

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS



REHABILITACIÓN DE PUENTES

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

IVAN MANZO FERRER

ASESOR

DOCTOR: MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN DE AGOSTO DEL 2014



He visto que las buenas oportunidades, pocas se dan en la vida.

He visto que algunas personas lo merecen todo y otras no.

He visto mejores personas que yo, en todos los sentidos.

Me he dado cuenta de que afortunado soy, sin merecerlo. Ahora doy gracias a "EL" por brindarme poco de sus conocimientos, a "EL" por estar conmigo, a "EL" por creer en mí, a "EL" por inspirarme, a "EL" por cuidarme, a "EL" por qué se lo debo todo y todo lo que soy.

Las experiencias de la vida te hacen fuerte y hacen que te vuelvas más humano.

He aprendido que si quieres algo, ve busca, ve por él, no vendrá por sí solo, se sacrifica muchas cosas pero al final todo es recompensado.

La vida tendrá que gratificar a aquellas personas que han puesto su insistencia, su interés, su paciencia, su respeto, su sabiduría, su amistad y principalmente sus apoyo en mí.





ÍNDICE

PORTADA I

AGRADECIMIENTOS..... II

ÍNDICE III

LISTA DE FIGURAS VI

LISTA DE TABLAS..... XI

RESUMEN XIII

1. INTRODUCCIÓN..... 1

2. PROCESO DE REHABILITACIÓN 4

 2.1 Elección del puente a evaluar 5

 2.2 El proceso de Evaluación 5

 2.3 Metodologías de evaluación de puentes 7

3. DEFICIENCIAS DE PUENTES QUE CONDUCEN A SU REHABILITACIÓN..... 12

 3.1. Incrementos de la intensidad de las acciones 12

 3.1.1 Carga viva de diseño 12

 3.1.2 Acciones sísmicas en puentes 15

 3.1.2.1 Pérdida de longitud de apoyo..... 15

 3.1.2.2 Daños en juntas de dilatación, apoyo y llaves cortantes 17

 3.1.2.3 Daños en la subestructura 17

 3.1.2.4 Daños por amplificación de la respuesta en suelo blando 18

 3.2 Deficiencias de estructuración, diseño y construcción 19

 3.3 Efectos del tiempo 20

 3.3.1 Presencias de humedades 20

 3.3.2 Flujo plástico y contracción 20

 3.3.3 Corrosión 21

 3.4 Socavación..... 21

 3.4.1 Socavación general y local 22

4. REHABILITACIÓN POR CARGAS VERTICALES 23

 4.1 Reforzamiento de superestructura mediante el presfuerzo externo 23

 4.1.1 Procedimiento de diseño de la técnica de presfuerzo externo..... 25

 4.1.2 Aplicación del presfuerzo externo para el caso de un puente simplemente apoyado 28

 4.1.3 Aplicación del presfuerzo externo para el caso de un puente seccion cajon continuo..... 34

 4.2 Reforzamiento de la superestructura mediante la adición de vigas 38

 4.2.1 Procedimiento de diseño mediante la adición de vigas..... 38





4.2.2 Aplicación de la técnica de adición de vigas	39
4.3 Reforzamiento de superestructuras de puentes mediante fibra de carbono (FRP).....	41
4.3.1 Degradación con la edad y la ductilidad	42
4.3.2 Tipo de falla de la fibra de carbono	43
4.3.3 Comportamiento esfuerzo-deformación de la fibra de carbono	44
4.3.4 Procedimiento a flexión	44
4.3.5 Procedimiento a cortante	48
4.3.6 Aplicación de la técnica de fibra de carbono.....	49
4.4 Análisis de ventajas y desventajas.....	54
5. REHABILITACIÓN POR ACCIÓN SÍSMICA	57
5.1 Aumento de capacidad de resistencia en columnas mediante encamisados	58
5.1.1 Aumento de capacidad a flexión y cortante por confinamiento.....	58
5.1.2 Reforzamiento mediante encamisado de fibra de carbono	59
5.1.3 Reforzamiento mediante encamisado de acero	61
5.1.4 Reforzamiento mediante encamisado de concreto reforzado	62
5.1.5 Reforzamiento mediante encamisado de presfuerzo externo concéntrico.....	63
5.1.6 Ejemplo de aplicación.....	64
5.1.6.1 Descripción de la técnica de encamisado	65
5.1.6.2 Resultados de evaluación.....	66
5.2 Aislamiento sísmico mediante apoyos de neopreno-plomo	68
5.2.1 Cambios de periodo y amortiguamiento	68
5.2.2 Características del apoyo y disipación de energía.....	69
5.2.3 Método de análisis basado en desplazamiento	71
5.2.4 Método basado en el diseño.....	72
5.2.5 Ejemplo de aplicación.....	74
5.3 Reductores de desplazamiento longitudinales	79
5.3.1 Investigaciones previas	79
5.3.2 Limitadores de desplazamiento.....	79
5.3.3 Método de diseño	81
5.3.3.1 Método CALTRANS.....	82
5.3.3.2 Método AASHTO.....	83
5.3.3.3 Método Propuesto.....	83
5.3.4 Ejemplo de aplicación.....	88
5.3.5 Análisis de ventajas y desventajas	90





6. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	94
6.1 Modelación y técnicas de rehabilitación vertical	94
6.1.1 Descripción de los modelos analíticos	94
6.1.2 Descripción de las técnicas por carga vertical.....	95
6.1.3 Resultados de aumento de capacidad ante carga vertical	96
6.2 Modelación y técnicas de rehabilitación para acciones sísmicas.....	100
6.2.1 Descripción de los modelos analíticos	100
6.2.2 Análisis estático no-lineal.....	101
6.2.3 Descripción de las técnicas de encamisados	101
6.2.4 Resultado de la evaluación de las técnicas de aumento de capacidad.....	101
6.3 Técnica de aislamiento base.....	115
6.3.1 Modelación de los aisladores base.....	115
6.3.2 Descripción de la técnica de aislamiento base	115
6.3.3 Resultado de la evaluación mediante la técnica de aislamiento base	116
6.4 Reductor de desplazamiento longitudinal	121
6.4.1 Modelación del reductor de desplazamiento longitudinal.....	121
6.4.2 Descripción de las técnicas de reductor de desplazamiento longitudinal.....	121
6.4.3 Resultado de la evaluación del reductor de desplazamiento longitudinal	122
6.5 Comparativas de costos de las técnicas de rehabilitación ante carga vertical y acciones sísmicas	127
6.5.1 Evaluación de costo	127
6.5.2 Resultados obtenidos del análisis de cuantificación y costo para carga vertical	127
6.6 Resultados obtenidos del análisis de cuantificación y costo para fuerzas sísmicas	133
6.7 Resultados obtenidos del análisis de cuantificación y costo de los reductores de desplazamiento (cable).....	140
7. CONCLUSIÓN Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	141
BIBLIOGRAFÍA	144
APÉNDICE A	147





LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Diagrama de flujo indicando el procedimiento de una evaluación (propia). 6

Figura 2.2. Esquema debido a su importancia (Priestley et. Al, 1996)..... 7

Figura 2.3. Determinación del riesgo sísmico para los estados límites de espectro de capacidad (Priestley et. Al, 1996). 10

Figura 2.4. Curva de capacidad y espectro de demanda sísmica (Landa, 2006)..... 11

Figura 3.1. Camión de diseño HS-20, AASHTO (Jara J.M y Jara M, 2010)..... 13

Figura 3.2. Peso del camión T3-S3 (Jara J.M y Jara M, 2010). 13

Figura 3.3. Peso del camión T3-S2-R4 (Jara J.M y Jara M, 2010)..... 13

Figura 3.5. Modelos de cargas vivas IMT 66.5. 14

Figura 3.6. Modelos de cargas vivas IMT 20.5 14

Figura 3.7. Se presentaron desplazamientos excesivos generando pérdida de apoyo a) El Puente de la Bahía Oakland-San Francisco en el Sismo de Loma Prieta en 1989 (Paul Bott et. al, 2008) y b) puente de Arifiye en Turquía en 1999 (<http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-transp.html>). 16

El Figura 3.8. a) El colapso del tablero del Puente de arco Nishinomiya-ko, debido al sismo de Hyogo-Ken Nanbu en Japón 1995. b) La obstrucción del paso de tráfico debido a la pérdida de apoyo (Yoshikasu K. and Hisahiro H., 2004). 16

Figura 3.9. Se generó la perdida de asiento del puente Gavin Canyon, durante el sismo de Northridge en 1994 (<http://stone-fusion.com/gavin%20failure%20images.htm>). 16

Figura 3.10. a) La colisión de tableros adyacentes del Puente Rio Santa Clara durante el terremoto de Northridge de 1994 (State of art report, 2007). b) Desprendimiento de los topes sísmico o llaves cortantes (Kawashima, K., Unjoh, S, Hoshikuma, J. and Kosa, 2010)..... 17

Figura 3.11. Fallaron las columnas durante el sismo de Kobe de 1995: a) falla por falta de longitud de desarrollo (Kazuhiko Kawashima, 2000). b) falla por soldadura a tope o refuerzo longitudinal en las zonas críticas (Reginald DesRoches, 2008) 18

Figura 3.12. a) Falla tipo flexo-compresión (Reginald DesRoches, 2008). b) Falla tipo cortante (Yoshikasu K. and Hisahiro H., 2004)..... 18

Figura 3.13. Se generó una rotación en los estribos de los puentes causado por la amplificación de la respuesta sísmica: a) el Puente Brighton en Nueva Zelanda en el 2011 (<http://strongerchristchurch.govt.nz/article/south-brightons-bridge-street-bridge-becoming-one-way-exit-only>). b) el puente en Christchurch en Nueva Zelanda del 2010 (<http://www.calit2.net/newsroom/release.php?id=1890>). 19

Figura 3.14. Acero de refuerzo expuesto a la intemperie por el desconchamiento del recubrimiento. (Composan, 2010). 19

Figura 3.15. La presencia de la humedad en el alma de la trabe de un puente causados por la falta de drenes generando perdida de resistencia (Jara J.M. y Jara M. 2010). 20

Figura 3.16. El daño generado por la presencia de contracción (M. J. Ryall, 2010)..... 20

Figura 3.17. Presencia de corrosión en conexiones como remaches y tornillos corroídos (Massaki Tatsumi, 2007). 21

Figura 3.18. Se presenta la corrosión en las uniones de las armaduras afectando gravemente la resistencia y la vida útil del puente (<http://www.wthitv.com/news/local/sr-46-bridge-to-re-open-in-november>). 21

Figura 3.19. a) En los puentes con esviajamiento, es común la socavación parcial produciéndose un mecanismo de falla por torsión, (Hec-18, 2001). b) La pérdida de material de suelo en el apoyo intermedio de las pilas (Jorge Molina, 2001). 22





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Figura 4.1. Rehabilitación de un puente simplemente apoyado mediante presfuerzo externo (Jara J.M y Jara M., 2010).....	24
Figura 4.2. Rehabilitación del puente Motín de Oro, utilizando la técnica de presfuerzo externo (Jara J.M y Jara M., 2010).	25
Figura 4.3. Esquema de la pérdida de deslizamiento de anclaje (ANIPPAC, 2002).....	27
Figura 4.4. Esquema del puente propuesto.	28
Figura 4.5. Sección transversal del puente propuesto.....	28
Figura 4.6. Posición de los ejes para determinar los coeficientes de Courbon Pi 1.....	29
Figura 4.7. Posición de los ejes para determinar los coeficientes de Courbon Pi 2.....	29
Figura 4.8. Envoltentes de los momentos flexionantes máximos para un claro de 29.5 m.....	29
Figura 4.9. Configuración del presfuerzo interior de la sección original en el extremo y en el centro del claro.	31
Figura 4.10. Excentricidad a lo largo de la viga del grupo de tendones.....	31
Figura 4.11. Configuración propuesta del tendón para una sola viga.	32
Figura 4.12. Comparativa de fuerzas inducidas de servicio y el momento resistente.	33
Figura 4.13. Envoltente del presfuerzo externo.	34
Figura 4.14. Esquema representativo del presfuerzo externo.	34
Figura 4.15. Modelo realizado mediante el sap2000 v14.....	35
Figura 4.16. Longitud de tramos del puente Motín de Oro.	35
Figura 4.17. Esquema representativo de la sección transversal del puente.	35
Figura 4.18. Esquema representativo del presfuerzo externo.....	36
Figura 4.19. Esquema representativo del presfuerzo externo.....	37
Figura 4.20. Se colocaron de nuevas trabes (vigas sombreadas) para llevar a cabo el aumento de la capacidad de carga de la superestructura.	38
Figura 4.21. Se propone la siguiente configuración de la sección transversal del puente.	39
Figura 4.22. El reforzamiento a flexión y a cortante de los puentes a) Cutzamala y b) puente de sección cajón (Construcción Sika, 2007).....	42
Figura 4.23. La estructura de la fibra y la matriz de resina de un FRP unidireccional que puede ser hasta un diámetro de un 1 micrón = 0.001 mm, (Construcción Sika, 2011).....	42
Figura 4.24. Modos de falla de vigas de concreto reforzado con reforzamiento de FRP a flexión (Yasmeen Taleb Obaidat, 2011).....	43
Figura 4.25. La comparativa de la curva esfuerzo- deformación a tensión de distintos materiales (Construcción Sika).....	44
Figura 4.26. Configuraciones de colocación de las fibras a cortante mediante FRP (Rigoberto Burgueño, 2005).	48
Figura 4.27. Colocación del FRP en posición vertical y diagonal (Hota V. S. GangaRao Narendra Taly P. V. Vijay, 2007).....	48
Figura 4.28. Esquema de la sección compuesta.....	50
Figura 5.1. Esquema representativo de la rotación plástica en la zona potencial de la pila (Seismic Desing Criteria Caltrans, 2006)	60





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Figura 5.2. La rehabilitación parcial de las columnas de sección circular mediante encamisados de fibra de carbono (http://www.luckett-farley.com/frp-strengthening/).....	61
Figura 5.3. Esquema de encamisado de acero para secciones circulares y rectangulares (M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, 1996).	62
Figura 5.4. La rehabilitación de las columnas del puente mediante encamisados de acero (Reginald DesRoches, 2008).....	63
Figura 5.5. Esquema de la rehabilitación de encamisado de concreto reforzado de secciones circulares y rectangulares (M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, 1996).	64
Figura 5.6. Esquema de la rehabilitación de encamisado de concreto reforzado de secciones circulares y rectangulares (Reginald DesRoches, 2008).	64
Figura 5.6. Esquema de representación del confinamiento en sección transversal circular y rectangular.	65
Figura 5.7. La rehabilitación de las columnas mediante la utilización de la técnica de presfuerzo externo concéntrico (Reginald DesRoches, 2008).	65
Figura 5.8. Modelo del puente realizado mediante el programa sap2000.....	66
Figura 5.10. Curvas de capacidad implementando distintos encamisados.	68
Figura 5.11. Comparativa de una columna de puente convencional y con aislamiento base.	69
Figura 5.12. El cambio de periodo (figura izquierda) y el incremento de amortiguamiento que conduce a disminución de fuerza y desplazamiento respectivamente, (figura derecha) (M. C. Constantinou et. al, 2011).	70
Figura 5.13. Apoyo de neopreno con núcleo de plomo (Paul Bott et. al, 2008).....	70
Figura 5.14. Ciclo de histéresis de aislador base.	71
Figura 5.15. Reconstrucción del Rio Claro en Chile, se realizó sentando la superestructura en apoyos flexibles (http://rba-global.com/proyectos/puente-rio-claro/).	72
Figura 5.16. Espectro de diseño híbrido pseudo-aceleraciones, realizado de acuerdo al Manual.	77
Figura 5.17. Espectro de desplazamiento para distintos amortiguamientos equivalentes β_{efe}	77
Figura 5.18. Diseño del aislador base propuesto.	78
Figura 5.19. Curva de capacidad implementando aislamiento base.	79
Figura 5.20 a) se muestra la sujeción de tramos adyacentes (Reginald DesRoches, 2008) b) muestra la sujeción del sistema tablero-columna (http://ysdk1.hatenablog.jp/entry/2012/05/19/234024).	82
Figura 5.21 En puentes con esviaje se colocan dispositivos para aumentar el asiento de apoyo (Reginald DesRoches, 2008).	82
Figura 5.22 Se muestra la instalación del sistema “Znoidal” de forma de herradura (http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/other_products.html)	83
Figura 5.23 Dispositivo de protección sísmica tipo múltiples pistones “izquierda” (http://camelliajaponesa.web.fc2.com/kobe/portliner/movingwalk01/movingwalk01.htm) y un solo pistón “derecha” (State of art report, 2007).....	83
Figura 5.24 La relación de fuerza desplazamiento del cable.....	85
Figura 5.25 a) Desplazamiento inducido por el sismo de un apoyo fijo y b) Esquema de la rigidez del sistema. ...	85
Figura 5.26 a) Desplazamiento inducido por el sismo de un apoyo móvil y b) muestra la rigidez del sistema.	87
Figura 5.27 a) Desplazamiento inducido por el sismo de un apoyo fijo y b) muestra la rigidez del sistema de dos grados de libertad.	87
Figura 5.28 Esquema de restrictores en el puente.	89





Figura 5.29 Curva de capacidad mediante la utilización de restrictores.....	91
Figura 6.1. Configuración del cable de presfuerzo para su incremento de capacidad.	98
Figura 6.2. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de presfuerzo externo a excentricidad de 62.87 cm (Izquierda) y 102.87 cm (Derecha).....	100
Figura 6.3. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de FRP para el reforzamiento a flexión (Izquierda) y cortante (Derecha).	101
Figura 6.4. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de adición de vigas para el reforzamiento a flexión (Izquierda) y cortante (Derecha).	102
Figura 6.5. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de adición de vigas comparando la cantidad de volumen de concreto.....	102
Figura 6.6. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 1.	105
Figura 6.7. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 2.	105
Figura 6.8. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 3.	106
Figura 6.9. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 4.	107
Figura 6.10. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 5.	108
Figura 6.11. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 6.	108
Figura 6.12. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 7.	109
Figura 6.13. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 8.	110
Figura 6.14. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 9.	110
Figura 6.15. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 1.	112
Figura 6.16. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 2.	112
Figura 6.17. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 3.	113
Figura 6.18. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 4.	113
Figura 6.19. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 5.	114
Figura 6.20. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 6.	114
Figura 6.21. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 7.	115
Figura 6.22. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 8.	115
Figura 6.23. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 9.	116
Figura 6.24. Modelación del aislador base mediante el link Wen.	118
Figura 6.25. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 1, b) modelo 2 y c) modelo 3.	120
Figura 6.26. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 4, b) modelo 5 y c) modelo 6.	121





