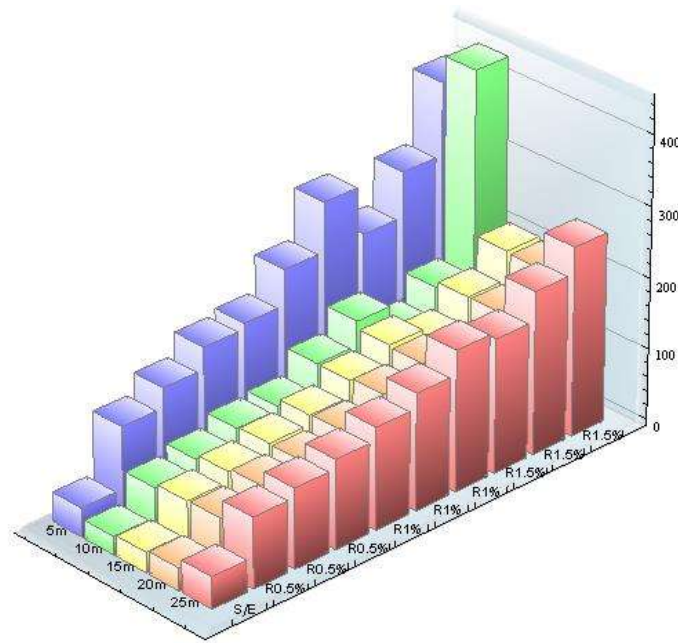


Figura 5.16 Resistencia al cortante de fluencia en dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero.

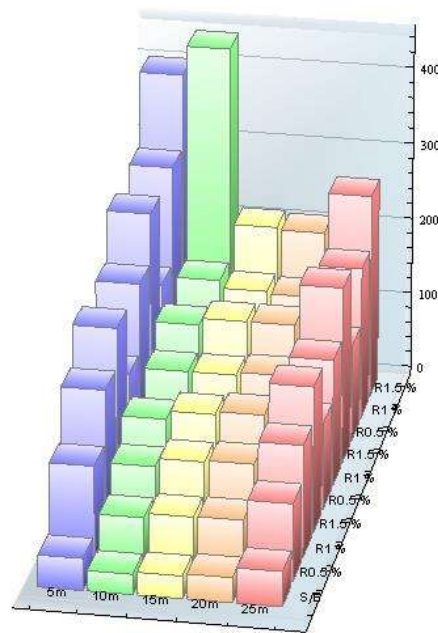


Figura 5.17 Resistencia al cortante en dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado

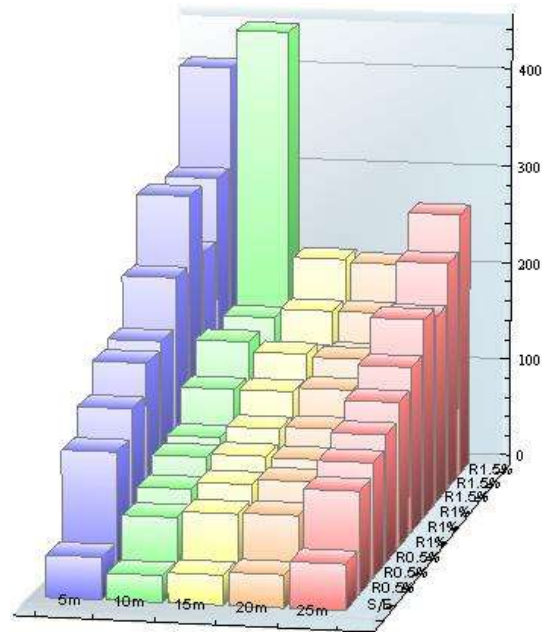


Figura 5.18 Resistencia al cortante en dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero

5.3 Curvas de demanda

Una vez concluidos los análisis de *pushover*, es necesario integrar la capacidad con la demanda para obtener los puntos de desempeño, para cada uno de los espectros de respuesta que se seleccionaron, en cada uno de los modelos sin encamisar y encamisados. Los resultados de los análisis estáticos no lineales se transforman, de acuerdo con lo recomendado en las ATC-40, y se combinan con los espectros de respuesta en un espectro de capacidad, a partir del cual se obtienen los puntos de desempeño. En los espectros de capacidad se presentan los desplazamientos espectrales y la pseudo-aceleración.

Para cada modelo de los puentes, se hizo el análisis con los 20 acelerogramas, para los 45 modelos de encamisado y las dos direcciones de

análisis. Los registros sísmicos con los que se hicieron los análisis, como ya se mencionó anteriormente, fueron escalados a un periodo de retorno de 2500 años. En la tabla 5.2 se presentan las 20 estaciones sísmicas que fueron anteriormente seleccionadas.

Tabla 5.2 Estaciones seleccionadas para los análisis

Nombre de la estación	Clave de la estación	Nombre del acelerograma
EL PARAISO	PARS	PARS8802.081
PAPANOA	PAPN	PAPN8509.211
EL OCOTITO	OCTT	OCTT8904.251
LA UNION	UNIO	UNIO8509.191
PAPANOA	PAPN	PAPN8509.191
AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH	AZIH8509.191
VILLITA MARGEN DERECHA	VILE	VILE8509.191
LAS MESAS	MSAS	MSAS9310.241
EL PARAISO	PARS	PARS8904.251
EL PARAISO	PARS	PARS8509.191
ACAPULCO PELLANDINI	ACAP	ACAP8904.251
EL SUCHIL	SUCH	SUCH8509.191
LOS MAGUEYES	MAGY	MAGY8802.081
LAS VIGAS	VIGA	VIGA9509.141
EL SUCHIL	SUCH	SUCH8509.211
COYUCA	COYC	COYC8904.251
ATOYAC	ATYC	ATYC8509.211
FILO DE CABALLO	FICA	FICA8509.191
LAS VIGAS	VIGA	VIGA9305.152

Para ejemplificar el proceso, en la fig. 5.19 se observa la curva de capacidad y las curvas de demanda para el modelo de encamisado de espesor de 10 cm y cuantía de acero de 1.5%, para pilas de 15 metros de altura. Con base en

este espectro de capacidad se obtienen las intersecciones de las curvas de demanda de cada espectro de respuesta con la curva de capacidad para cada modelo. Se calcula para cada caso los puntos de desempeño que proporcionan el cortante de fluencia, la pseudo-aceleración y el desplazamiento espectral. En la tabla 5.3 se muestran los datos que se obtuvieron del SAP2000 para este encamisado en particular.