Figura 6.26. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 7, b) modelo 8 y c) modelo 9.	122
Figura 6.27. Modelación del aislador base mediante el link Wen.	124
Figura 6.28. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 7, b) modelo 8 y c) modelo 9.	125
Figura 6.29. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el modelo 1 y modelo 2.	128
Figura 6.30. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el modelo 3 y modelo 4.	128
Figura 6.31. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el modelo 5 y modelo 6.	129
Figura 6.32. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el modelo 7 y modelo 8.	129
Figura 6.33 Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el modelo 9.....	129
Figura 6.34 Las curvas de costo en miles de pesos (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m mediante la utilización del presfuerzo externo.	132
Figura 6.35 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m, mediante la utilización de la fibra de carbono.	133
Figura 6.36 Las curvas costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m, mediante el uso de la técnica de adición de vigas.	134
Figura 6.37 Las curvas costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m, mediante el uso de la técnica de adición de vigas.	135
Figura 6.38 Las curvas costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m, mediante el uso de la técnica de adición de vigas.	135
Figura 6.39 Costo (\$) vs incremento de capacidad (%), para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m.....	137
Figura 6.40 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m.	138
Figura 6.41 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m.	140
Figura 6.40 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m.	141
Figura 6.43 Comparativa de costos aplicando los cuatro encamisados propuestos para los modelos con altura de 15 y 5m.	142
Figura 6.44 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%).	143





LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1. Resumen de resultados del análisis del puente.	30
Tabla 4.2. Propiedades del puente para su diseño.	30
Tabla 4.3. Resumen de resultados del análisis del puente a distancias de 2 m.	32
Tabla 4.4. Resumen de pérdidas	32
Tabla 4.5. Resumen de pérdidas	36
Tabla 4.6. Resumen de resultados del análisis del puente.	40
Tabla 4.7. Análisis de ventajas y desventajas del presfuerzo externo.	54
Tabla 4.8. Análisis de ventajas y desventajas de adición de vigas.	55
Tabla 4.9. Análisis de ventajas y desventajas reforzamiento con fibra de carbono.	56
Tabla 5.1. Resultados de las rigideces y ductilidades para distintos encamisados en los pórticos centrales de altura de 12 m.	66
Tabla 5.2. Resultados de las rigideces y ductilidades para distintos encamisados en los pórticos centrales de altura de 12 m.	66
Tabla 5.3. Resultados de las rigideces y ductilidades para distintos encamisados en los pórticos centrales de altura de 12 m.	66
Tabla 5.4. Propiedades del apoyo de neopreno-plomo.	74
Tabla 5.5. Resumen de propiedades del aislador base.	75
Tabla 5.6. Propiedades específicas para cada tipo de aislador base respectivamente para cada extremo de claro.	75
Tabla 5.7. Resumen de resultados del apoyo aislador.	76
Tabla 5.8. Resumen de resultados de fuerzas.	77
Tabla 5.9. Resumen de resultados de fuerzas.	78
Tabla 5.9. Resumen de resultados de los tres métodos propuestos para limitación de desplazamiento.	88
Tabla 5.10. Resumen de resultados aplicando el análisis estático no lineal.	89
Tabla 5.11. Análisis de ventajas y desventajas de encamisados.	90
Tabla 5.12. Análisis de ventajas y desventajas de aislamiento sísmico.	91
Tabla 5.13. Análisis de ventajas y desventajas de la utilización de restrictores longitudinales.	92
Tabla 6.1. Resumen de diseño de los parámetros más importantes del diseño de las traveses AASHTO.	95
Tabla 6.2. Propiedades específicas de los modelos propuestos para reforzamiento por fuerzas sísmicas.	100
Tabla 6.3. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 1.	102
Tabla 6.4. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 2.	102
Tabla 6.5. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 3.	103
Tabla 6.6. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 4.	104
Tabla 6.7. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 5.	104
Tabla 6.8. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 6.	105
Tabla 6.9. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 7.	106
Tabla 6.10. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 8.	106





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Tabla 6.11. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 9.	107
Tabla 6.12. Resumen de la deficiencia y propiedades.....	115
Tabla 6.13. Propiedades de los aisladores base	116
Tabla 6.14. Resumen de las principales propiedades de los aisladores base.	116
Tabla 6.15. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	117
Tabla 6.16. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	118
Tabla 6.17. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	119
Tabla 6.18. Propiedades de los aisladores base	121
Tabla 6.19. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	123
Tabla 6.20. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	123
Tabla 6.21. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	123
Tabla 6.22. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	123
Tabla 6.23. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	123
Tabla 6.24. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	124
Tabla 6.25. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	124
Tabla 6.26. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	124
Tabla 6.27. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	124
Tabla 6.29. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.....	125
Tabla 6.28 Costo mediante la utilización de presfuerzo externo en incrementos de porcentajes de capacidad. .	128
Tabla 6.31. Costo mediante la utilización de la fibra de carbono en incrementos de porcentajes de capacidad..	129
Tabla 6.32. Costos variando la longitud para los modelos propuestos usando la técnica de adición de vigas.....	131
Tabla 6.33. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de encamisado de acero A-36.....	133
Tabla 6.34. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de FRP	134
Tabla 6.35. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de presfuerzo externo concéntrico.....	136
Tabla 6.36. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de concreto reforzado.	137
Tabla 6.37. Resumen de los resultados más importante sobre el costo de reductores de desplazamiento usando cables de presfuerzo.	140





RESUMEN

Se estudiaron las principales técnicas de rehabilitación tanto para cargas verticales como para acciones sísmicas y se evaluaron las principales ventajas y desventajas respectivamente de cada técnica. Finalmente se evaluaron puentes propuestos similares a los que se encuentran en la red carretera de la República Mexicana, con el propósito de conocer el comportamiento. Los resultados muestran una eficacia en todas las técnicas usadas, sin embargo a través de un estudio económico se encontró que el costo es mayor para unas técnicas en comparación que otras.

Palabras claves: Evaluación, rehabilitación, prefuerzo, sísmica y costo.

ABSTRACT

The principal rehabilitation techniques were studied for vertical loads and seismic actions and major respectively advantage and disadvantages of each technique were evaluated. Finally the proposed bridges similar to those found in the road network of the country, with the purpose of understanding the behavior were evaluated. The results show efficacy in all techniques used, however through an economic study found that the cost is higher compared to some other techniques.

Keywords: evaluation, rehabilitation, prestressed, seismic and costs.





INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de este trabajo es analizar las principales técnicas de rehabilitación de puentes existentes para mejorar sus condiciones de seguridad, tanto para carga vertical como para acciones sísmicas. Se evalúan las ventajas y desventajas de cada técnica y se establecen recomendaciones de diseño.

Para alcanzar el objetivo, el trabajo se desarrolló en las siguientes etapas: 1) se identificaron las deficiencias que se encuentran comúnmente en puentes existentes que conducen a su rehabilitación; 2) se describen los principales procedimientos para el análisis y rehabilitación por cargas permanentes; 3) Se describen los procedimientos para el análisis y rehabilitación por carga sísmicas; 4) Se analizan las ventajas y desventajas de cada procedimiento de rehabilitación; 5) finalmente se establecen los procedimientos de diseño.

Durante el paso del tiempo se ha tenido la necesidad de realizar estudios de evaluación más precisos en cuanto a los daños provocados por la carga vertical y las acciones sísmicas. Se ha visto que cada vez más existen puentes con deficiencias de capacidad de servicio, pero donde el presupuesto económico no es suficiente y no alcanza a cubrir los gastos necesarios para rehabilitar todos los puentes. Debido a esto se han implementado dos tipos de evaluación; evaluación simple y evaluación detalla, que ha servido de mucho para identificar los puentes de mayor prioridad y que necesiten una adición de refuerzo. Los tipos de evaluación se describen en la primera parte del trabajo.





Se han realizado muchas investigaciones sobre las causas más comunes que suelen presentarse en los puentes y que producen deficiencias que conducen a su rehabilitación. Se ha encontrado una evolución significativa en el peso de los vehículos que transitan por la superficie de rodamiento de los puentes y las modificaciones de las cargas en los códigos de diseño, que se ha reflejado en bajas resistencias de los elementos estructurales que los llevan a estar fuera de los límites de diseño, reflejándose en deflexiones excesivas y grietas por flexión y cortante.

Los efectos de los sismos en los puentes han sido unas de las fuentes de investigación más importante a nivel mundial, debido a que ha tenido dentro de la historia de los puentes grandes desastres, provocando grandes pérdidas económicas. Los principales tipos de daños y sus consecuencias se describen posteriormente en el trabajo, en donde se comentan daños como los que se producen cuando la superestructura no tiene suficiente longitud de asiento generándose el colapso, debido a los cambios bruscos de rigidez que provocan desplazamientos fuera de fase. También se ha visto que los eventos sísmicos principalmente atacan a la subestructura de los puentes, observándose muchas de las veces que se carece de un buen detallado de refuerzo en las zonas de daño potenciales (articulaciones plásticas) de las pilas siendo las deficiencias más comunes: la falta de presión lateral de confinamiento en el núcleo de concreto, falta de refuerzo longitudinal, empalmes mal ubicados o con falta de longitud de desarrollo, presentes en las zonas críticas de las pilas.

Otras deficiencias importantes que se han presentado y que se describen en la tesis son los problemas que se producen durante el paso del tiempo debido a la falta de mantenimiento, como es el caso de la presencia de humedades en las nervaduras por falta de drenes o vegetación en los estribos. La corrosión también ha sido una gran amenaza y más para los puentes que se encuentran en lugares de ambientes agresivos (cerca de la costa), otra deficiencia es el flujo plástico que es una propiedad del material al ser sometido a fuerzas constantes que ocasionan pérdida de presfuerzo y por último la contracción, que se origina durante el paso del tiempo, en los elementos estructurales que están expuestos a cambios volumétrico, generados por la humedad-secado o altas y bajas temperaturas y que se manifiesta en agrietamientos perjudiciales para los elementos estructurales

Varios países han implementado investigaciones con el objetivo de buscar soluciones para incrementar la capacidad de resistencia de los miembros que constituyen a los puentes. Las técnicas que mayor éxito han alcanzado para la rehabilitación por cargas permanentes han sido: el presfuerzo externo, que ha tenido una trayectoria de optimización importante, usando cables de alta resistencia cubiertos con tubos de material de polietileno de alta densidad, también se ha encontrado que la adición de trabes suele ser una opción eficaz cuando se tiene muy baja capacidad de resistencia y espacio suficiente para su colocación. Finalmente, la fibra de carbono ha sido una técnica nueva e innovadora, que hasta hoy en día se tiene poca experiencia con respecto a su desempeño al paso del tiempo, sin embargo se ha puesto en práctica, siendo una solución exitosa y atractiva por su bajo peso específico. Los procedimientos de diseño se muestran en el capítulo cuatro de este trabajo, con algunos ejemplos de aplicación.

Por otro lado, se ha tenido la necesidad de buscar soluciones para la rehabilitación de puentes existentes para mejorar su respuesta bajo carga sísmica y aumentar la capacidad de





REHABILITACIÓN DE PUENTES

deformación con base en las deformaciones inelásticas, encontrándose que el uso de encamisados (acero, fibra de carbono, presfuerzo externo concéntrico y concreto reforzado) aplicados en zonas con mayores exigencias de demanda sísmica, no solo incrementan la resistencia sino además la ductilidad de desplazamiento. También una de las técnicas que ha sido de mucha inteligencia teniendo un gran éxito, es el asilamiento base mediante el uso de apoyos de neopreno con un núcleo de plomo, colocados entre la superestructura y la subestructura con el fin de generar un desacoplamiento del movimiento, disminuyendo los desplazamientos y esfuerzos en las pilas. Además del desacoplamiento, su función principal es absorber una cantidad de energía sísmica que la disipa a través del amortiguamiento histerético. Finalmente unas de las técnicas propuestas, que ha sido respaldada con estudios, es la implementación de reductores de desplazamientos, usando cables de alta resistencia, limitando el desplazamiento en la dirección longitudinal del cable durante fuerzas dinámicas, evitando la pérdida de asiento en tableros de puentes. En este estudio se hace una presentación de las técnicas descritas y se presenta la aplicación de cada una de ellas para el refuerzo de un puente.

La red carretera de la República Mexicana se conforma de una serie de puentes que son vulnerables ante las cargas verticales y las acciones sísmicas. Por lo que se ha tenido la necesidad de realizar evaluaciones y establecer procedimientos de diseño, con el fin de ampliar los criterios ingenieriles y conocer el comportamiento de cada técnica en particular. Por ello, se consideró necesario plantear las ventajas y desventajas de cada técnica, en cuanto a su implementación, al incremento de resistencia que puede obtenerse con cada una de ellas. Se estudió principalmente para la rehabilitación por carga vertical el aumento de capacidad en incrementos de porcentajes y en cuanto a la rehabilitación por carga sísmica con base en los resultados del análisis estático no lineal; el cortante base y la ductilidad desplazamiento. También se realizó un estudio económico sobre la cuantificación de material utilizado para su rehabilitación con respecto a cada técnica.

Finalmente se proponen conclusiones de este trabajo, vistos bajo el comportamiento de cada técnica usada y se proponen algunos puntos importantes para impulsar líneas futuras de investigación.





PROCESO DE REHABILITACIÓN

Existen puentes en la red carretera que son susceptibles de sufrir daños bajo fuerzas sísmicas. Esto los vuelve ineficientes para brindar servicio y seguridad. El especialista deberá tomar la decisión a través de una evaluación para mitigar el riesgo, tomando la elección entre una técnica de reforzamiento para aumentar su capacidad o tener la necesidad de remplazarlo. La sustitución del puente se debe tomar con base en un estudio de análisis de costo-beneficio, previendo que habrá que demoler y teniendo en cuenta el costo de maquinaria, explosivos, acarreo de material entre otros, lo cual hace que la decisión de demoler una estructura también implica un gasto que puede llegar a ser elevado. Así el especialista deberá realizar las





evaluaciones de susceptibilidad y de capacidad con mucho cuidado, es decir con criterios de ingeniería. Otra opción es no hacer nada al respecto de las deficiencias del puente, por la razón que los daños ocasionados por la demanda sísmica sean insignificantes y no representan una amenaza para la seguridad de vida, o los costos de rehabilitación resultan muy elevados, o simplemente le queda muy poco de vida útil al puente y se considera que es más conveniente no intervenirlo. En este capítulo se describe la metodología para evaluar puentes existentes, la cual se divide en una evaluación preliminar y en una evaluación detallada.

2.1 Elección del puente a evaluar

La rehabilitación deberá justificarse debido a que normalmente el presupuesto es insuficiente para la intervención de todos los puentes de una región, por lo que es necesario hacer una lista específica que caracterice su riesgo. Los estudios juegan un papel importante para su clasificación como son la importancia, sismicidad y vulnerabilidad. A continuación se describen los estudios mencionados:

1. **Importancia.** Es un parámetro que considera cuestiones socio-económicas como volumen de tráfico, tipo de vialidad (autopista), servicios de emergencia, características del cruce, importancia histórica, entre otras.
2. **Sismicidad.** Se caracteriza por estudiar las aceleraciones máximas para el sitio en particular, a través de estudios de registros sísmicos y de la evaluación de la probabilidad máxima de excedencia, dependiendo de la vida útil de la estructura. La edad del puente se mide con el factor de vida útil teniendo un nivel inferior y superior. Para el primer nivel denominado inferior, la probabilidad de excedencia es razonable dentro de la vida útil del puente, a pesar de que el sismo es pequeño, la probabilidad de presentarse es alta. Esta es la razón de tomar una tasa de 50% de probabilidad de excedencia dentro de una vida útil de 75 años que corresponde a un periodo de retorno de 100 años. Y por otro lado el nivel superior, que es muy poco probable que se presente, así la probabilidad de excedencia es baja de 7% para una vida útil de 75 años que corresponde a 1000 años de periodo de retorno.
3. **Vulnerabilidad.** El estudio deberá realizarse tomando en cuenta la susceptibilidad al daño de los elementos estructurales a posibles fallas. La vida útil es factor importante que define la razón de justificar la implementación del uso de alguna técnica, partiendo de conocer los factores como la edad, capacidad de tráfico, condiciones estructurales. La manera simple de clasificarlos de acuerdo a la vida útil es de 75 años, y se evalúa con base en los criterios del código *AASHTO*. Este reglamento recomienda que la rehabilitación puede ser poco o nada para los puentes nuevos con una vida útil sobrante de más de 50 años. Por otro lado para aquellos puentes que solo tiene una vida útil de 0 – 15 años no es recomendable reforzarlos por cuestiones de economía. Y finalmente, aquellos que se encuentren entre una vida útil restante de 16 – 50 años, son los de mayor prioridad para pensar en una rehabilitación.

2.2 El proceso de Evaluación

Es un proceso con base en criterios de ingeniería, donde se determinan los aspectos como valor, visualización de daño, tipo de estructura y análisis estructural, entre otras, bajo un conjunto de estados límites. La evaluación es una tarea compleja porque trata los puentes como únicos y cuantifica todas sus imperfecciones, lo cual implica una cantidad de investigación importante que representa tiempo y dinero. La figura 2.1 muestra a través de un diagrama de flujo el procedimiento para realizar una evaluación.