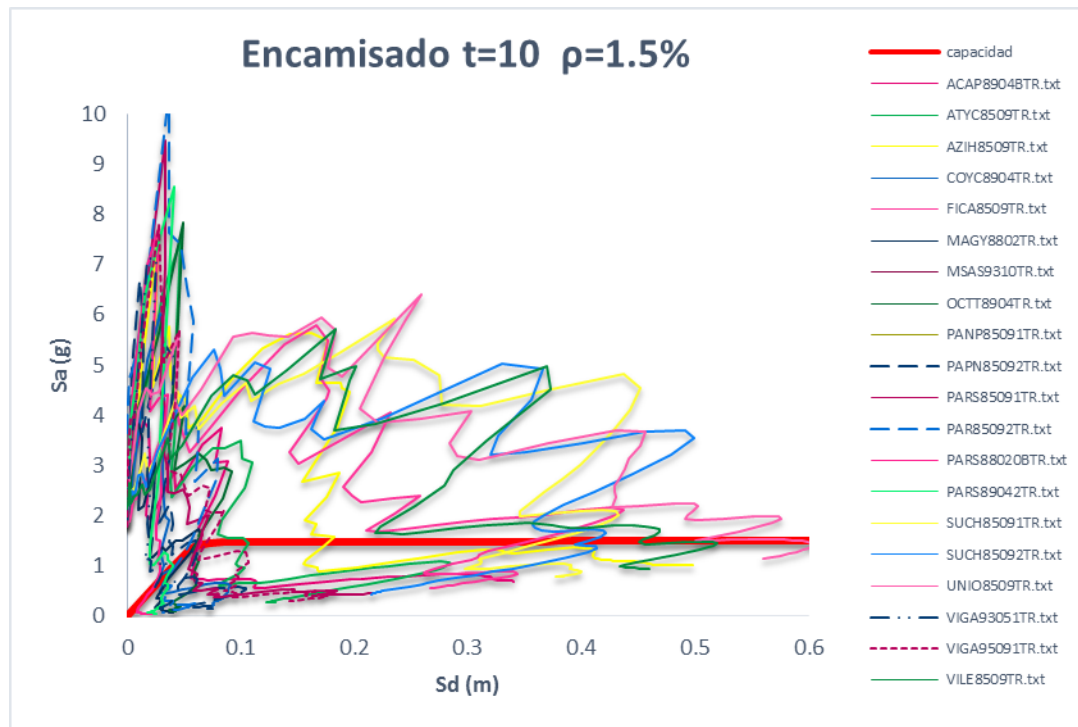


Figura 5.19 Curva de Capacidad y Demanda para pilas 15m en dirección transversal

Tabla 5.3 *Datos obtenidos para un encamisado $t=10$ cm y $\rho =1.5\%$, para pilas de 15m de altura*

Estación	V (ton)	D (m)	Sa(g)	Sd (m)
ACAP8904	268.284	0.076	1.409	0.063
ATYC8509	284.218	0.128	1.467	0.106
AZIH8509	286.267	0.214	1.467	0.177
COYC8904	170.339	0.043	0.901	0.036
FICA8509	291.424	0.429	1.485	0.353
MAGY8802	257.539	0.069	1.356	0.058
MSAS9310	272.818	0.080	1.430	0.067
OCTT8904	260.803	0.070	1.372	0.074
PANP85091	284.037	0.122	1.468	0.102
PAPN85092	257.638	0.069	1.357	0.058
PARS85091	265.678	0.073	1.396	0.061
PARS85092	230.308	0.059	1.218	0.049
PARS88020	107.639	0.027	0.570	0.023
PARS89042	186.608	0.047	0.988	0.040
SUCH85091	291.929	0.449	1.487	0.370
SUCH85092	244.768	0.003	2.364	0.003
UNIO85092	295.035	0.722	1.500	0.593
VIGA93051	127.234	0.032	0.673	0.027
VIGA95091	275.600	0.083	1.443	0.069
VILE8509	294.175	0.551	1.497	0.453

Se analizó para cada espectro y cada modelo el punto de desempeño; sin embargo, debido al número de análisis que se hicieron, se decidió trabajar con los promedios de las demandas de desplazamientos y cortantes de cada uno de los modelos de encamisados, para contar con una mejor visión del comportamiento general de la estructura, ante el conjunto de espectros de respuesta utilizados.

En las figuras 5.20 y 5.21 se observa los resultados obtenidos de los promedios de la demanda de desplazamiento para cada uno de los modelos sin encamisar y encamisados en dirección transversal, la figura 5.20 está de acuerdo al tamaño del espesor de los encamisados y la figura 5.21 está de acuerdo al incremento de la cuantía de acero, se puede apreciar notablemente la forma en que contribuye cada parámetro en los encamisados.