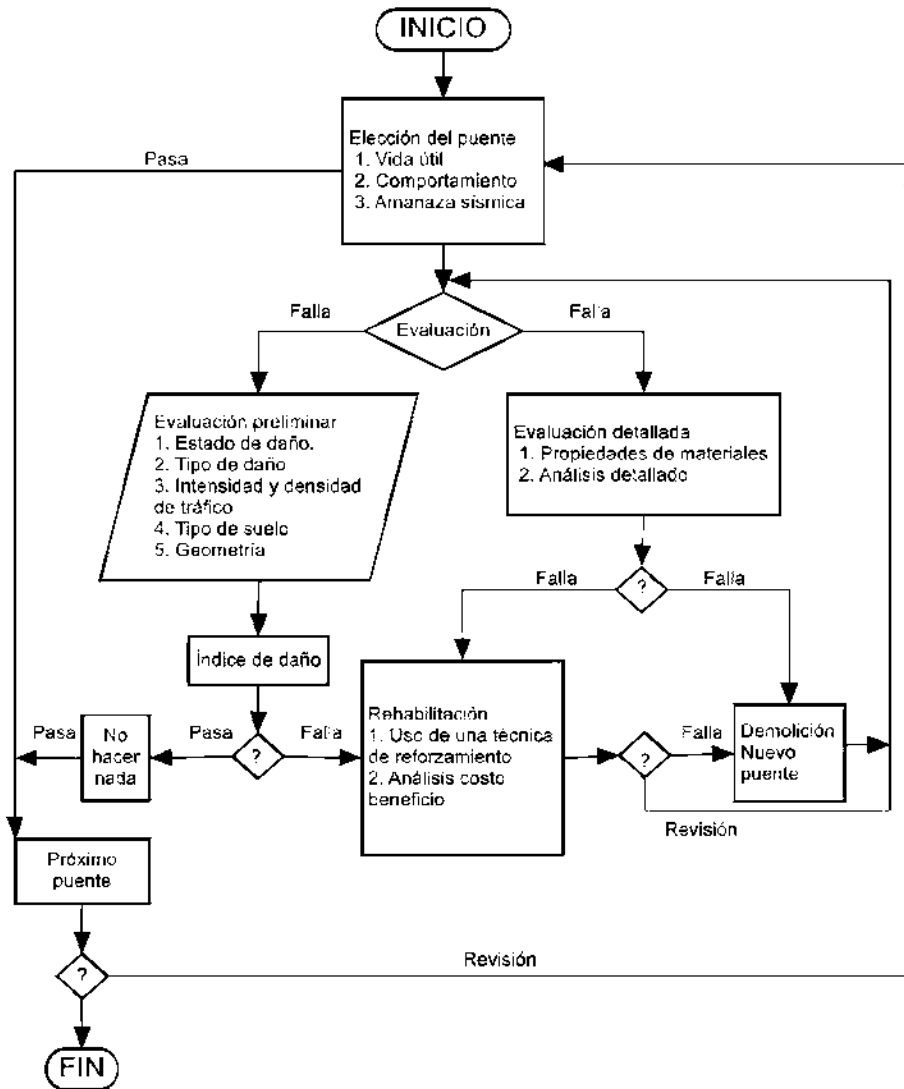


Figura 2.1. Diagrama de flujo indicando el procedimiento de una evaluación (propia).

La decisión de adoptar una técnica de reforzamiento para su rehabilitación, implica evaluar el comportamiento del puente teniendo en cuenta los siguientes tres estados:

1. Estado límite de servicio. Se aceptan daños insignificantes, donde el puente deberá estar en pleno funcionamiento, con daños reparables en los elementos no estructurales sin interrupción de tráfico.
2. Estado límite de control de daño. Los daños son importantes encontrándose en funcionalidad para vehículos de emergencia, además existen daños como grietas estrechas por flexión, juntas de dilatación que puedan encontrarse separadas y daños permanentes.
3. Estado límite de supervivencia. Los daños son significativos como pérdidas de recubrimiento, grietas considerables, deformaciones permanentes, vigas con pérdida de asiento pero no colapsadas, daños en las columnas y en la cimentación. La interrupción del tráfico es una condición que se presenta cuando el daño conduce a la falta de



capacidad para sostener cargas gravitacionales, o cuando los trabajos de rehabilitación de un puente requieren suspender el tráfico mientras se realizan.

El esquema de la figura 2.2 propuesto por CALTRANS [Priestley et. Al, 1996] muestra las características que comúnmente se consideran en los procedimientos de evaluación en función de su importancia para la seguridad sísmica del puente.

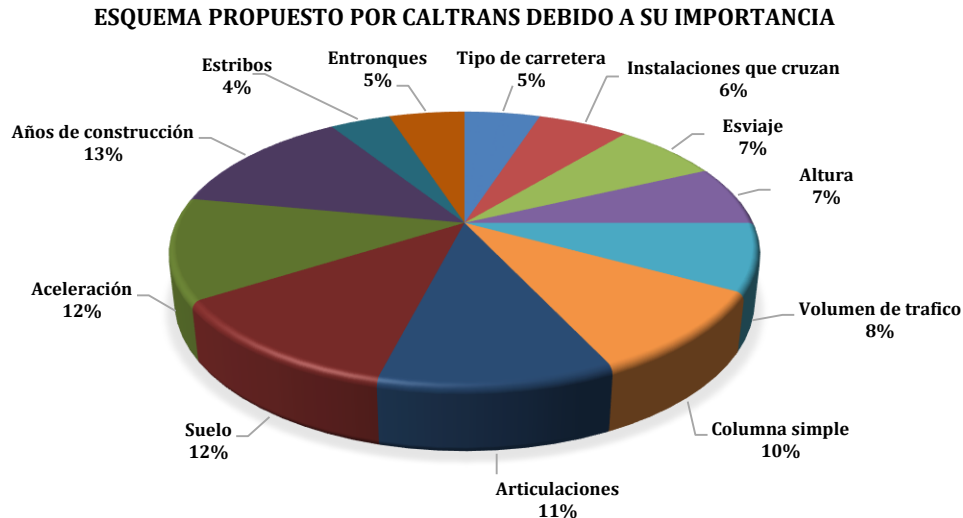


Figura 2.2. Esquema debido a su importancia (Priestley et. Al, 1996).

2.3 Metodologías de evaluación de puentes

Se han propuesto muchos métodos para agrupar los puentes que requieren de una intervención de reforzamiento. Para ello generalmente se parte de una base de datos del estado en que se encuentran para cuantificar el tipo de riesgo y tomar decisiones de modernización, sustitución o no hacer nada. La evaluación comúnmente suele dividirse en dos grupos: evaluación preliminar y evaluación detallada.

- 1) La evaluación preliminar se propone para evaluar la vulnerabilidad de una población grande de estructuras. Si se intenta realizar una evaluación detallada, aplicando métodos de análisis estructural y procedimientos de diseño como los que se usan comúnmente en la práctica, el tiempo y costo necesario es demasiado grande y haría el procedimiento muy difícil de aplicar en situaciones reales. Incluso en países industrializados, se realizan procedimientos de evaluación simplificada para proceder, posteriormente al análisis detallado de las estructuras que así lo requieran. El procedimiento preliminar consiste en detectar las condiciones de peligro sin la realización de un análisis estructural profundo partiendo de conocer el tipo de aspecto como la edad, las condiciones de suelo, tipo de estructura, densidades de tráfico, entre otras. Generalmente la afectación de seguridad de tráfico se da en la superestructura, principalmente en las carreteras secundarias donde se encuentran muchos puentes de edad mayor. Los daños ocasionados por el tráfico se realizan mediante efectos estáticos y dinámicos. Existen muchos métodos de evaluación preliminar para puentes de los cuales se mencionaran los más comunes:



- a) Método de Pezechk y colaboradores. Este método se basa en la calificación de 13 características estructurales, lugar de cimentación y la importancia del puente, con puntuaciones de evaluación de 50, 30 y 20 respectivamente. También cabe decir que en el caso de que ya tenido una intervención de rehabilitación previa y se encuentre vulnerable, se restarán cinco puntos (ver tabla 2.1, apéndice A.) La determinación del índice de vulnerabilidad I_{vp} está en función de los valores de vulnerabilidad asignados a cada parámetro Y_i .

$$I_{vp} = \sum_{i=1}^{13} Y_i \quad (2.1)$$

- b) Método de Seong Hoon Kim. El procedimiento se distingue como un método estadístico, proponiendo índices de vulnerabilidad lineal y no-lineal partiendo de asignar una calificación a una serie de datos (ver tabla 2.2 y 2.3, apéndice A), para el puente en particular. Este método asigna valores por categoría, en función de la importancia de cada índice. La fórmula 2.2 determina la vulnerabilidad lineal y la ecuación 2.3 determina la vulnerabilidad no-lineal. Ambas ecuaciones están relacionadas con los parámetros que se asigna a cada característica Y_i , peso W_i , C es una constante definida mediante un ajuste estadístico ($C = -3.84$) y Y_1 es un parámetro relacionado con la aceleración máxima del terreno.

$$IV_{k1} = \sum_{i=1}^{12} Y_i W_i + C \quad (2.2)$$

$$IV_{k2} = Y_1 * \sum_{i=1}^{12} Y_i W_i \quad (2.3)$$

- c) Método simplificado *SIPUMEX*. Esta evaluación se realiza través de una inspección visual, por lo tanto, es subjetiva, apoyándose en una base de datos a calificar con valores de cero a cinco (ver tabla 2.4, apéndice A), que corresponden a menor y mayor daño respectivamente. Las características a evaluar son condición de la superficie de rodamiento, juntas de expansión, guarnición o banqueteta, parapetos, taludes, estribos, pilas, apoyos, losa, traveses y otras deficiencias, con sus respectivas observaciones escritas.

La evaluación simplificada de los elementos estructurales del puente, da como resultado un índice vulnerabilidad I_v , indicando el estado físico de daño (entre mayor sea el índice de vulnerabilidad I_v menor es el problema). Este índice de vulnerabilidad toma un valor numérico; es decir si este valor es $I_v \geq 0.8$, se considera sin problemas y en caso de que el valor sea $I_v \leq 0.4$, se considera la necesidad de una evaluación detallada mediante la utilización de un análisis estructural.

- 2) La evaluación detallada, parte de identificar las estructuras más susceptibles al daño, de acuerdo con los resultados de calificación de la evaluación preliminar. La evaluación preliminar parte de conocer las características específicas de la estructura para realizar un análisis estructural detallado para los puentes de alto riesgo. Las propiedades de los materiales se determinan a través de pruebas de campo, o en su defecto de estudios





estadísticos de muestras representativas. El concreto puede tener un menor valor de resistencia debido a la corrosión, al agrietamiento, a la presencia de humedad, etc., o bien, puede aumentar su resistencia por edad, confinamiento y endurecimiento por deformación.

El especialista podrá elegir de acuerdo con una análisis de costo-beneficio la forma de reforzar o tomar la decisión del remplazo total. Un nuevo puente solo será factible cuando la seguridad de vida sea baja o que la rehabilitación tenga un costo similar o mayor al costo de un nuevo puente. Esta evaluación se puede realizar mediante la utilización de los siguientes métodos:

- a) Relación de demanda/ capacidad (D/C). Este método de evaluación fue propuesto en la década de los ochenta, por el Consejo de Tecnología Aplicada de los Estados Unidos (ATC-6-2). Este procedimiento consiste en conocer el índice de daño relacionado de acuerdo al tipo de problema que presente cada elemento estructural. El valor del índice de daño, se determina mediante la relación de demanda/ capacidad (D/C), es decir; mediante un análisis elástico se determina la respuesta estructural inducida por un sismo y la capacidad de resistencia de cada componente estructural se determina mediante un análisis no-lineal. Esta relación D/C , determina valores relacionados al tipo de daño, si el valor está por encima de uno, significa que la demanda es mayor a la capacidad y por lo tanto representa una falla, de lo contrario, solo será aceptable en caso de considerar que el tipo de falla permite desarrollar cierta capacidad de ductilidad.

El método D/C , fue utilizado después del sismo de Loma Prieta 1989, y posteriormente se amplió su utilización en puentes. El ATC-6-2 ha sometido este método a exámenes de comportamiento sísmico en puentes, encontrando defectos al evaluar zonas de traslape, conexiones y cortante en las pilas. Estos defectos se describen en los siguientes tres incisos:

- 1) Al aplicar el método propuesto por el ATC-6-2 sobre una sección de un elemento estructural, se concluye que la relación demanda (momento flexionante)/ capacidad (ductilidad), es un estimador pobre, comparado con la ductilidad del elemento estructural.
 - 2) También se demostró que al utilizar el método D/C , puede llevar a decisiones erróneas de reforzamiento. El ATC-6-2, lo demostró a través de un ejemplo, aplicando el método en las zonas de articulaciones plásticas en vigas y columnas. Si la relación de D/C , es mayor de uno, para los dos miembros, se considera que los dos elementos están en riesgo de falla, sin embargo las vigas están protegidas comúnmente con un factor de capacidad de 1.5. Por lo tanto, aunque las columnas necesiten reforzamiento, en las vigas no existe problema.
 - 3) Finalmente la carga axial juega un papel muy importante, en cuanto a la determinación de la capacidad de momento de una pila de puente. El método de D/C , no permite estimar con facilidad la componente de carga axial sísmica, sin embargo se ha visto que se toma la carga axial de un análisis sísmico elástico, lo cual es erróneo. Se ha observado que si la carga axial se toma de análisis de capacidad a través de iteraciones se llega a una aproximación razonable.
- b) Análisis de mecanismo de colapso (*Pushover*). Es un tipo de análisis para evaluar el comportamiento del sistema estructural cercano a la falla, por medio de la estimación de capacidad de resistencia obtenida mediante un análisis estático no lineal. El puente se considera como un sistema de un solo grado de libertad (*1SGL*), donde el





análisis valora las zonas críticas, la resistencia inelástica y la demanda de deformación. El procedimiento consiste en tomar los tramos o marcos que constituyen al puente de forma independiente, aplicándole una fuerza lateral patrón, que se incrementa hasta generar articulaciones plásticas por el deterioro de la rigidez, presentándose el mecanismo de colapso.

A partir de las características de la fuerza deformación ($F - \Delta$) se determina la rigidez del sistema K_{efe} , el periodo natural T_n , la respuesta elástica equivalente V_{E^*} que serán de importancia para determinar la aceleración elástica equivalente $S_{ar(g)}$, la cual se graficará junto con la demanda de respuesta del suelo $S_{a(g)}$, como se observa en la figura 2.3.a.

La relación de $S_{ar(g)}/S_{a(g)}$, para el mismo periodo de la estructura T_n , es de suma importancia, ya que indicara la probabilidad de excedencia anual asociado al riesgo sísmico como se observa en la figura 2.3. b.

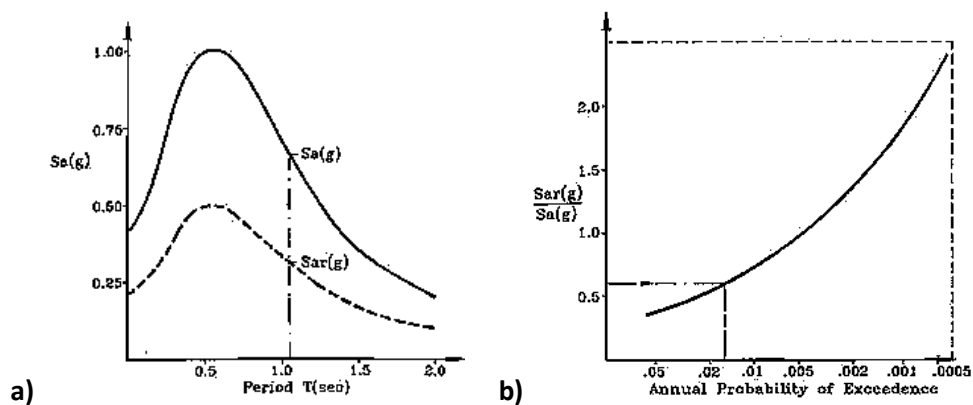


Figura 2.3. Determinación del riesgo sísmico para los estados límites de espectro de capacidad (Priestley et. Al, 1996).

Este procedimiento tiene algunas limitaciones como son:

- Si hay diferencias de rigideces entre marcos y una conexión de la junta de movimiento, el análisis independiente sobreestima la respuesta en marcos flexibles y en marcos rígidos la subestima.
- Es difícil incorporar la flexibilidad de la superestructura en el análisis, sin embargo si es posible.
- La rigidez para los marcos independientes no es adecuada en el modelo de marcos completos.

Actualmente se han propuesto otros métodos para evitar las imprecisiones señaladas en los incisos anteriores.

- c) Método detallado (*SIPUMEX*). Esta es la segunda etapa, que se aplica cuando el índice de vulnerabilidad sea $I_v \leq 0.4$. Para ello es necesario definir estados límites para su evaluación y los desplazamientos permitidos para el estado de daño. Primeramente se realiza un análisis estático no-lineal (*pushover*), con el objetivo de determinar la curva de capacidad de la estructura, trazada en un diagrama de pseudo - aceleración S_a y desplazamiento S_d y que en el mismo diagrama se dibuja el





espectro de demanda sísmica correspondiente al sitio, como se observa en la figura 2.4.

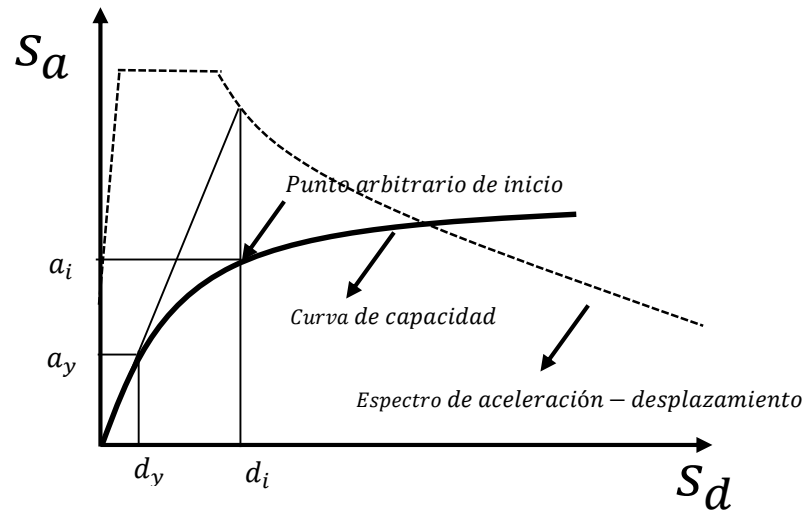


Figura 2.4. Curva de capacidad y espectro de demanda sísmica (Landa, 2006).