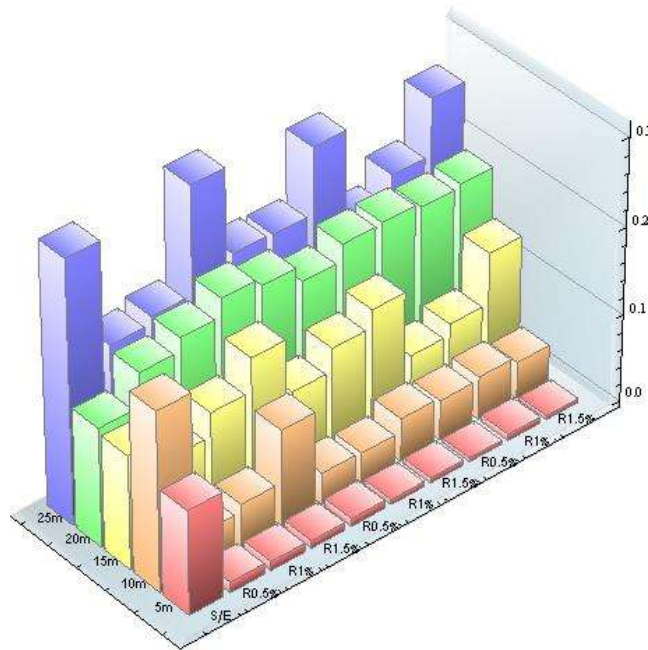


Figura 5.20 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado

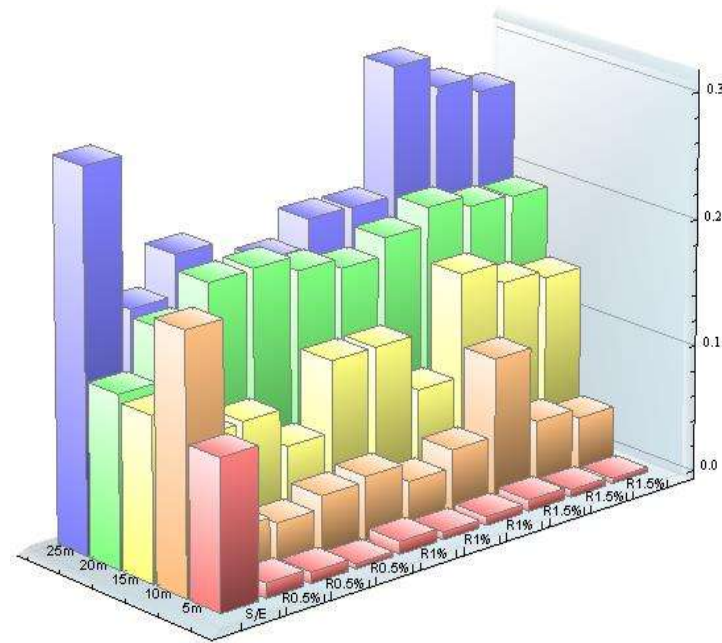


Figura 5.21 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero.

En las figuras 5.22 y 5.23 se observa los resultados obtenidos de los promedios de la demanda de desplazamiento para cada uno de los modelos sin encamisar y encamisados en dirección longitudinal, la figura 5.22 está de acuerdo al tamaño del espesor de los encamisados y la figura 5.23 está de acuerdo al incremento de la cuantía de acero, se puede apreciar notablemente la forma en que contribuye cada parámetro en los encamisados, en este caso marca la diferencia los modelos con mayor porcentaje de acero.

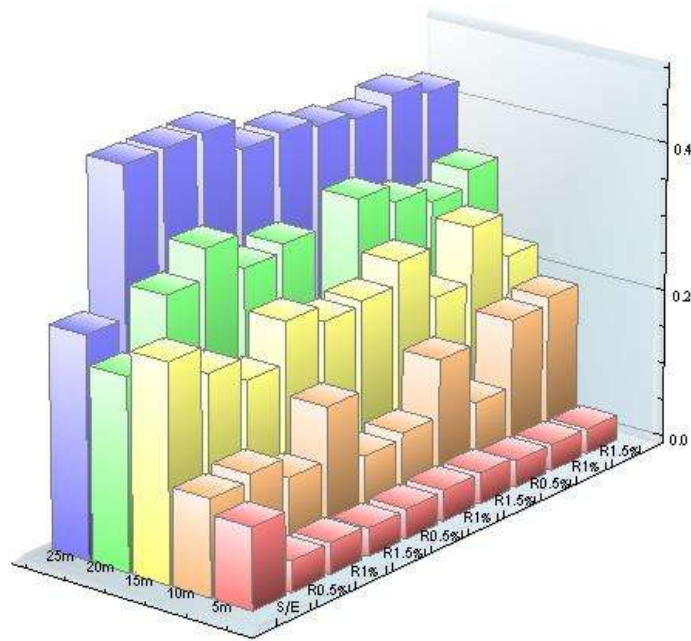


Figura 5.22 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado

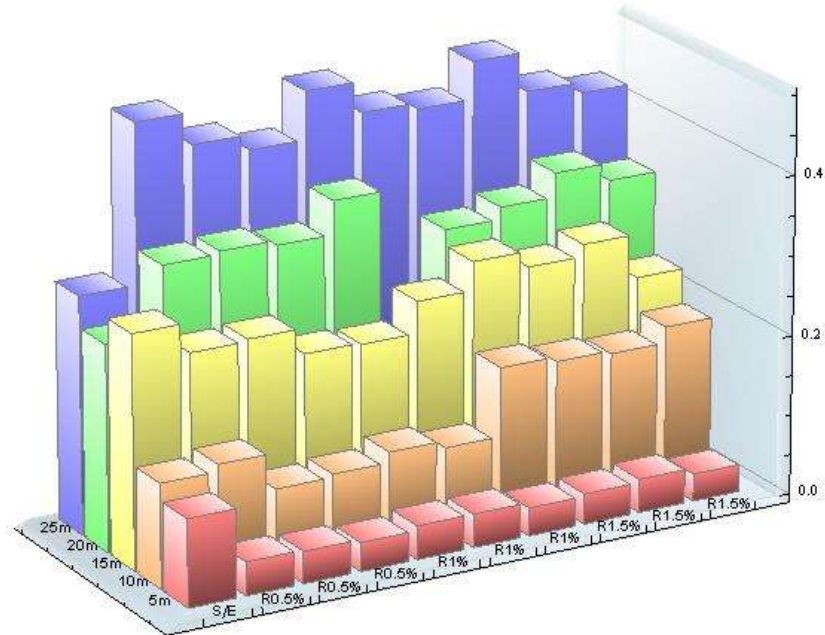


Figura 5.23 Promedio de la demanda de desplazamientos de las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero

En las figuras 5.24 y 5.25 se encuentran los resultados de los análisis de cada modelo de encamisado para los promedios de fuerza cortante máxima en las estructuras en dirección transversal. La figura 5.24 está de acuerdo al tamaño de los espesores del encamisado y la figura 5.25 está de acuerdo al tamaño del incremento de la cuantía de acero, se aprecia notablemente como influye cada uno de los parámetros en cada modelo, se observa que el parámetro que más contribuye es al aumentar porcentaje de acero.

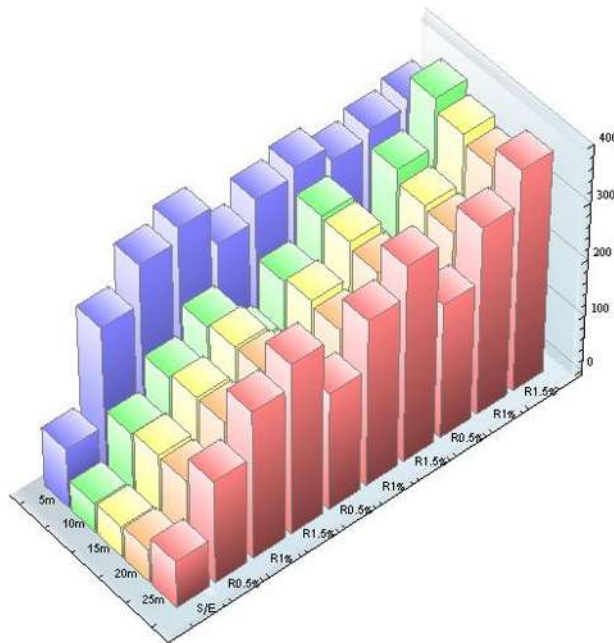


Figura 5.24 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección transversal de acuerdo al espesor del encamisado

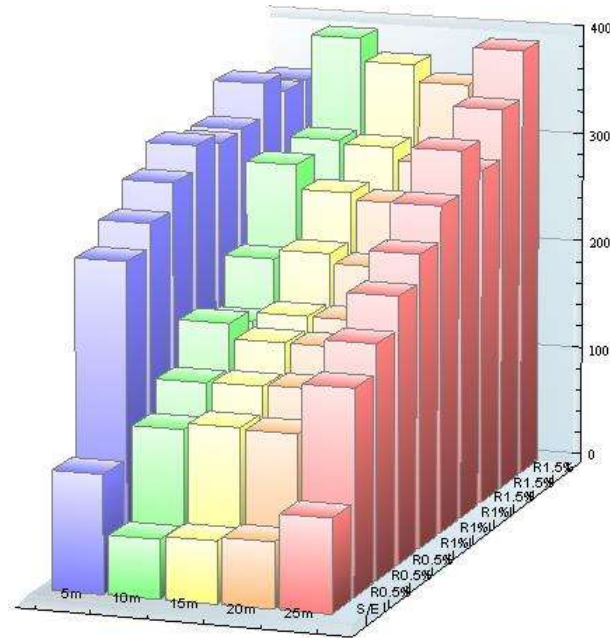


Figura 5.25 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección transversal de acuerdo al porcentaje de acero

En las figuras 5.26 y 5.27 se aprecian los resultados de los análisis de los promedios de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección longitudinal. La figura 5.26 se observan los promedios de acuerdo al tamaño del encamisado y en la figura 5.27 se aprecian los promedios de acuerdo al incremento de la cuantía de acero. Se observan la manera que contribuye la cuantía de acero y el espesor del encamisado, pero el incremento de acero es más notable que favorece a cada uno de los modelos haciendo que tengan más capacidad los modelos.

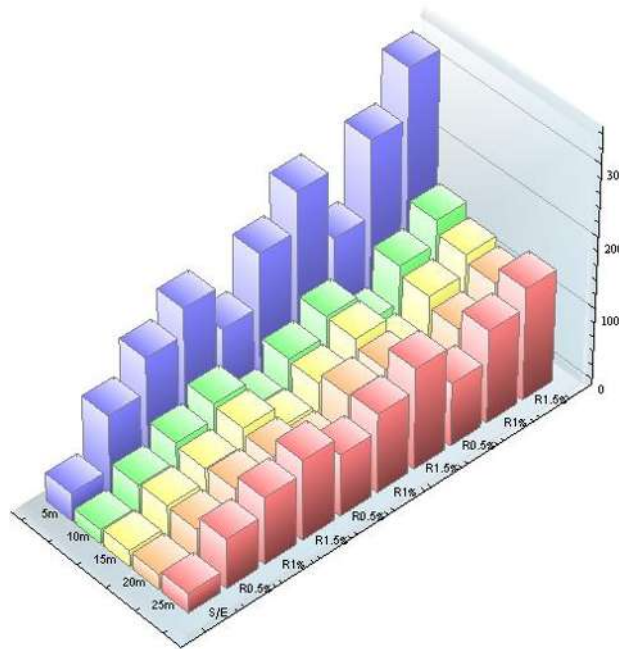


Figura 5.26 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al espesor del encamisado

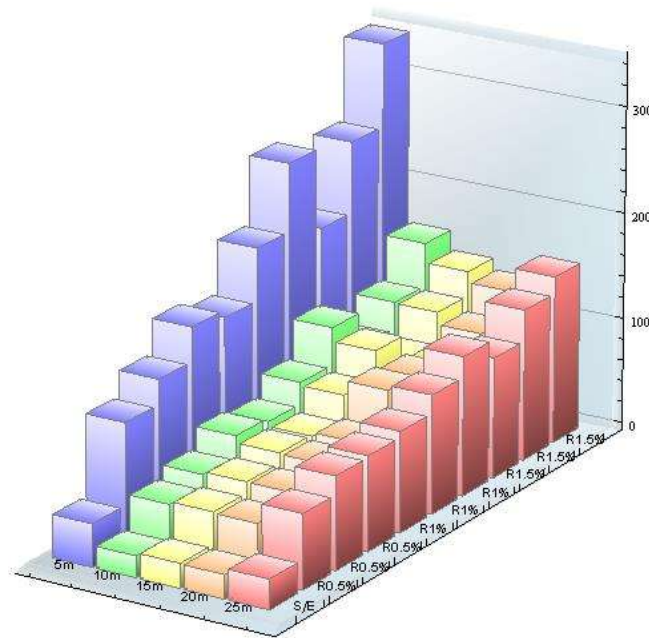


Figura 5.27 Promedio de fuerza cortante máxima en las estructuras en la dirección longitudinal de acuerdo al porcentaje de acero