Una vez definidos, el espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica, se determina el desplazamiento a través de un procedimiento iterativo. Y finalmente de la última iteración se obtiene una fuerza de inercia de la demanda de aceleración, para el cual se determinara los elementos mecánicos, tales que se compararan con la capacidad del elemento.



DEFICIENCIAS DE PUENTES QUE CONDUCEN A SU REHABILITACIÓN

Muchos de los puentes existentes presentan deficiencias ante carga vertical y acciones sísmicas, debidas a la carencia de capacidad de resistencia ante probables acciones, que no fueron tomadas en el diseño. Al paso el tiempo se manifiestan otros tipos de problemas que afectan a la capacidad de resistencia las cuales son falta de mantenimiento, presencia de corrosión, flujo plástico o contracción. Estos problemas se reflejan a través a graves daños parciales y hasta totales, con la necesidad de una intervención urgente; las deficiencias mencionadas pueden llevar en casos extremos a la falla del puente, y en casos menos severos, a la interrupción del tránsito durante periodos de tiempo que pueden ser prolongados, generando la falta de comunicación entre dos poblaciones, impidiendo las operaciones de emergencia y servicio, con consecuencias tanto en lo económico como en lo social. A continuación se describirán los tipos de daños más comunes en los puentes.

3.1. Incrementos de la intensidad de las acciones

La presencia de cargas y fuerzas no usadas en el diseño y que actuarán durante los años, se presentan a través daños importantes. Estos incrementos de acciones, llevan a la estructura a una condición de inseguridad durante su vida de servicio. Se describen a continuación los daños y el incremento de las nuevas acciones verticales y sísmicas que deben considerarse en el diseño de acuerdo con las nuevas especificaciones en el país.

3.1.1 Carga viva de diseño

Al paso del tiempo los camiones de diseño han tenido una evolución significativa respecto al peso y dimensiones, ya que son dos parámetros de mucha importancia en la formulación de modelos idealizados de carga de diseño. Antes de la década de los ochentas en México se venía utilizando los camiones de diseño del código *AASHTO* teniendo el 80% de los puentes existentes diseñados por no tener un propio código. Los camiones de diseño utilizados de esa época eran, HS-15 con un peso total de 25.15 toneladas y el camión HS-20 con un peso total de 33.5





REHABILITACIÓN DE PUENTES

caracterizado por tractor camión con dos ejes equivalentes y un semirremolque con un solo eje equivalente como se observa en la figura 3.1.

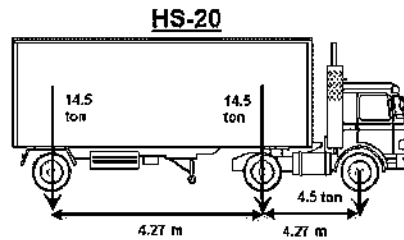


Figura 3.1. Camión de diseño HS-20, AASHTO (Jara J.M y Jara M, 2010).

Debido a la evolución considerable de los camiones se deja al olvido los camiones propuestos por el código Norteamericano (AASHTO) en los ochentas, observándose que los efectos provocados (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) eran bajos comparados con las cargas reales que transitaban sobre las carreteras de la República Mexicana. De este modo la Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT) proponen dos camiones de diseño: el camión T3-S3 con un peso total de 48.50 toneladas que se distingue por un tractor camión de tres ejes y un semirremolque de tres ejes como se observa en la figura 3.2 y el segundo camión T3-S2-R4 con un peso total de 66.50 toneladas caracterizándose por un tractor camión de tres ejes equivalentes más dos semirremolques donde el primero es de dos ejes y el segundo de cuatro ejes equivalentes como se observa en la figura 3.3.

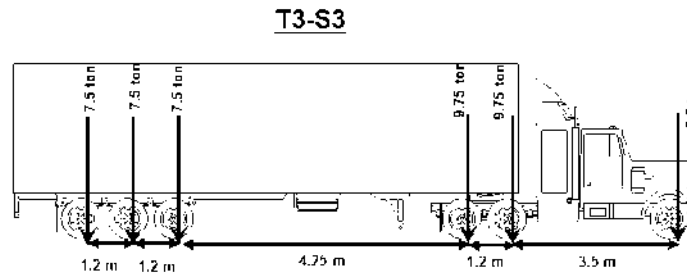


Figura 3.2. Peso del camión T3-S3 (Jara J.M y Jara M, 2010).

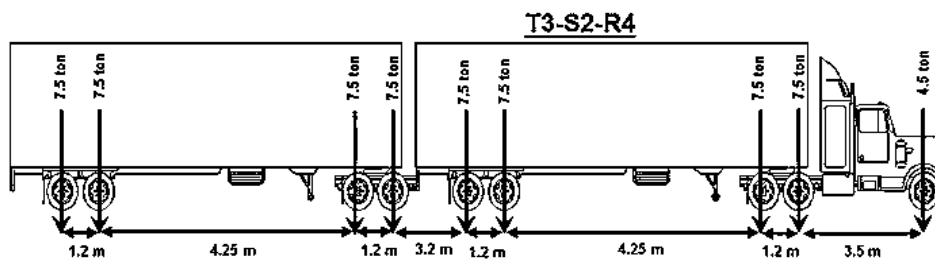


Figura 3.3. Peso del camión T3-S2-R4 (Jara J.M y Jara M, 2010).

Estos nuevos camiones representaban a los camiones más pesados que circulaban por las carreteras nacionales, sin embargo este gran cambio deja a muchos puentes con grandes deficiencia de resistencia de capacidad, formándose grietas verticales por flexión al centro del claro o en los extremos grietas en dirección diagonal por cortante (ver figura 3.4), y en las losas deflexiones importantes generando el desconchamiento del recubrimiento, que durante el proceso del ciclo de estado seco-humedad afecta al acero de refuerzo induciendo corrosión.



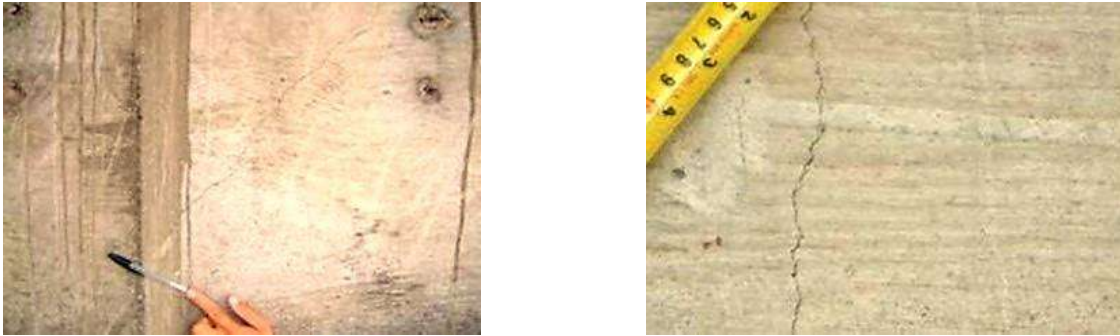


Figura 3.4. El agrietamiento en las nervaduras de un puente por falta de capacidad a cortante (izquierdo). El agrietamiento en las nervaduras, del puente por falta de capacidad a flexión (derecha) inducidas por la carga viva (Jara J.M y Jara M 2010).

Más tarde al principio de los años noventa, se observaron mediante estudios una nueva superación en cuanto al peso permitido, lo cual produjo un nuevo cambio, realizando la combinación de los dos camiones propuesto por la SCT. Esta combinación se realizó mediante análisis estáticos y de probabilidad considerando un camión muy pesado con tasa de probabilidad muy baja de presentarse en lapso de la vida útil del puente. Los camiones propuestos fueron el camión IMT 66.5, que se idealizo para carreteras principales con claros mayores o iguales a 30m, (ver figura 3.5.a) proponiendo tres cargas puntuales diferentes y una carga uniformemente repartida en función de la longitud del claro L (ver ecuación 3.1). Además este mismo camión para claros menores a 30m, hubo un cambio quitando la carga uniformemente repartida y solo quedando las cargas puntuales (ver figura 3.5.b).

$$W = L - 30 / 60 \left(\frac{t}{m} \right) \quad \text{si } 30m \leq L \leq 90m \quad (3.1)$$

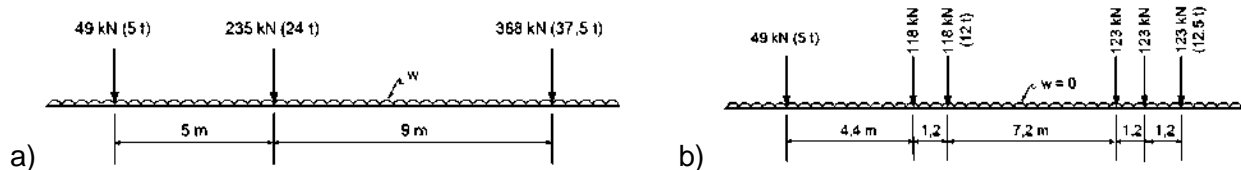


Figura 3.5. Modelos de cargas vivas IMT 66.5.

También se idealizo otro modelo de diseño solo para carreteras tipo D denominado IMT 20.5, considerando los mismos estudios que el IMT 66.5. Este modelo se diseñó para claros mayores o iguales a 15m proponiendo dos cargas puntuales y una carga uniformemente repartida (ver figura 3.6.a) y para claros menores a 15m se propone tres cargas puntuales más una carga uniformemente repartida (ver figura 3.6.b).

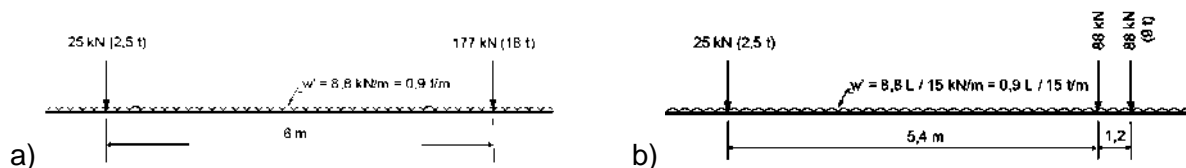


Figura 3.6. Modelos de cargas vivas IMT 20.5





3.1.2 Acciones sísmicas en puentes

Los daños en los puentes ante sollicitaciones sísmicas están directamente relacionadas con las propiedades del puente. Estas estructuras son altamente vulnerables ante los eventos sísmicos, donde se sabe, que muchas estructuras sufren severos daños en sus elementos estructurales debidas a la filosofía del diseño elástico, y la falta de refuerzo adecuado. Así esta filosofía conduce a elementos mecánicos erróneos en los elementos estructurales que producen fuerzas distintas a las que se presentan durante un evento sísmico real.

Los puentes comenzaron a diseñarse sin la consideración de las acciones sísmicas. A través del tiempo se ha creado varios códigos de diseño, de los cuales destaca el *AASHTO*, siendo una de las primeras filosofías propuestas en los años de 1931, que durante las dos primeras décadas solamente se mencionaban las cargas sísmicas y que más tarde se propuso una filosofía de diseño especialmente para puentes. Por otro lado el Departamento de Transporte de California (*CALTRANS*), inicio 1940 proponiendo una guía de diseño de puentes, que durante el paso de los años ha tenido modificaciones importantes por eventos sísmicos, del cual destaca el sismo de San Fernando en 1971. Estas modificaciones importantes dejaron totalmente fuera del diseño a muchos puentes quedando desprotegidos y vulnerables a las acciones sísmicas. En México no se cuenta con un código de diseño de puentes propio, es decir, casi todos los puentes son diseñados con la normativa Norteamericana, pero tomando las cargas sísmicas apegadas al Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de Comisión Federal de Electricidad.

El diseño elástico es una de las deficiencias principales de las décadas de los 70's y 80's en los puentes. Esta filosofía tomaba fuerzas sísmicas bajas comparadas con la reales o utilizaba la rigidez de la sección gruesa y no consideraba que durante la incursión al intervalo inelástico la rigidez correspondiente a la de la sección agrietada. Asimismo las ubicaciones y magnitudes de los momentos generados por las combinaciones de carga gravitacionales y fuerzas sísmicas eran incorrectos donde muchas de las veces para el diseño de la resistencia a flexión se utilizaba un 6% del peso gravitacional como equivalencia de las fuerzas sísmicas cuando se ha visto que tales fuerzas sobre pasan del 100% en muchos casos. A continuación se describen las fallas más comunes que se ha presentado en la historia de los puentes ante eventos sísmico.

3.1.2.1 Pérdida de longitud de apoyo

En la superestructura de los puentes, suelen presentarse cambios bruscos de rigidez entre los tramos adyacentes, como consecuencia se producen movimientos fuera de fase, provocando desplazamientos mayores los contemplados, generándose pérdida de longitud de asiento. Tal es el caso que se presentó en el Puente de San Francisco-Oakland durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 con magnitud de 6.9. Los estudios dictaminaron que el puente fue afectado por las propiedades del sitio lo cual se amplificó el sismo teniendo periodos más largos. El desplazamiento entre los tableros fue de aproximadamente de 15 centímetros, llevando a una pérdida de asiento y en consecuencia la caída del tablero como se observa en la figura 3.7.a. Otro ejemplo es el puente de Arifiye en Turquía, se presentó un sismo 1999, lo cual las investigaciones asumió que fue debido a que se encontraba muy cerca del epicentro, lo cual genero desplazamiento muy grandes ocasionando la caída todos sus tableros obstruyendo el paso vehicular como se muestra la figura 3.7.b. De la misma manera en el puente arco Nishinomiya-ko en Japón en el terremoto de 1995 con magnitud de 7.4, como se muestra en la figura 3.8.a, los estudios observaron que la estructura estaba sentada sobre suelo blando produciendo durante el sismo una licuefacción afectando a los apoyos desplazándose fuera de fase, causando el colapso del tablero del lado que se tenía menos longitud de asiento. El puente





REHABILITACIÓN DE PUENTES

además tenía apoyos tipo pivote en los extremos de los claros, quedando dañados por los desplazamientos significativos (ver figura 3.8).

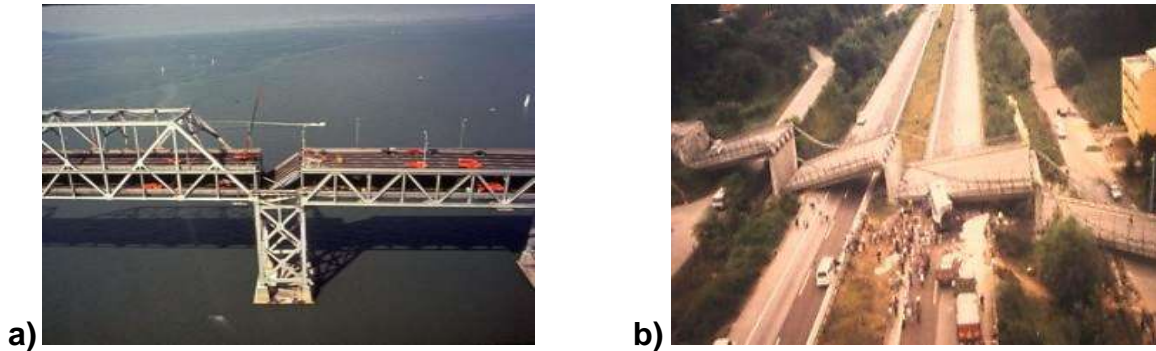
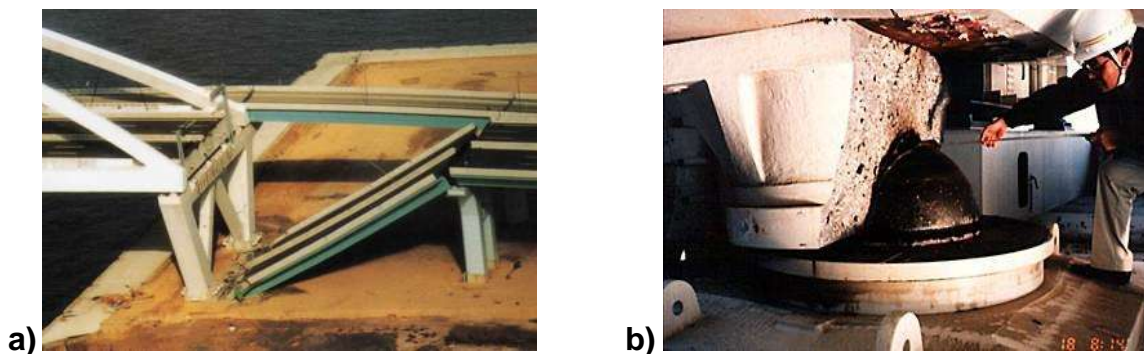


Figura 3.7. Se presentaron desplazamientos excesivos generando pérdida de apoyo a) El Puente de la Bahía Oakland-San Francisco en el Sismo de Loma Prieta en 1989 (Paul Bott et. al, 2008) y b) puente de Arifiye en Turquía en 1999 (<http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-transp.html>).



El Figura 3.8. a) El colapso del tablero del Puente de arco Nishinomiya-ko, debido al sismo de Hyogo-Ken Nanbu en Japón 1995. b) La obstrucción del paso de tráfico debido a la pérdida de apoyo (Yoshikasu K. and Hisahiro H., 2004).



Figura 3.9. Se generó la pérdida de asiento del puente Gavin Canyon, durante el sismo de Northridge en 1994 (<http://stone-fusion.com/gavin%20failure%20images.htm>).