En las tablas 5.4 a 5.8 se presenta la contribución porcentual que se tiene en cada modelo de encamisado, respecto al modelo que se encuentra sin encamisar. Notablemente se aprecia que aumenta de manera significativa la capacidad a cortante al aumentar el espesor del encamisado y el aumento de la cuantía de acero, como anteriormente se había visto. Es también claro que el incremento del espesor de la camisa incrementa en una menor proporción la capacidad a cortante, respecto a este mismo incremento al aumentar la cuantía de acero. Cada modelo va incrementando de manera que aumenta el espesor del encamisado y aumenta el porcentaje de acero, en todos los casos se observa la manera de contribución de ambos parámetros, pero los modelos que se puede notar más su contribución porcentual son los modelos que tienen el aumento de acero del 1.5% y un espesor de camisa de 20 cm, son los modelos que llegan a tener los porcentajes más altos respecto a los otros modelos de encamisados. En ninguna caso existe un modelo que disminuya su contribución porcentual.

Tabla 5.4 *Pilas de 5 m de altura en dirección transversal y longitudinal*

Cortante	t 10	t 15	t 20	Cortante	t 10	t 15	t 20
ρ 0.005	263.93%	284.24%	306.97%	ρ 0.005	289.39%	347.77%	427.62%
ρ 0.01	327.69%	318.88%	320.47%	ρ 0.01	409.04%	531.49%	690.17%
ρ 0.015	349.33%	332.60%	332.14%	ρ 0.015	500.42%	666.31%	860.80%

Tabla 5.5 Pilas de 10 m de altura en dirección transversal y longitudinal

Cortante	t 10	t 15	t 20	Cortante	t 10	t 15	t 20
ρ 0.005	256.27%	309.32%	384.81%	ρ 0.005	247.35%	298.70%	392.79%
ρ 0.01	364.22%	447.48%	586.12%	ρ 0.01	375.33%	474.79%	648.76%
ρ 0.015	454.50%	585.94%	742.70%	ρ 0.015	483.89%	610.55%	810.03%

Tabla 5.6 Pilas de 15 m de altura en dirección transversal y longitudinal.

Cortante	t 10	t 15	t 20	Cortante	t 10	t 15	t 20
ρ 0.005	253.94%	295.52%	341.59%	ρ 0.005	228.37%	273.68%	316.26%
ρ 0.01	361.51%	440.50%	517.92%	ρ 0.01	310.18%	404.20%	513.90%
ρ 0.015	445.15%	551.28%	668.21%	ρ 0.015	412.28%	532.65%	631.94%

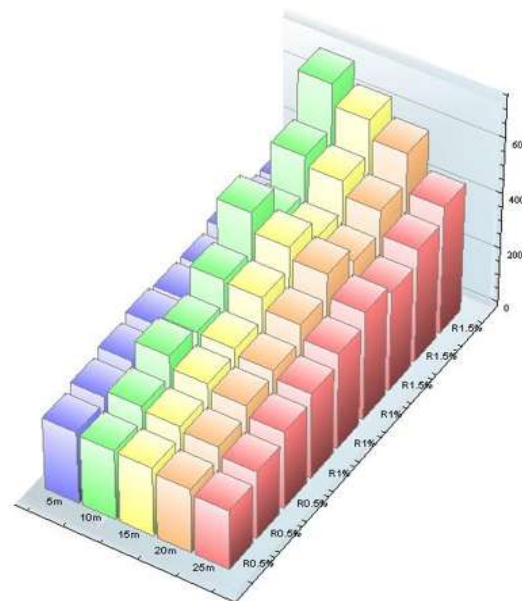
Tabla 5.7 Pilas 20 m de altura en dirección transversal y longitudinal

Cortante	t 10	t 15	t 20	Cortante	t 10	t 15	t 20
ρ 0.005	236.51%	280.47%	321.49%	ρ 0.005	229.03%	280.01%	319.21%
ρ 0.01	340.01%	400.13%	477.32%	ρ 0.01	334.28%	475.92%	457.74%
ρ 0.015	420.47%	499.49%	602.96%	ρ 0.015	387.62%	495.59%	603.09%

Tabla 5.8 *Pilas de 25 m de altura en dirección transversal y longitudinal*

Cortante	t 10	t 15	t 20	Cortante	t 10	t 15	t 20
ρ 0.005	229.03%	280.01%	319.21%	ρ 0.005	249.74%	310.51%	315.98%
ρ 0.01	334.28%	475.92%	457.74%	ρ 0.01	335.95%	397.00%	465.75%
ρ 0.015	387.62%	495.59%	603.09%	ρ 0.015	403.05%	506.68%	562.11%

En las figuras 5.28 y 5.29 se aprecia la contribución porcentual que se tiene para cada uno de los modelos encamisados respecto al modelo sin encamisar, notablemente se puede ver para cada modelo que va aumentando el porcentaje en cada uno de los modelos, es decir tanto el tamaño del espesor de la camisa contribuye como el aumento del porcentaje de acero.

**Figura 5.28** *Incremento del porcentaje de cortante respecto a los modelos sin encamisar, en dirección transversal*

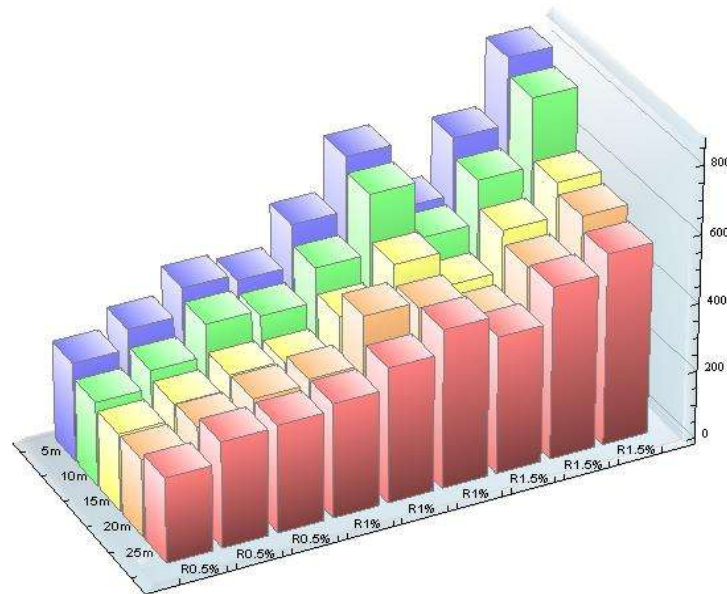


Figura 5.29 Incremento del porcentaje de cortante respecto a los modelos sin encamisar, en dirección longitudinal

En cada uno de los casos de las 20 curvas de demanda que se elaboraron para cada modelo de encamisado, fue necesario revisar el comportamiento de la estructura, si se encuentran el rango elástico o inelástico. Existieron modelos con encamisados donde las curvas de demanda sobrepasaron a la curva de capacidad, sin ninguna intersección entre ellas. En estas ocasiones, la curva de demanda no fue considerada para el cálculo del promedio. Para sesgar lo menos posible los resultados, cuando más de tres curvas de demanda sobrepasaron a la curva de capacidad, este modelo de encamisado no fue considerado como alternativa de refuerzo. En la tabla 5.9, se encuentran las claves que están en las figuras siguientes para identificar los modelos de los mejores encamisados, esto es: t10 0.5 significa el modelo con un espesor de encamisado de 10 cm y cuantía de acero del 0.5%.

Tabla 5.9 *Claves para las gráficas de los modelos encamisados*

Clave	Espesor (cm)	Porcentaje de acero (%)
t10 0.5	10.00	0.50
t10 1.0	10.00	1.00
t10 1.5	10.00	1.50
t15 0.5	15.00	0.50
t15 1.0	15.00	1.00
t15 1.5	15.00	1.50
t20 0.5	20.00	0.50
t20 1.0	20.00	1.00
t20 1.5	20.00	1.50

En las figuras 5.30 a 5.34 se presentan los resultados de los modelos encamisados. Se grafica en el eje de las abscisas la demanda de desplazamientos y en las ordenadas, la demanda de fuerza cortante, ambas obtenidas del promedio de los puntos de desempeño de los análisis. En algunas figuras faltan modelos debido a que en estos casos existió un número importante de demandas sísmicas que no se intersectan con la capacidad.

En la figura 5.30, se encuentran los modelos de encamisados para pilas de 5 metros de altura en dirección transversal y longitudinal. Se observa que para esta altura de pilas son recomendables los siguientes encamisados: t15 1.0, t15 1.5, t20 1.0 y t20 1.5, ya que son encamisados que en ambas direcciones las curvas de demanda no sobrepasan a la curva de capacidad, por lo que son casos aceptables.

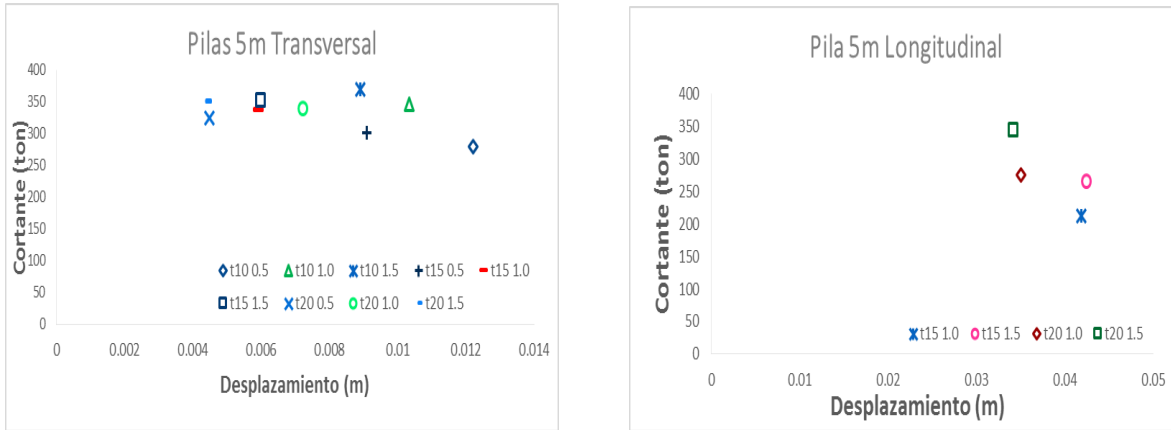


Figura 5.30 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 5 m de altura

En la figura 5.31 los mejores encamisados para la altura de pilas de 10 metros de altura tanto en dirección transversal y longitudinal, son los encamisados de t10 1.5, t15 1.5, t20 1.0 y t20 1.5, al ser los cuatro únicos modelos en que las curvas de demanda no sobrepasan a la curva de capacidad.

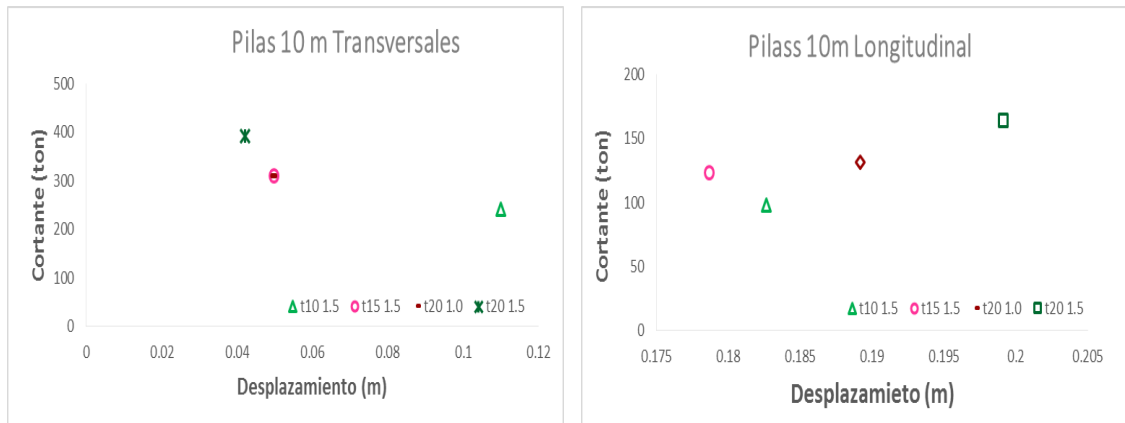


Figura 5.31 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 10 m de altura

En la figura 5.32, se observan los modelos de los encamisados de pilas de 15m de altura, los mejores casos de refuerzo en ambas direcciones son: t10 1.5, t15 1.0, t15 1.5, t20 1.0 y t20 1.5.