En muchas ocasiones debido a las condiciones del relieve del sitio es necesario construir puentes con esviajamiento. Esta característica hace que en presencia de terremotos, se





encuentre en riesgo de sufrir una rotación respecto de su eje vertical, lo que produce la pérdida de asiento del extremo del lado agudo del tablero y del estibo. Este efecto sucedió en el sismo de Northridge en 1994, con magnitud de 6.9 perdiendo los tableros el Puente de Gavin Canyon (ver figura 3.9).

3.1.2.2 Daños en juntas de dilatación, apoyos y llaves cortantes

La colisión de los tableros se produce por los movimientos desfasados en dirección longitudinal, generándose el golpeteo de los tramos adyacentes, llegando al daño parcial y dejando juntas de dilatación en estado de deformabilidad o teniendo una separación significativa como se observó en el Puente Rio Santa Clara durante el terremoto de Northridge de 1994 (ver figura 3.10.a). Los topes sísmicos también están expuestos a fuerzas importantes ya que su función es recibir el impacto de la superestructura para evitar el desalineamiento transversal del puente y contribuir además a la disipación de energía. Los elevados desplazamientos laterales, ante eventos sísmicos producen un daño parcial o total como se presentó en el sismo de Chile en el años 2010 (ver figura 3.10.b).

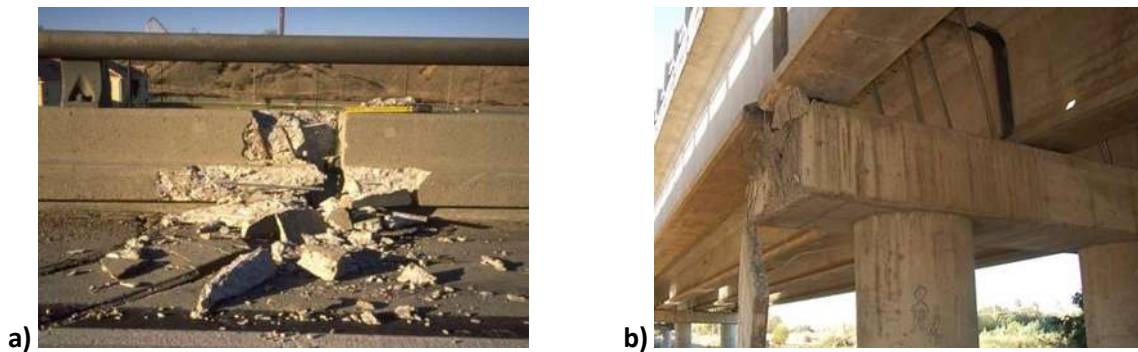


Figura 3.10. a) La colisión de tableros adyacentes del Puente Rio Santa Clara durante el terremoto de Northridge de 1994 (State of art report, 2007). b) Desprendimiento de los topes sísmico o llaves cortantes (Kawashima, K., Unjoh, S, Hoshikuma, J. and Kosa, 2010)

3.1.2.3 Daños en la subestructura

Es importante saber que la subestructura de un puente es la más afectada durante eventos sísmicos por lo que se inducen esfuerzos muy grandes. La carencia de filosofía de diseño de hace tres o cuatro décadas no se consideraban la rigidez agrietada, la ductilidad y los análisis no lineales, lo cual repercutió en varios puentes de esa época llevándolos sufrir daños considerables.

Muchos de los puentes de la ciudad de Kobe durante el sismo de 1995 de magnitud 7.4 sufrieron graves daños principalmente debidos a fallas de pilas. El viaducto principal de la ciudad de kobe tuvo dieciocho tramos colapsados, donde los reportes informaron que los esfuerzos a cortante fueron mayores a los admisibles por diseño, es decir el viaducto fue terminado en el año 1969, lo cual no cumplía con ciertos requisitos. Los informes reportaron que la falla principal fue debida a la falta de longitud de traslape que durante la oscilación transversal del puente, surgiendo grietas horizontales por flexión a una distancia de 2.5 medido de la base, y donde un tercio de refuerzo longitudinal no tenía suficiente longitud de traslape, lo cual se encontraba dentro de la zona de la articulación plástica, debido a esto se manifestaron grietas diagonales por cortante y



a medida que aumentaron los esfuerzos, el concreto falló, inclinándose la columna hasta tener la ruptura por completo (ver figura 3.11.a). Al mismo tiempo durante mismo sismo en otros puentes se observaron que las columnas tenían un mal detallado en las zonas críticas encontrándose soldadura mal ejecutada, lo cual produjo bajos niveles de ductilidad a la deformación (ver figura 3.11.b).

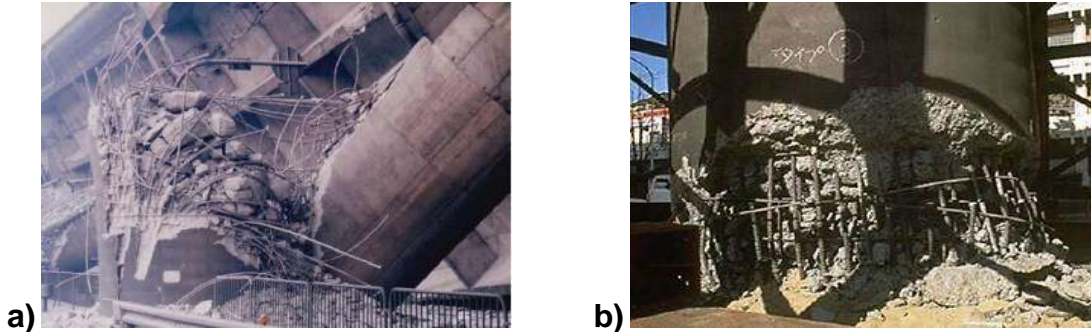


Figura 3.11. Fallaron las columnas durante el sismo de Kobe de 1995: a) falla por falta de longitud de desarrollo (Kazuhiko Kawashima, 2000). b) falla por soldadura a tope o refuerzo longitudinal en las zonas críticas (Reginald DesRoches, 2008)

En zonas de articulaciones plásticas es necesario contar con un buen confinamiento y un adecuado detalle en la conexión de lo contrario el elemento exhibirá poca ductilidad de deformación. Esto ocasionará una falla por flexión-compresión que producirá rápidamente el agrietamiento en el núcleo de concreto de la columna y el pandeo del refuerzo longitudinal, afectando a la resistencia de capacidad de cargas de servicio (ver figura 3.12.a). Muchos de los puentes están diseñados elásticamente y son susceptibles a tener una falla a cortante por falta de confinamiento, lo cual exhiben bajos niveles de deformación generándose una falla frágil explosiva, colapsando totalmente la estructura de inmediato como se observa en la figura 3.12.b, viaducto de ferrocarril durante el sismo de Hanshin en 1995.

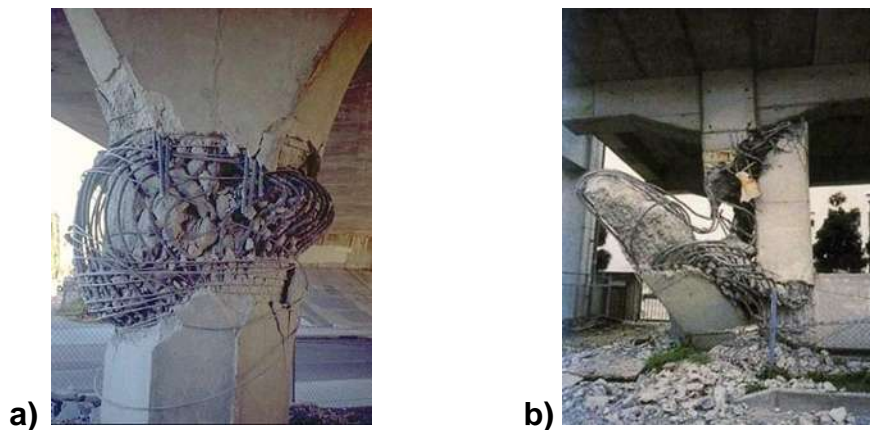


Figura 3.12. a) Falla tipo flexo-compresión (Reginald DesRoches, 2008). b) Falla tipo cortante (Yoshikasu K. and Hisahiro H., 2004).

3.1.2.4 Daños por la amplificación de la repuesta en suelo blando

Los sismos inducen presiones laterales activas en el suelo junto al estribo, originándose la pérdida de suelo de cimiento bajo del elemento estructural, provocando la rotación global y



llevando en los pilotes de cimentación a un mecanismo de falla a cortante, como se observa en la figura 3.13.a donde se presentó terremoto de Brighton y en la figura 3.13.b en Christchurch, Nueva Zelanda.

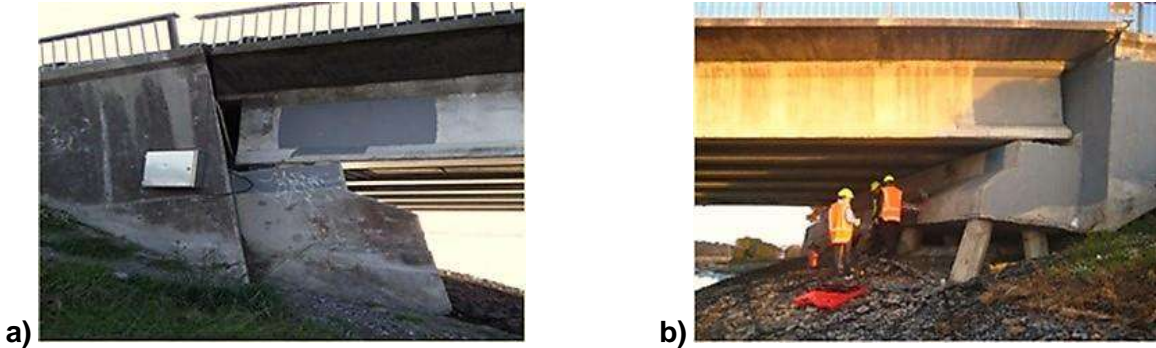


Figura 3.13. Se generó una rotación en los estribos de los puentes causado por la amplificación de la respuesta sísmica: a) el Puente Brighton en Nueva Zelanda en el 2011 (<http://strongerchristchurch.govt.nz/article/south-brightons-bridge-street-bridge-becoming-one-way-exit-only>). b) el puente en Christchurch en Nueva Zelanda del 2010 (<http://www.calit2.net/newsroom/release.php?id=1890>).

3.2 Deficiencias de estructuración, diseño y construcción

Se sabe que los vehículos que circulan sobre los puentes inducen fuerzas por efectos dinámicos, (impacto, velocidad o frenado, vibraciones) fuerzas centrífugas (puentes curvos) y el efecto del peso propio del camión con respecto a puente. Estas consideraciones son tomadas con un factor de impacto que en muchas ocasiones no es considerado para el diseño, lo cual produce vulnerabilidad de inestabilidad. Por otro lado durante el mantenimiento de la superficie de rodamiento de los puentes de la red carretera, no se tiene el cuidado de quitar la carpeta asfáltica y colocar una nueva. Este mal cuidado genera un sobre peso no contemplado en el diseño del proyecto, que en muchos puentes se ha observado capas asfálticas con espesores de 0.40 m, con un peso de 0.88 t/m^2 , donde el diseño solo proyecto una capa asfáltica de 0.05 m, con un peso de 0.11 t/m^2 , teniendo una gran diferencia importante en cuanto al peso. También sea observado comúnmente la mala calidad de los materiales o dosificación de los agregados pétreos del concreto y la compactación, generando la permeabilidad entrando agua por fisuras, induciendo grietas o corrosión en el acero de refuerzo (ver figura 3.14).



Figura 3.14. Acero de refuerzo expuesto a la intemperie por el desconchamiento del recubrimiento. (Composan, 2010).



3.3 Efectos del tiempo

Mucho de los puentes se encuentran en un ambiente agresivo que al paso de los años se manifiestan daños en la superestructura y subestructura, debida a la falta de mantenimiento. Las principales causas debidas al paso del tiempo se describen a continuación.

3.3.1 Presencias de humedades

El mal funcionamiento de los drenes en la calzada de rodamiento suelen ser por malas colocaciones, por material arrastrado por escurrimiento de la precipitación o simplemente durante el paso del tiempo se genera a ruptura (ver figura 3.15). También durante sismos importantes es común ver juntas de dilatación deformables teniendo separaciones entre tableros que puede entrar el agua de lluvia. Estas entras de flujo afectan a los elementos estructurales durante el transcurso del tiempo ocasionado la pérdida de resistencia y más cuando el miembro presenta grietas debidas por la contracción y flujo plástico.



Figura 3.15. La presencia de la humedad en el alma de la trabe de un puente causados por la falta de drenes generando pérdida de resistencia (Jara J.M. y Jara M. 2010).

3.3.2 Flujo plástico y contracción

Al paso del tiempo el concreto va sufriendo deformaciones importantes por la presencia de cargas aplicadas en forma constante, donde van originando el reacomodo de las partículas del concreto. A este tipo de deformación se le llama flujo plástico, que es propiedad del material. Las deformaciones finales suelen ser considerables comparándolas con las iniciales, causando una redistribución de esfuerzos y provocando un aumento de deflexiones en los elementos del sistema estructural. Por otro lado la contracción también genera agrietamientos en el concreto como se observa en la figura 3.16, debido a los cambios volumétricos. Este problema suele ser reversible con la aplicación de agua, pero no llega a tener la forma original.



Figura 3.16. El daño generado por la presencia de contracción (M. J. Ryall, 2010).



3.3.3 Corrosión

Muchos de los puentes de la red carretera, son atacados por la corrosión por estar expuesto a la intemperie y más los que están cerca del mar o sobre ríos. Existen dos tipos de corrosión: la directa que ocurre cuando hay una temperatura elevada en la ausencia de agua y la segunda que es cuando interviene el agua, que es la más general. Los principales factores son cloruros con una combinación de reacción química del aire filtrándose en los poros, microfisuras, atacando al acero de refuerzo, surgiendo tensiones expansivas generando pérdida de recubrimiento o pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, lo que lleva a una disminución de resistencia de momentos de flexión y cortante. Asimismo las filtraciones de agua llegan a las juntas de dilatación en los tableros, sufriendo corrosión y en conexiones de acero es común ver este fenómeno atacando a los pernos y remaches perdiendo fuerza de resistencia ante un evento sísmico como se observa en la figura 3.18.



Figura 3.17. Presencia de corrosión en conexiones como remaches y tornillos corroídos (Masaki Tatsumi, 2007).



Figura 3.18. Se presenta la corrosión en las uniones de las armaduras afectando gravemente la resistencia y la vida útil del puente (<http://www.wthitv.com/news/local/sr-46-bridge-to-re-open-in-november>).

La falta de mantenimiento se refleja en los puentes con armadura de acero, encontrándose graves daños en las uniones y elementos principales, donde muchas de las veces ya no es factible realizar una reparación sino sustituir el elemento ocasionando grandes pérdidas económicas e interrupciones de tráfico durante un tiempo duradero (ver figura 3.18).

3.4 Socavación

Los colapsos en los puentes suele ser por la socavación principalmente, que provocan asentamientos parciales o totales. La socavación es la erosión del suelo donde se desplanta la cimentación ocasionada por el flujo del agua. Las construcciones de puentes obstruyen cierta



parte del paso de la corriente de un río, así de esta manera se reduce el área hidráulica, ocasionando el aumento de velocidad de la corriente y la capacidad de arrastres de sedimentos de sólidos generándose un socavación general, local o ambas.

3.4.1 Socavación general y local

Se presenta comúnmente en la disminución del área hidráulica, produciendo vórtices y disminución de la elevación del suelo alrededor de en los estribos. Este fenómeno se le llama socavación general donde estribo tiende a sufrir asentamientos parciales produciéndose grietas verticales mayores de 7cm o muchas de las ocasiones la consecuencia es el surgimiento del mecanismo de torsión llevando a una rotación el extremo afectado por el asentamiento, como se observa en la figura 3.19.a.

La socavación local sucede al no cubrir claros grandes longitudinales, debido a esto suele colocarse una o varias pilas dentro del cauce y de la misma manera se genera la erosión por la contracción y la obstrucción de paso del flujo, generando la pérdida de suelo aguas arriba del apoyo, llevándolo a un pérdida económica significativa como se observa en la figura 3.20.b.



Figura 3.19. a) En los puentes con esviamiento, es común la socavación parcial produciéndose un mecanismo de falla por torsión, (Hec-18, 2001). b) La pérdida de material de suelo en el apoyo intermedio de las pilas (Jorge Molina, 2001).



REHABILITACIÓN POR CARGAS VERTICALES

En las últimas décadas sea tenido un incremento en el peso y en la cantidad de los camiones que transitan por la superficie de las redes viales produciendo deficiencias de baja capacidad en los elementos estructurales en puentes. Muchas de estas estructuras están diseñados con códigos actuales, pero carecen de una mala construcción y mantenimiento o la calidad de los materiales es inferior al de proyecto de diseño. También se han realizado estudios, donde se ha demostrado que casi el cincuenta por ciento de los puentes, tienen una edad de cincuenta años con una buena durabilidad, pero con una capacidad relativamente baja comparada con la capacidad de carga actual.

En la actualidad la elección de la técnica de rehabilitación y el material a utilizar, dependerá del daño de deterioro y el tamaño de las grietas (0.2 mm para zonas con condiciones ambientales normales y 0.1 mm para zonas con condiciones químicamente agresivas). Asimismo en muchos países se ha tenido la necesidad de tomar medidas de prevención para mejorar y aumentar la capacidad de resistencia mediante la utilización de una técnica de rehabilitación, sin la necesidad de una sustitución total. A continuación se describen los métodos más utilizados en la actualidad para rehabilitación por carga vertical en puentes de concreto reforzado.

4.1 Reforzamiento de superestructura mediante el presfuerzo externo

Es una de las técnicas más eficientes para el reforzamiento de superestructuras de puentes, surgiendo por primera vez en el año de 1934 propuesto por *Dischinger*. En un principio esta técnica no tuvo mucha aceptación debido a la corrosión en los cables de presfuerzo externo. Durante el paso de los años mejoró el método, teniendo un gran éxito entre los años setenta y ochenta, colocando los cables de presfuerzo externo dentro de fundas de polietileno de alta densidad, rellenas con lechada de concreto para la protección contra la corrosión, convirtiéndose muy atractiva debido a sus ventajas, como la simplicidad y la rentabilidad, generando un método





eficaz con un objetivo de restaurar la capacidad de servicio. La consideración a tener en cuenta es que la superestructura del puente, deberá tener la capacidad de resistir las cargas muertas por lo que el presfuerzo externo ayudará a tomar los efectos de la carga viva, aunque en ocasiones también son diseñados para contribuir a soportar la carga viva actual y una fracción de la carga muerta.

La técnica del presfuerzo externo se caracteriza por el fortalecimiento mediante la colocación de cables, situados fuera de la sección transversal de los elementos estructurales. Es decir el cable deberá estar en la dirección del eje longitudinal de la viga para absorber los esfuerzos flexionantes inducidos por las demandas de servicio. Muchas de las veces el cable puede colocarse en la cara inferior del elemento, pero se tiene el riesgo de que si el puente es un paso superior vehicular puede tener daños por impacto. La configuración y la posición del cable no importa, siempre y cuando cubra la demanda de carga, económica, simple y se tenga el cuidado de protegerlos contra cualquier daño a futuro ya sea de impacto, corrosión o incluso vandalismo.

El cable se puede adaptar a cualquier tipo de superestructura ya sea simplemente apoyada, continua o sección en cajón. Generalmente se conforma de bloques de anclaje, instalándolos en ambos extremos de la viga, con el objetivo de evitar que el cable tienda a sufrir pérdida de fuerza y que siempre se mantenga tenso. Además a través de la longitud del cable, se colocan bloques desviadores que se deberán considerar parte de la estructura y ser diseñados para resistir las fuerzas inducidas por el presfuerzo externo, es decir que la componente vertical no genere una falla por punzonamiento y pueda dañar al miembro estructural. Comúnmente los puentes simplemente apoyados que se componen de una serie de vigas preforzadas, como el que se muestra en la figura 4.1, se coloca presfuerzo longitudinal para ayudar a contrarrestar principalmente las deflexiones, pero en muchas de las ocasiones este presfuerzo longitudinal, que incrementa también la capacidad a cortante al someter a la viga a un esfuerzo de compresión uniforme, en ciertos casos el incremento de cortante no es suficiente, por lo que es necesario implementar presfuerzo vertical en los extremos del elemento y mejorar su comportamiento ante este tipo de esfuerzos.

En puentes formados por una superestructura continua de sección cajón, como el puente Motín de Oro que se muestra en la figura 4.2, la configuración del cable se realiza de manera continua a lo largo de toda la superestructura, o continua en algunos claros, por lo que se requieren bloques desviadores en las zonas inferiores y en la parte superior de la superestructura. En estos casos las pérdidas por fricción son más elevadas, sin embargo, esta configuración del cable es una de las muchas opciones que se pueden adaptar a tramos continuos, y suele ser una técnica muy eficaz también en estos casos.



Figura 4.1. Rehabilitación de un puente simplemente apoyado mediante presfuerzo externo (Jara J.M y Jara M., 2010).



Figura 4.2. Rehabilitación del puente Motín de Oro, utilizando la técnica de presfuerzo externo (Jara J.M y Jara M., 2010).

4.1.1 Procedimiento de diseño de la técnica de presfuerzo externo

La aplicación del procedimiento de diseño de la técnica de presfuerzo externo se basa en los siguientes pasos:

- ✓ Investigar las propiedades de los materiales y las dimensiones correspondientes del puente en particular.
- ✓ Evaluar los daños y determinar la capacidad de los elementos estructurales.
- ✓ En caso de tener imperfecciones, como grietas o corrosión, el miembro se deberá reparar o sustituir tales daños para proseguir con el diseño de aumento de capacidad.
- ✓ Evaluar las cargas muertas y las cargas vivas actuales con las ecuaciones 4.1 y 4.2.

a) Expresión para la determinación del momento requerido:

$$MD_{ise} = 1.3 [M_{cm} + 1.67 I (P_i M_{cv})] \quad (4.1)$$

b) Expresión para la determinación del cortante requerido:

$$VD_{ise} = 1.3 [V_{cm} + 1.67 I (P_i V_{cv})] \quad (4.2)$$

Donde MD_{ise} es momento flexionante, VD_{ise} es la fuerza a cortante, M_{cm} es momento flexionante por carga muerta, V_{cm} es fuerza cortante por carga muerta, M_{cv} es momento flexionante por carga viva y V_{cv} es la fuerza cortante por carga viva.

El factor de distribución I , esta en función de la longitud L .

$$I = \frac{15.24}{L+38.1} \quad (4.3)$$

$$P_i = \text{factor de Courbon} \quad FD(i) = P \left[\frac{1}{n} + \frac{ex_i}{\sum x_i^2} \right] \quad (4.4)$$

Donde P es la fuerza, n es número de elementos, e es excentricidad y x_i es la distancia de eje de la viga al eje del puente.

- ✓ La determinación de diferencia se determina mediante la ecuación 4.5 y 4.6.



- a) Determinación del momento requerido:

$$\Delta M = M_{resistente} - M_{actuante} \quad (4.5)$$

- b) Determinación del cortante requerido:

$$\Delta V = V_{resistente} - V_{actuante} \quad (4.6)$$

- ✓ Determinar el área de acero necesaria de los cables, y la excentricidad necesaria a lo largo de los elementos estructurales, para soportar los elementos mecánicos señalados en las expresiones anteriores.
- ✓ Proponer la configuración final del cable.
- ✓ Calcular las pérdidas del presfuerzo externo.

La pérdida de fuerza del presfuerzo se divide en dos casos: pérdidas instantáneas Δ_{PTi} y pérdidas a largo plazo Δ_{PTd} , que se calculan mediante el uso de la ecuación 4.7.

$$\Delta_{P\ Total} = \Delta_{PTi} + \Delta_{PTd} \quad (4.7)$$

Donde:

$$\Delta_{PTi} = \Delta_{fr} + \Delta_{fanc} \quad (4.8)$$

$$\Delta_{PTd} = \Delta_{ffp} + \Delta_{fpr} \quad (4.9)$$

Donde Δ_{fr} es la pérdida por fricción, Δ_{fanc} es la pérdida por deslizamiento del anclaje de acero, Δ_{ffp} es la pérdida por flujo plástico y Δ_{fpr} es la pérdida por relajación del acero.

- 1) Las pérdidas instantáneas Δ_{PTi} , surgen después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo aplicada al cable y se determinan con la suma de las siguientes pérdidas:

- a) Pérdidas por fricción Δ_{fr} , se obtiene a partir de la ecuación 4.10. A medida que el cable se desliza en el ducto, existiendo curvaturas intencionadas por los dobleces del cable a través del ducto, generando una fuerza contraria a la del presfuerzo, surgiendo una pérdida de tensión.

$$\Delta_{fr} = f_x (1 - e^{-(KL + \mu\alpha)}) \quad (4.10)$$

Donde f_x es esfuerzo del cable tensado, e es base de logaritmo natural, L es distancia del anclaje hasta el punto de consideración, K es coeficiente de fricción por desviación del cable, μ es coeficiente de fricción por curvatura y α es cambio angular del cable desde el extremo hasta el punto x (rad):

- b) Deslizamiento de anclaje Δ_{fanc} , se presentan debido a la fuerza del gato al liberarse y a la deformación propia del anclaje. Un esquema representativo se muestra en la figura 4.3 y se calcula mediante la ecuación 4.11:

Siendo L la longitud del cable, δ_L es la pérdida proporcionado por el fabricante (varia de 1 a 10 mm) y E_{sp} es el módulo de elasticidad del cable de presfuerzo.



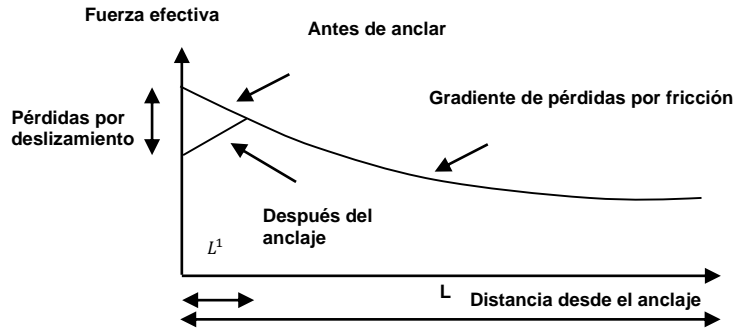


Figura 4.3. Esquema de la pérdida de deslizamiento de anclaje (ANIPPAC, 2002).

$$\Delta f_{anc} = e \cdot E = \frac{\delta L}{L} E_{sp} \quad (4.11)$$

- 2) Pérdidas a largo plazo Δ_{PTd} , surgen a través del tiempo sufriendo una reducción de la fuerza del cable hasta llegar a una fuerza efectiva.
- a) Flujo plástico Δf_{fp} , se presenta a largo plazo surgiendo un acortamiento en el cable del presfuerzo por las cargas aplicadas de manera constante durante su vida útil, calculándose a partir de la ecuación 4.12.

$$\Delta f_{fp} = C_{cu} n f_{cs} \quad (4.12)$$

Donde C_c es el coeficiente de flujo plástico, n es la relación modular y f_{cs} es el esfuerzo del concreto debido a la posición del cable se recomienda utilizar un 10% menor de la fuerza del presfuerzo inicial o determinarse de manera iterativa con la siguiente expresión.

$$f_{cs} = \frac{-P_i}{A} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{MD e}{I} \quad (4.13)$$

Donde P_i es fuerza inicial aplicada, A es área de la sección transversal, e es excentricidad al eje neutro de la sección de concreto, r es radio de giro, MD es momento debido por carga muerta y I es momento de inercia de la sección.

- b) Pérdida por relajación de acero Δf_{pr} , surge cuando el cable pierde esfuerzo producto de la fuerza aplicada que durante los años va teniendo un decrecimiento en la tensión del cable, dependiendo del grado y el tipo de cable. La determinación se realiza mediante la ecuación 4.14.

$$\Delta f_{pr} = f'_{pi} \frac{\text{Log } t}{K} \left(\frac{f'_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (4.14)$$

Donde f'_{pi} es la fuerza permisible aplicada – pérdidas iniciales, t es tiempo del presfuerzo (hrs), K es coeficiente (se recomienda de 45 para baja relajación) y f'_{py} es esfuerzo nominal del cable.

- ✓ Aumentar la fuerza de las pérdidas para compensación de la fuerza aplicada.





- ✓ Revisar si la fuerza inducida por el cable satisface la demanda, de lo contrario proponer otra configuración o aumentar el área de acero.

4.1.2 Aplicación del presfuerzo externo para el caso de un puente simplemente apoyado

La aplicación de esta técnica está basada en un puente simplemente apoyado con un solo tramo como se muestra en la figura 4.4, con el objetivo de hacer práctico la utilización del presfuerzo externo, ya que en puentes de varios claros o de subestructura continua, el procedimiento es el mismo.

Las características de la superestructura del puente se describen en los siguientes puntos:

- ✓ El puente tiene una longitud total de 29.5m.



Figura 4.4. Esquema del puente propuesto.

- ✓ Las traveses que conforman el claro son *AASHTO tipo IV*, con una resistencia de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ como se observa en la figura 4.5.
- ✓ El espesor de la losa 20cm, con una resistencia del concreto reforzado de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, y un peso volumétrico de 2.4 t/m^3 .
- ✓ El espesor de la capa asfáltica es de 5cm con un peso volumétrico de 2.2 t/m^3 .
- ✓ El peso de los parapetos y guarnición de 0.6 t/m (propuesto).
- ✓ Los diafragmas son de sección rectangular con dimensiones 0.25m de base y de altura 0.96m, con una resistencia del concreto reforzado de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

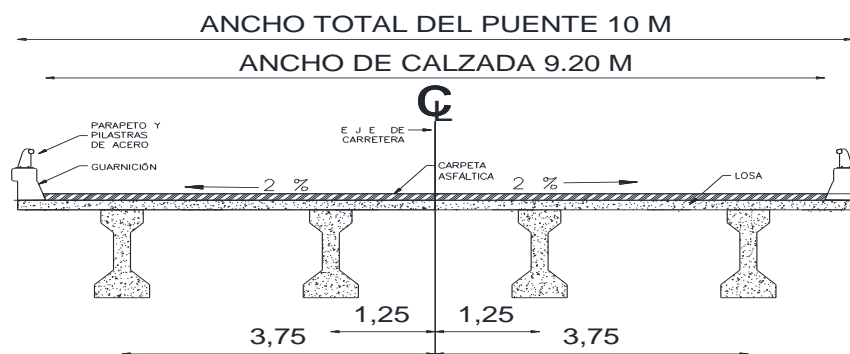


Figura 4.5. Sección transversal del puente propuesto.

Los momentos de flexión últimos M_u y las fuerzas cortantes V_u últimos se calcularon mediante el uso del software Sap2000, utilizando las ecuaciones 4.1 y 4.2. Los factores de Courbon, se determinó para dos posiciones más críticas de la superestructura transversal:



- a) A una distancia del parapeto de 2 pies, se determinó el coeficiente de Courbon $P_i 1$ (61 cm) como se observa en la figura 4.6.

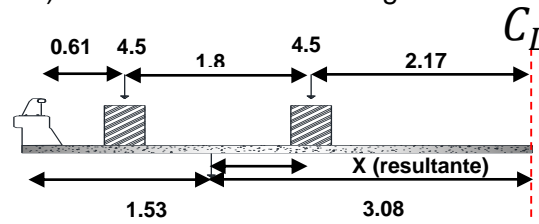


Figura 4.6. Posición de los ejes para determinar los coeficientes de Courbon $P_i 1$.

- b) A una distancia del parapeto de 366 cm, se determina el coeficiente de Courbon $P_i 2$, como se observa en la figura 4.7.

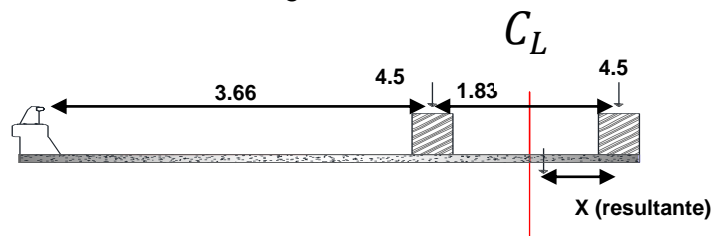


Figura 4.7. Posición de los ejes para determinar los coeficientes de Courbon $P_i 2$.

Es necesario determinar los momentos y cortantes máximos mediante las envolventes de las líneas de influencia ya que se trata de una carga viva móvil. En la figura 4.8 se muestra la comparación, para este claro en particular, de las envolventes para los cuatro tipos de camión que se empleaban en el diseño de puentes existentes.

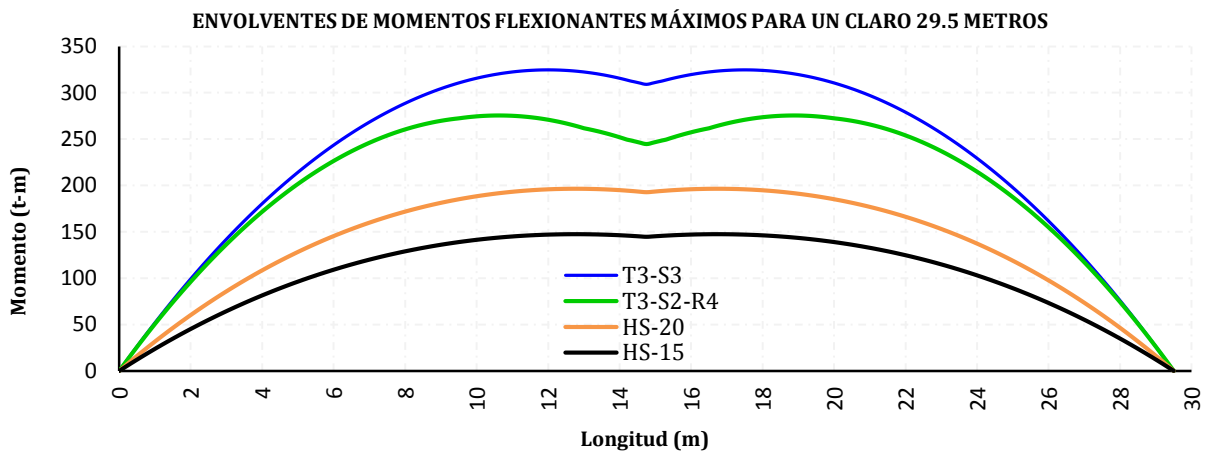


Figura 4.8. Envolventes de los momentos flexionantes máximos para un claro de 29.5 m.

Al observar los resultados anteriores se identifica como carga predominante la que produce el camión tipo T3 – S3. En la tabla 4.1 se presenta el resumen de las fuerzas existentes y las fuerzas actuales aplicando las ecuaciones 4.1 y 4.2.



REHABILITACIÓN DE PUENTES

Tabla 4.1. Resumen de resultados del análisis del puente.

Tramo	Posición	Fuerza y camión			%
		Momento (HS – 20)	Momento (T3 – S3)	Momento (T3 – S3) rehabilitación	
Claro	Extremo	978.17	1211.66	233.49	23.87
	Interior	816.56	985.48	168.92	20.7
		Cortante (HS – 20)	Cortante (T3 – S3)	Cortante (T3 – S3) rehabilitación	
	Extremo	134.24	182.35	48.11	35.8
	Interior	110.51	144.94	34.43	31.2

Se observa los momentos y los cortantes máximos, se producen a través de los esfuerzos inducidos por el camión T3 – S3, en la viga de extremo por lo que se considerará esta condición para el diseño de todas las vigas.