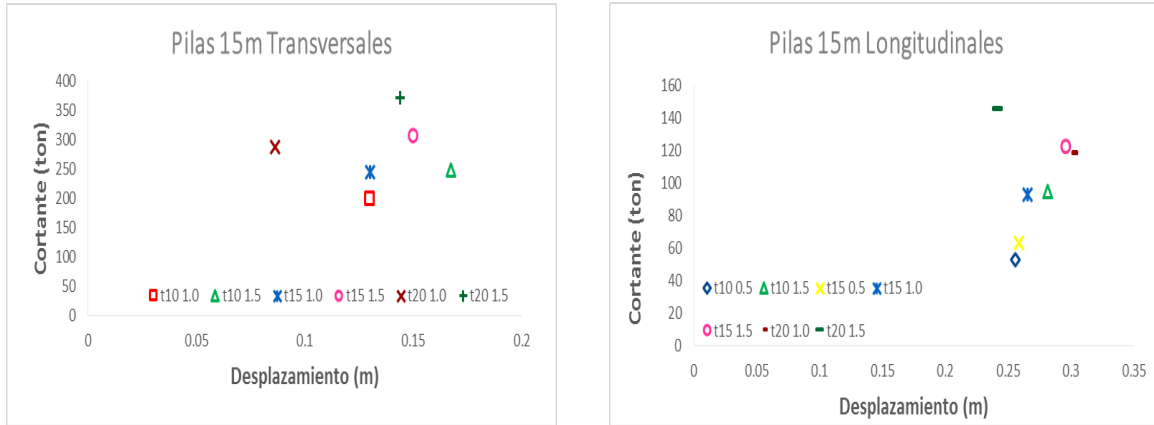


Figura 5.32 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 15m de altura.

La fig. 5.33 se encuentran los modelos encamisados para las pilas de 20 m de altura y los mejores encamisados en ambas direcciones son t10 0.5, t10 1.0, t10 1.5, t15 0.5, t15 1.5, t20 0.5, t20 1.0 y t20 1.5.

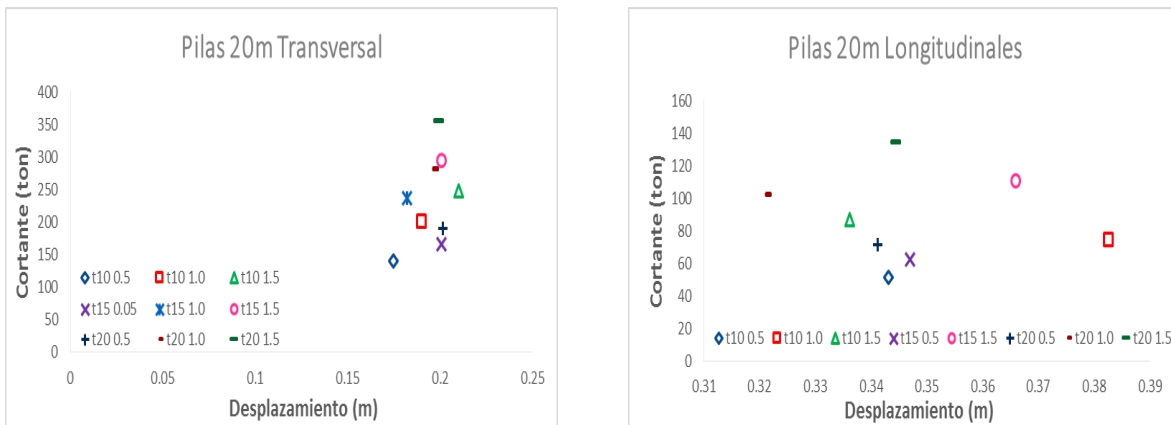


Figura 5.33 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 20 m de altura

Finalmente, en la fig. 5.34 se presentan los casos más recomendables en dirección transversal y longitudinal para las pilas de 25 m de altura. Estos son los encamisados de t10 1.0, t10 1.5, t15 1.0, t15 1.5, t20 1.0 y t20 1.5.

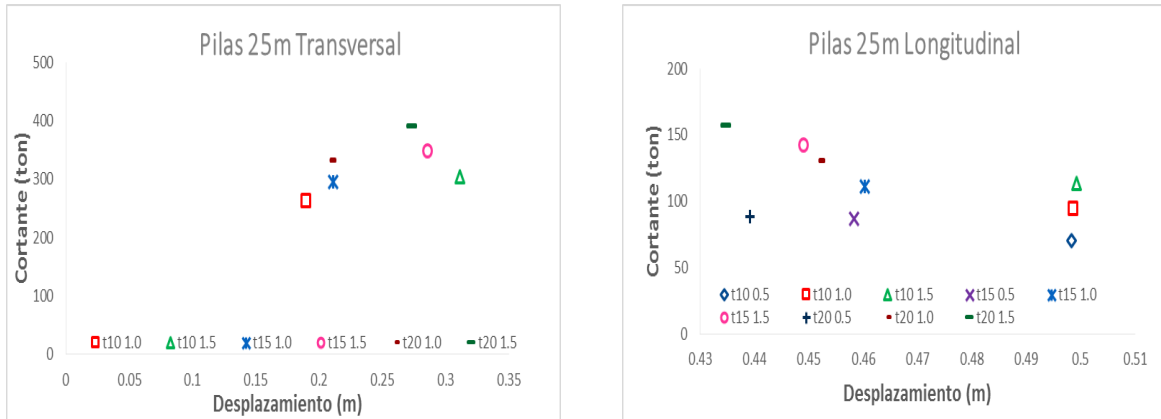


Figura 5.34 Demanda de cortante y desplazamiento en dirección transversal y longitudinal para pilas de 25 m de altura.