La capacidad de resistencia de la sección *AASHTO tipo IV*, se diseñó calculando la capacidad por flexión y cortante, haciendo las revisiones de pérdidas y estados límites de acuerdo a las especificaciones *AASHTO 2007*, para resistir el camión tipo *HS – 20*. En la tabla 4.2 se muestran los resultados obtenidos en diseño (ver figura 4.9 y 4.10) y la capacidad de resistencia de la viga.

Tabla 4.2. Propiedades del puente para su diseño.

LOSA		
espesor:	20	cm
peso volumétrico:	2.4	t/m ³
separación transversal de viga exterior:	2.5	m
separación transversal de viga interior:	2.5	m
peso viga exterior	1.2	t/m
peso viga interior	1.2	t/m
ASFALTO		
espesor:	5	cm
peso volumétrico:	2.2	t/m ³
separación transversal de viga exterior:	2.5	m
separación transversal de viga interior:	2.5	m
peso viga exterior	0.275	t/m
peso viga interior	0.275	t/m
GUARNICIÓN Y PARAPETOS		
peso viga exterior	0.3	t/m
peso viga interior	0	t/m

Al comparar la demanda y capacidad del punto crítico de la viga a flexión se tiene.

- ✓ Revisión del momento resistente:

$$M_r = \phi M_n = 1129.086 \text{ t} - \text{m}$$

momento de servicio $M_u = 1211.66 \text{ t} - \text{m}$

$$M_r > M_u \text{ No se acepta}$$

- ✓ Revisión del cortante resistente:





REHABILITACIÓN DE PUENTES

$$V_r = \phi V_n = 173.126 t$$

cortante de servicio $V_u = 182.35 t$

$$V_r \not\geq V_u \quad \text{No se acepta}$$

Se aplicará entonces presfuerzo externo para proporcionar al elemento la capacidad suficiente. Para ello se requiere conocer los momentos últimos y resistentes a lo largo de la viga como se muestra en la tabla 4.3.

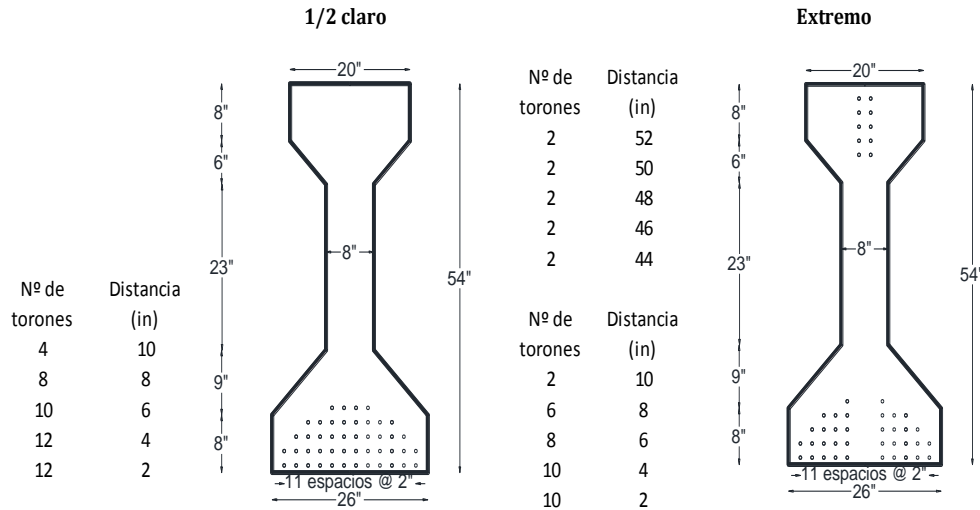


Figura 4.9. Configuración del presfuerzo interior de la sección original en el extremo v en el centro del claro.

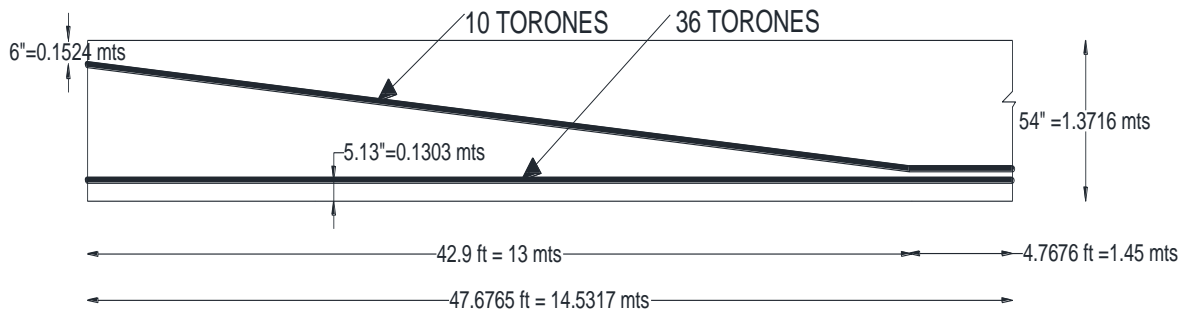


Figura 4.10. Excentricidad a lo largo de la viga del grupo de tendones.

La tabla 4.3, muestra los resultados del análisis de la viga encontrándose que el momento resistente de la sección debida a la condición $C_M + T3 - S3$ es mayor que la condición de $C_M + HS - 20$, por lo que se tomará el efecto del cmión $T3 - S3$ para el diseño del presfuerzo exterior.

✓ Propiedades del tendón:

- Tendón de baja relajación *ASTM grado 270*.
- Esfuerzo de ruptura $f_r = 18982.72 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad $E_s = 1960 \text{ 000 kg/cm}^2$





REHABILITACIÓN DE PUENTES

- Esfuerzo permisible $0.75fr$.
- Tipo y cantidad de acero 2 9 T 9 con un área de acero $A_{ps} = 9.858 \text{ cm}^2$

Tabla 4.3. Resumen de resultados del análisis del puente a distancias de 2 m.

DISTANCIA (m)	$CM +$ $HS - 20$ ($T - m$)	$CM +$ $TS - S3$ ($T - m$)	Mr ($T - m$)	ΔM $= M_{HS-20}$ $- M_{T3-S3}$	$\Delta M = M_r$ $- M_{T3-S3}$	MOMENTO DE DISEÑO DEL TENDÓN ($T - m$)
0	0.04	0.03	940.69	-0.01	-940.66	-
2	244.54	326.01	983.26	81.47	-657.24	-
4	457.06	604.87	1001.44	147.81	-396.57	-
6	637.56	837.02	1030.64	199.47	-193.62	-
8	772.69	1005.45	1061.76	232.76	-56.31	-
10	874.31	1124.64	1091.11	250.33	33.53	33.53
12	945.04	1199.23	1122.33	254.19	76.90	76.90
14	971.98	1211.28	1129.04	239.30	82.24	82.24
14.75	977.94	1211.66	1129.04	233.72	82.62	82.62
16	966.70	1209.72	1129.04	243.02	80.68	80.68
18	931.16	1185.95	1122.33	254.79	63.63	63.63
20	853.64	1102.48	1091.11	248.84	11.37	11.37
22	740.37	964.80	1061.76	224.43	-96.95	-
24	595.06	782.33	1030.64	187.27	-248.31	-
26	409.12	543.77	1001.44	134.65	-457.67	-
28	184.87	245.97	983.26	61.10	-737.29	-
29.5	0.04	0.03	940.69	-0.01	-940.66	-

- ✓ Configuración del tendón se muestra en la figura 4.11.

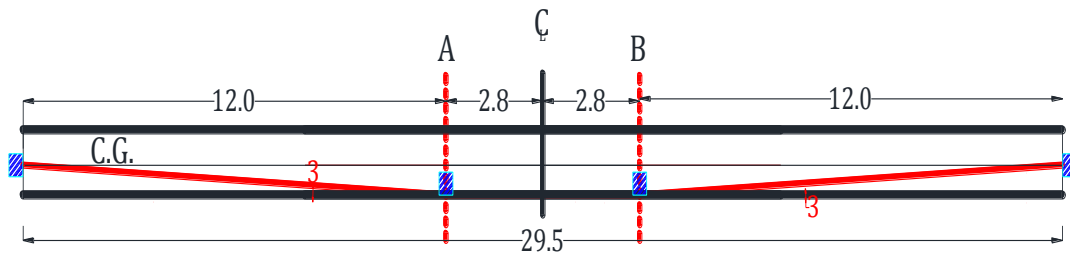


Figura 4.11. Configuración propuesta del tendón para una sola viga.

- ✓ La tabla 4.4 muestra los resultados obtenidos de las pérdidas en la zona crítica (centro del puente).

Tabla 4.4. Resumen de pérdidas

PÉRDIDAS	FUERZA	
Pérdidas por fricción Δf_r	772.4	kg/cm ²
Pérdidas por deslizamiento de anclaje Δf_{anc}	530.18	kg/cm ²
Pérdidas por flujo plástico Δf_{fp}	1484.16	kg/cm ²
Pérdidas por relajación de acero Δf_{pr}	336.86	kg/cm ²
Pérdida totales ΔT	3123.6	kg/cm ²
%	21.94	%





La fuerza aplicada por el gato hidráulico P_{igato} , para compensar las pérdidas dependerá del área de acero. Para la demanda de servicio se requiere un área de 9.9 cm^2 , determinada mediante iteraciones y finalmente la fuerza requerida sin pérdidas:

$$P_{igato} = 0.75 \times 18982 \times 9.9 = 140\,941.35 \text{ kg}$$

La determinación del área aumenta debido a las pérdidas totales como observa:

$$P_{igato} = 140\,947.35 - \left(140\,947.35 \times \frac{21.94}{100} \right) = 110\,023.5 \text{ kg}$$

La fuerza disminuye debido a las pérdidas, por lo cual es necesario aumentar el área de acero e igualar a la fuerza requerida. Para ello es necesario realizar varias iteraciones hasta el área de 12.45 cm^2 :

$$P_{igato} = 0.75 \times 18982 \times 12.45 = 177\,252.62 \text{ kg}$$

Mediante la iteración se obtuvo un nuevo valor de pérdida de 20.26 %:

$$P_{igato} = 177\,252.62 - \left(177\,252.62 \times \frac{20.26}{100} \right) = 141\,347.62 \text{ kg}$$

$$141\,347.62 \text{ kg} \approx 140\,941.35 \text{ kg} \therefore \text{OK.}$$

Comercialmente se propone tendones de grado 270 11T14 con área de $A_{ps} = 12.4 \text{ kg/cm}^2$.

El presfuerzo longitudinal no cubre el cortante último V_u , por lo que se requiere presfuerzo vertical. Si se sabe que el cortante último $V_u = 182.35 \text{ t}$ y $V_R = 140.02 \text{ t}$, lo cual la diferencia es $V_{ps} = 42.325 \text{ t}$ que es la fuerza que va hacer adsorbida por el presfuerzo vertical mediante la utilización de la ecuación 4.15.

$$V_{sp} = \frac{2A_{ps} dv (0.8 f_{pu})}{s} \quad (4.15)$$

Donde $A_{ps} = 0.742 \text{ cm}^2$ para un cable de número 11, $f_{pu} = 18982.72 \text{ kg/cm}^2$ es el esfuerzo último de grado 270 y $dv = 122.3 \text{ cm}$ es el peralte efectivo. Sustituyendo se tiene se tiene que la demanda se cubre con 3 cables @ 200 cm , por lo que se tiene que $V_R > V_u$ y se cubre perfectamente la demanda.

Los diagramas de momentos para los dos tipos de camión, se muestran en la figura 4.12 y la envolvente del presfuerzo externo en la figura 4.13.

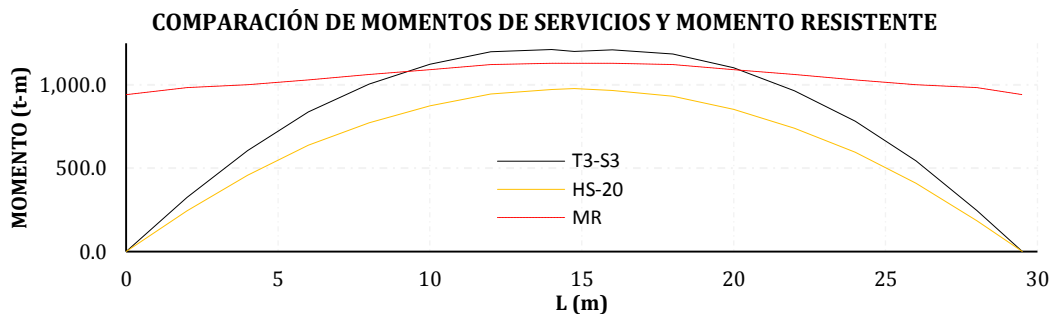


Figura 4.12. Comparativa de fuerzas inducidas de servicio y el momento resistente.



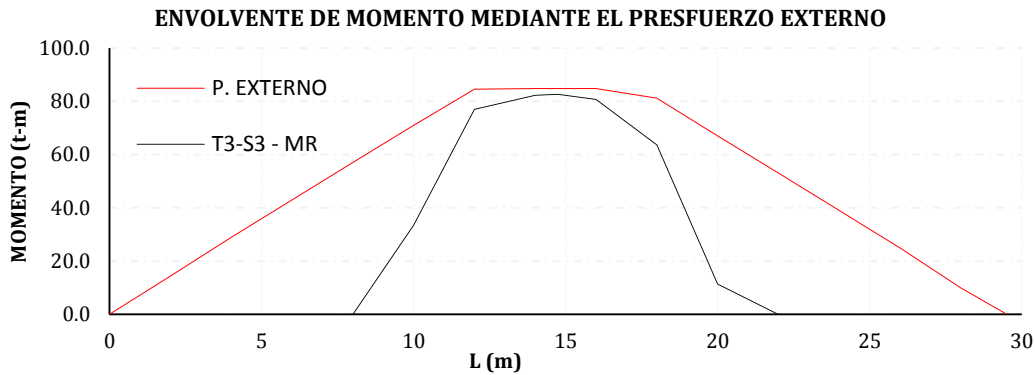


Figura 4.13. Envolvente del presfuerzo externo.

La figura 4.13 muestra claramente cómo se satisfacen las condiciones de servicio haciendo el uso de la técnica de presfuerzo externo. Sin embargo debe tenerse cuidado en verificar que la viga permita realizar la aplicación de la técnica pues se incrementan los esfuerzos. Finalmente se propusieron varias configuraciones moviendo la excentricidad o aumentando los bloques desviadores, sin embargo la figura 4.13, representa la configuración óptima del presfuerzo externo en la viga.

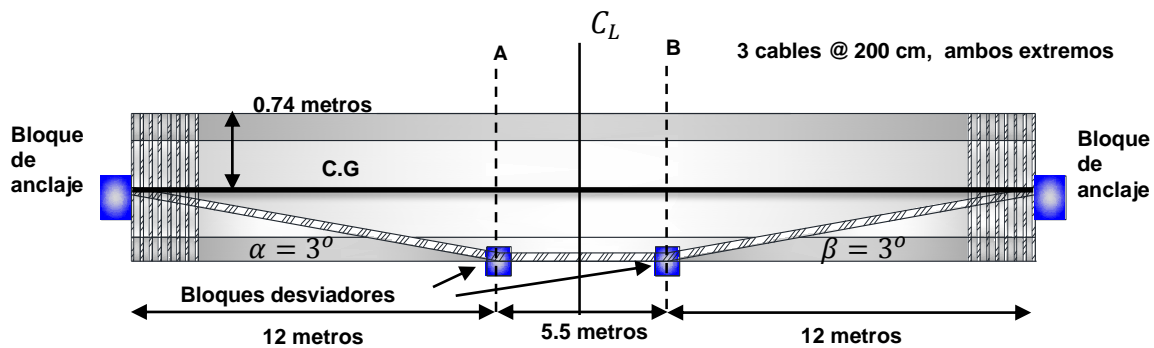


Figura 4.14. Esquema representativo del presfuerzo externo.

La aplicación del presfuerzo se aplica en ambas caras laterales de todas las vigas que conforma la subestructura del puente. El cable longitudinal deberá ser 12T12 comenzando en un bloque de anclaje izquierdo desde el eje neutro de la viga y pasando dos bloques desviadores, para terminar sobre el bloque desviador derecho. Para la contribución de presfuerzo externo vertical se determinó que se necesita para cubrir la demanda por cortante 3 cables del número 11 espaciados a 200 cm en ambos extremos como se observa en el esquema de la figura 4.14.

4.1.3 Aplicación del presfuerzo externo para el caso de un puente sección cajón continuo

El Puente Motín de Oro tiene una superestructura continua de sección tipo cajón de concreto presforzado como se observa en la figura 4.15. Las características de la estructura son:



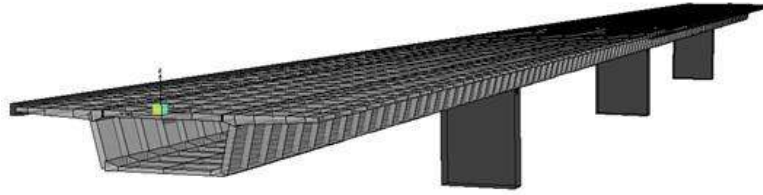


Figura 4.15. Modelo realizado mediante el sap2000 v14.

- ✓ Puentes continuos.
- ✓ Cuenta con una longitud total de 110m, dividido en dos claros de 25.15m en los extremos y dos centrales de 29.85m, como se muestra en la figura 4.16.

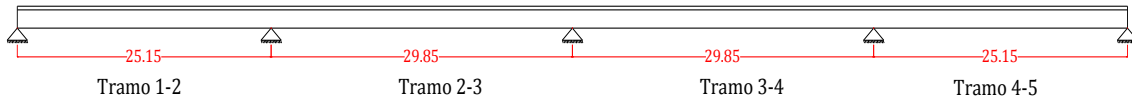


Figura 4.16. Longitud de tramos del puente Motín de Oro.

- ✓ Sección tipo cajón con un peralte de 1.8m y un ancho total de 10m como se observa en la figura 4.17.