De las figuras anteriores se concluye que los modelos con mejor comportamiento en todos los casos, son los encamisados que tienen un espesor de camisa de 15 cm y 20 cm con una cuantía de acero de 1.5%. Son los únicos modelos que en todos los casos el promedio de las curvas de demanda no sobrepasan a las curva de capacidad. Seguido de estos modelos se encuentran los modelos con un espesor de camisa de 10 cm con cuantía de acero de 1.5% y el modelo de espesor de camisa de 20cm con cuantía de acero de 1.0%; son modelos que sólo en un caso el encamisado falló, es decir las curvas de demanda excedieron a la curva de capacidad.

Lo anterior nos indica la gran influencia que tiene el aumentar la cuantía del acero longitudinal ya que son los modelos que tienen mayor capacidad, la demanda no sobrepasa a la capacidad y resisten señales sísmicas fuertes, por lo que se puede decir que lo que influye en el comportamiento y en la capacidad es

mayormente la contribución del acero en relación con el espesor de la camisa de concreto.

CONCLUSIONES

En el trabajo se analizó el efecto del incremento de la capacidad de fuerza cortante y la capacidad de desplazamiento que tienen puentes encamisados con concreto reforzado. Los modelos que se utilizaron fueron de geometría típica, la variante en los modelos fue la altura de las pilas desde 5 m hasta 25m. Inicialmente se analizaron modelos donde el porcentaje de acero longitudinal fue del 0.5% de la sección de la columna, posteriormente se adicionaron a los modelos originales los encamisados de concreto reforzado con dos variantes: el espesor de la camisa y el porcentaje de acero. Los espesores de camisas fueron de 10, 15 y 20 cm y el porcentaje de acero fue de 0.005, 0.010 y 0.015. Para los análisis, las estaciones sísmicas que se eligieron fueron escaladas para un periodo de retorno de 2500 años. Del análisis de los resultados obtenidos se llega a las siguientes conclusiones.

- Para todos los modelos encamisados de concreto de reforzado se observó que la capacidad de la estructura incrementa. Con respecto a la demanda sísmica, los modelos encamisados muestran invariablemente mejor comportamiento que los que no tienen el refuerzo.
- En la mayoría de los casos de los modelos que no fueron encamisados, la demanda sobrepasa la capacidad, lo que origina la necesidad de reforzar las pilas. Los únicos modelos en que la demanda no sobrepasó a la capacidad fueron los modelos con altura de pila de 25 m.

- Los puentes que mostraron mejor comportamiento fueron aquellos que se reforzaron con camisas de 15 cm y 20 cm de espesor, con un incremento del porcentaje de acero longitudinal del 0.015. En estos casos, se presentó un incremento considerable de la capacidad respecto a los otros modelos y la demanda no sobrepasó a la capacidad. Comparando estos casos, el modelo con camisa de 15 cm de espesor tuvo un comportamiento muy similar al puente con camisa de 20 cm., lo que hace al primero más atractivo para su uso. Por lo tanto, el mejor espesor de encamisado para todos los modelos fue el de 15 cm, con un porcentaje de acero longitudinal de 0.015.
- Se observó que el parámetro de mayor influencia en respuesta sísmica, es el incremento del porcentaje de acero y en menor grado el espesor de la camisa. Entre más acero longitudinal se proporcione, mejor fue el comportamiento, con mayor capacidad a resistir fuerza cortante.
- Siguiendo esta línea de investigación sobre los encamisados de concreto reforzado, sería conveniente adicionar como un parámetro de estudio al porcentaje de acero de refuerzo transversal de las columnas.

REFERENCIAS

AASHTO. (2010). *LRFD Bridge Design Specifications. 5th Edition*. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials

Buckle Ian G. (2006). A manual for the performance-based seismic retrofitting of Highway Bridges. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Nevada Reno

Caltrans SDC. (2010). *Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.6*. Sacramento, California: California Department of Transportation.

Comartin C. D. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings. Volume 1. Applied technology council (ATC-40)

Espeche A. (2007), Refuerzo de pilares con encamisados de hormigón solicitados a axial centrado, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Trabajo de investigación, Madrid.

Jara Díaz M., Cortés A., Jara Guerrero J.M., Olmos Navarrete B. (2010). Comportamiento de pilas de puentes bajo distintas técnicas de refuerzo. XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia.

Jara Díaz M., Jara Guerrero J. M., Hernández H. (2009). Alternativas de refuerzo para puentes de vigas de concreto reforzado. Anales del 5º Congreso Internacional sobre Patología y Rehabilitación de Estructuras.

Jara Guerrero J. M., Jara Díaz M. (2007). *Peligro Sísmico*. Morelia, México: Fondo Editorial Morevallado.

Jara Guerrero J.M., Jara Díaz M., Olmos Navarrete B. (2011). Rehabilitación y refuerzo sísmico de puentes. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Aguascalientes, México.

Jara Guerrero J.M., Jara Díaz M., Olmos Navarrete B.A., y López J.I. (2010). Criterio de selección de estructuras tipo de puentes para su evaluación sísmica. VI Congreso Internacional Sobre Patología y Recuperación de Estructuras. Córdoba, Argentina.

Jara, J.M., López, M.G., Jara, M. y Olmos, B.A. "Rotation and damage index demands for RC medium-length span bridges", *Engineering Structures* 74 (2014) 205–217.

Kanamori H. (1977). The Energy Release in Great Earthquake. *Journal of Geophysical Research*, 82(20), 2981- 2987.

López Pérez J. I. (2010). Evaluación sísmica de puentes típicos de puentes en México. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Tesis de Licenciatura. Michoacán, México.

Moehle J. P. (1992). Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. *Earthquake Spectra*. Pp 403-428.

Pinto P. E. y Mancini G., (2009), Seismic Assessment And Retrofit Of Existing Bridges, capítulo del libro *The state of Earthquake Engineering Research in Italy: the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project*, 111-140, © 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy.

Priestley M. J. N., Seible F., y Calvin G. M.(1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc. New York, USA.