Propiedades de la sección transversal:

- ✓ Área transversal $A = 3.733 \text{ m}^2$
- ✓ Momento de inercia $I = 22.806 \text{ m}^4$
- ✓ Centro de gravedad $Y = 1.202 \text{ m}$ (medido desde la parte inferior de la sección)
- ✓ Peralte total $H = 1.8 \text{ m}$

La aplicación de la técnica del presfuerzo externo se realizara haciendo la comparativa de los elementos mecánicos de los camiones HS – 20 (32.8 Ton), T3 – S3 (46 Ton) y T3 – S2 – R4 (77.5).

Los momentos flexionantes últimos M_u y las fuerzas cortantes V_u últimos se calcularon mediante el uso del software Sap2000 v14, por tramo del puente:

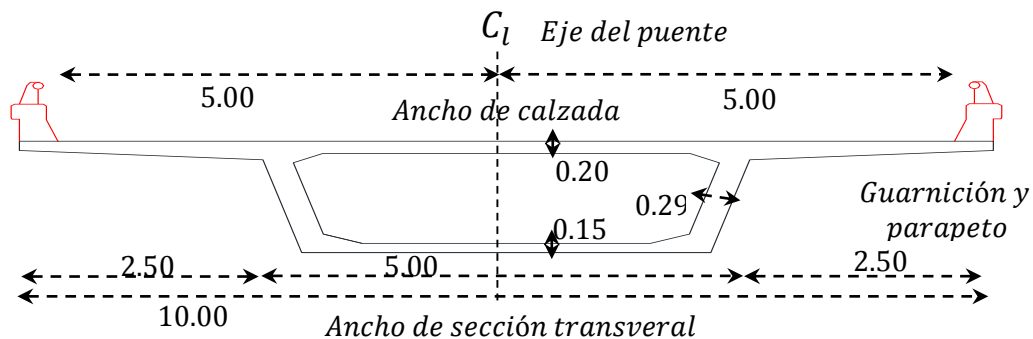


Figura 4.17. Esquema representativo de la sección transversal del puente.



REHABILITACIÓN DE PUENTES

Para el tramo 1 – 2 y 4 – 5 $I = 24\%$.

CONDICIÓN	$Mu\ max (+)$	$Mu\ max (-)$	$Vu\ max$
CM+HS-20	1008.64	1730.66	376.19
CM+T3-S3	1202.69	1953.06	481.45
CM+T3-S2-R4	1124.51	1926.41	452.89

Para el tramo 2 – 3 y 3 – 4 $I = 22\%$.

CONDICIÓN	$Mu\ max (+)$	$Mu\ max (-)$	$Vu\ max$
CM+HS-20	1157.11	1807.01	384.64
CM+T3-S3	1384.73	2101.82	491.30
CM+T3-S2-R4	1324.61	2094.94	469.90

Proponiendo las siguientes propiedades del tendón:

- Tendón de baja relajación *ASTM grado 270*.
- Esfuerzo de ruptura $f_r = 19000\ kg/cm^2$.
- Módulo de elasticidad $E_s = 1960\ 000\ kg/cm^2$
- Esfuerzo permisible $0.75f_r$.
- Tipo y cantidad de acero *2 11T15*.

Configuración del tendón se observa en la figura 4.18.

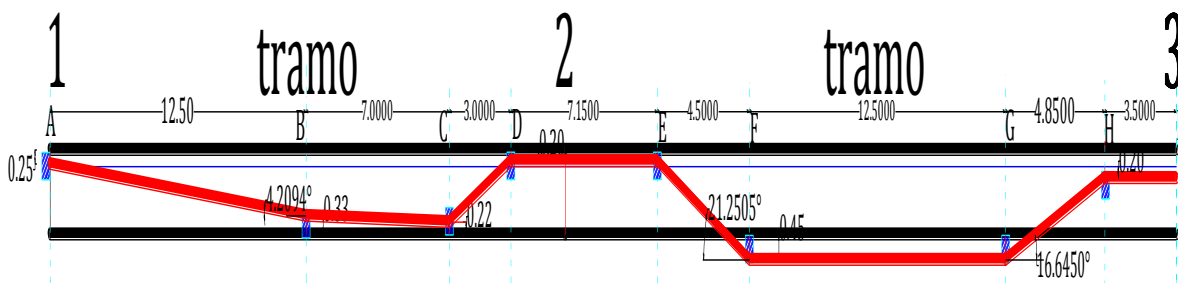


Figura 4.18. Esquema representativo del presfuerzo externo.

En la tabla 4.5 se resume las pérdidas instantáneas y a largo plazo para la zona más crítica (centro del puente).

Tabla 4.5. Resumen de pérdidas

PÉRDIDAS	FUERZA	
Pérdidas por ficción Δ_{fr}	7160.48	kg/cm ²
Pérdidas por deslizamiento de anclaje Δ_{fanc}	142.61	kg/cm ²
Pérdidas por flujo plástico $\Delta_{f_{fp}}$	246.16	kg/cm ²
Pérdidas por relajación de acero $\Delta_{f_{pr}}$	36.25	kg/cm ²
Pérdida totales ΔT	7822..22	kg/cm ²
%	54.89	%

La fuerza aplicada por el gato hidráulico $Pi_{gato,}$ para compensar las pérdidas.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

$$P_{igato} = 342\,987.73\text{ kg}$$

Área de presfuerzo.

$$A_{ps} = 24.07\text{ kg/cm}^2$$

Comercialmente se decide colocar tendones de grado 270 14T10 $A_{ps} = 24.78\text{ kg/cm}^2$. A continuación se realiza mediante un esquema el momento envolvente del cable sobre la superestructura del puente Motín de Oro, representado en la figura 4.19.

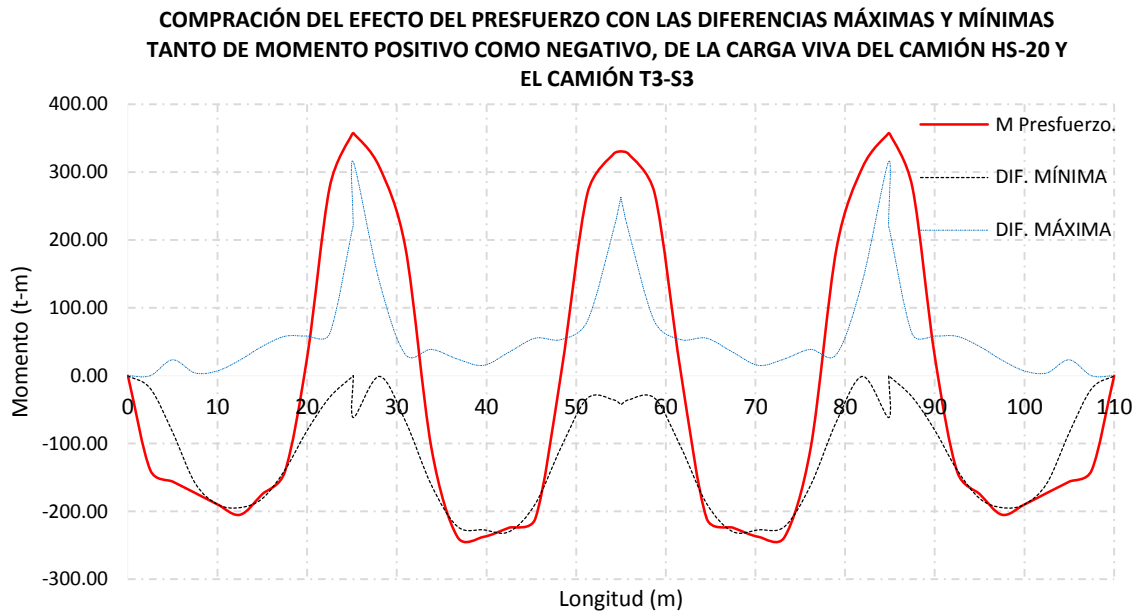


Figura 4.19. Esquema representativo del presfuerzo externo.





4.2 Reforzamiento de la superestructura mediante la adición de vigas

Es una técnica para fortalecer la superestructura de puentes con base en elementos viga, incorporados para incrementar la capacidad de carga y alargar su vida útil de servicio como se observa en la figura 4.20. Este método conlleva a disminuir la carga soportada por las traveses existentes al repartirse junto con las traveses nuevas, reduciendo también los momentos flexionantes en la losa. La baja capacidad de carga de las vigas, hace que esta técnica sea eficaz y tiene la ventaja de que no somete a esfuerzos adicionales a las vigas existentes, como es el caso del presfuerzo externo. Esta ventaja permite mantener vigas que puedan estar en buen estado pero que no sean suficientemente resistentes para soportar las cargas de diseño debidas a los nuevos vehículos de carga., Evita el peligro de esfuerzos concentrados mayores pudiendo generar fractura en los puntos de colocación de bloques desviadores y anclajes, además de que es menos susceptible a los problemas de corrosión. Una de las desventajas son las incorporaciones de elementos de soporte y las demoliciones necesarias para la rehabilitación de la superestructura generando costos altos comparados con las del presfuerzo externo y el uso de polímeros como fibra de carbono, que pueden llegar de 28% hasta un 64% mayores. Otra inconveniente es la interrupción del tráfico por los trabajos necesarios para su propia rehabilitación.

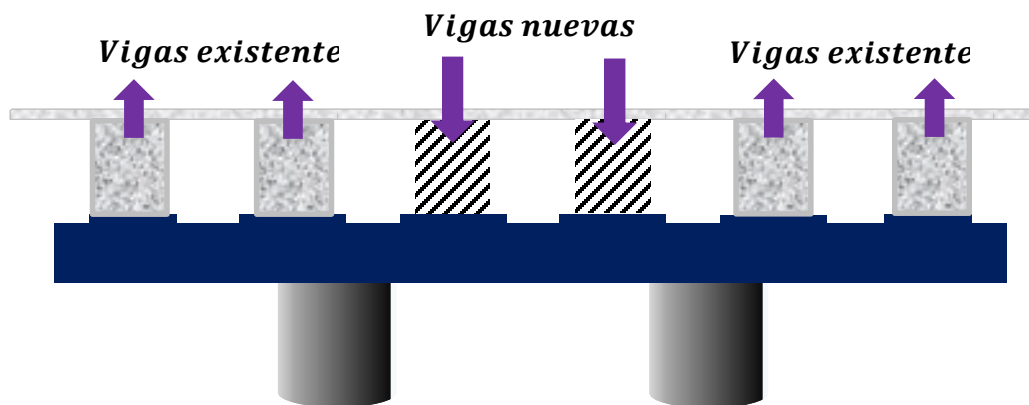


Figura 4.20. Se colocaron de nuevas traveses (vigas sombreadas) para llevar a cabo el aumento de la capacidad de carga de la superestructura

4.2.1 Procedimiento de diseño mediante la adición de vigas

La técnica de adición de elementos estructurales se basó en los siguientes pasos:

- ✓ Se determinan las propiedades de los materiales y las dimensiones correspondientes al puente.
- ✓ Se evalúan las cargas muertas y las cargas vivas respecto al año de construcción del puente.
- ✓ Se realiza un análisis estructural y se determinan los momentos flexionantes y la fuerza cortante producidos por las cargas actuales.
- ✓ Se comparan con los momentos resistentes de la sección transversal con la demanda.
- ✓ Se propone la cantidad de vigas necesarias para disminuir el momento flexionante y fuerza cortante.



- ✓ El procedimiento termina al reducir los esfuerzos inducidos por la nueva carga viva en la viga, hasta lograr que la capacidad resistente sea mayor.

4.2.2 Aplicación de la técnica de adición de vigas

Para ejemplificar el procedimiento de refuerzo con la técnica de adición de elementos estructurales, se considera el mismo puente de un solo claro propuesto para el uso de presfuerzo externo, con el fin de realizar una comparativa de diseño. Para la rehabilitación e incremento de capacidad de carga se adicionara una viga como se observa en la figura 4.21, y verificaremos su comportamiento para verificar si satisface las condiciones de servicio, de lo contrario se incorporarán las vigas necesarias.

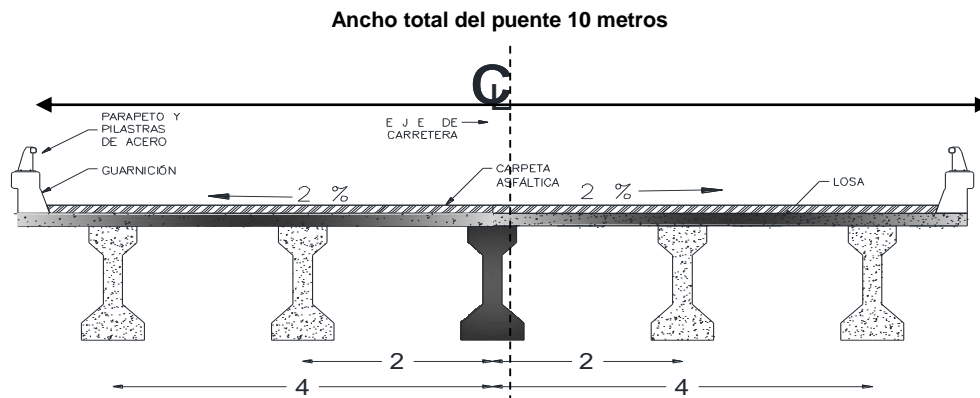


Figura 4.21. Se propone la siguiente configuración de la sección transversal del puente.

En la tabla 4.6 se muestra el resumen de los resultados del análisis, aplicando las ecuaciones 4.1 y 4.2. Se observa que el máximo momento y cortante en la viga de extremo, ocurre cuando se considera el camión de diseño $T3 - S3$.

- ✓ Revisión del momento resistente:

$$M_r = \phi M_n = 1129.086 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_u = 1018.53 \text{ t} - \text{m}$$

siendo, $M_r > M_u \text{ OK}$

- ✓ Revisión del cortante resistente:

$$V_r = \phi V_n = 387.804 \text{ kips} = 173.126 \text{ t}$$

$$V_u = 408.56 \text{ kips} = 152.78 \text{ t}$$

siendo, $V_r > V_u \text{ OK}$





REHABILITACIÓN DE PUENTES

En la tabla 4.6 se muestran los resultados del análisis de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes producidas en distintas posiciones. Asimismo se muestra la disminución de los elementos mecánicos que se produce al adicionar una trabe *AASHTO tipo IV*, y se indica el porcentaje de disminución. Sin embargo se tiene un aumento considerable en el peso de la superestructura por lo cual se tendrá que realizar una evaluación y un análisis en subestructura para aumentar las capacidades necesarias para cumplir con la capacidad de diseño y prolongar su vida útil de servicio.

Tabla 4.6. Resumen de resultados del análisis del puente.

Tramo	Posición	Fuerza y camión			%
		Momento (HS – 20)	Momento (T3 – S3)	Momento (T3 – S3) <i>rehabilitación</i>	
Claro	Extremo	826.33	1018.53	192.20	23.3
	Interior	724.29	874.53	150.24	20.7
	Centro	624.41	732.69	108.28	17.3
		Cortante (HS – 20)	Cortante (T3 – S3)	Cortante (T3 – S3) <i>rehabilitación</i>	
	Extremo	113.61	152.78	39.17	34.5
	Interior	98.15	128.77	30.62	31.2
	Centro	84.33	106.40	22.07	26.2





4.3 Reforzamiento de superestructuras de puentes mediante fibra de carbono (FRP)

La rehabilitación de estructuras existentes está surgiendo rápidamente en los países desarrollados, debido a que la mayor parte de las estructuras que se construyeron a mediados del siglo pasado se hicieron con códigos ya no vigentes. El reforzamiento a través del uso del polímero de fibra de carbono (FRP), se ha utilizado en todo el mundo, en elementos estructurales de concreto reforzado, acero, mampostería y madera. Inicialmente, en la década de los cuarenta el FRP, se utilizaba para la ingeniería naval, automotriz y la aerodinámica, debido a su avance y al buen desempeño. Posteriormente ha tenido una amplia aplicación en la rama de la ingeniería civil, donde en muchos países del mundo se ha tenido una amplia investigación respecto al uso de la fibra para la rehabilitación de estructuras deterioradas, como es el caso de la reparación mediante tiras de fibra de carbono del puente Kattenbausch en Alemania 1986, que tiene una superestructura continua con sección en cajón, que presentaba grietas a flexión en zonas de articulaciones plásticas. También en Suiza, a mediados de la década de los ochenta, se realizaron investigaciones sobre el reforzamiento a través del uso de FRP aplicado exteriormente. Así mismo, en esa misma década, en Japón se tuvieron sus primeras aplicaciones sobre pilas de puentes y a mediados de la década de los noventa se incrementó su utilización con la presencia del sismo de Hanshin en la ciudad de Kobe, teniendo la necesidad de reforzar 200 pilas. En los Estados Unidos se fortalecieron muchos puentes y pasos a desnivel de los estados de Florida y Virginia con deficiencias de capacidad de carga y problemas de corrosión en los elementos estructurales. Debido al costo de la hoja de la fibra de carbono, que llega a ser cuatro veces mayor al del acero se ha limitado su implementación en países subdesarrollados. En México, se ha tenido poca explotación de la fibra de carbón, ya que hasta hace poco se ha utilizado como técnica de reforzamiento en puentes. Cabe destacar el puente Cutzamala, en el estado de Guerrero, que se muestra en la figura 4.22.a, con una longitud de 180 m, dividido en cinco claros donde la superestructura se conforma de cuatro traveses tipo *AASHTO*. El refuerzo obedeció a una baja capacidad de carga, según se determinó en una evaluación del puente. También suelen encontrarse puentes de longitud media con secciones en cajón, que necesitan aumentar su capacidad de resistencia, donde una alternativa es el uso de tiras de fibra de carbono en la cara inferior para la flexión y en el extremo junto al apoyo para el cortante como se observa en la figura 4.22.b.

El FRP es un tipo de material polimérico reforzado con fibras embebidas en una matriz de resina polimérica (epóxica) como se observa en la figura 4.23. La función de la resina es la protección contra ambientes agresivos y repartir uniformemente las cargas entre las fibras. Unas de las ventajas del FRP, es que su estructura es anisotrópica, es decir, que sus propiedades mecánicas varían cuando se miden con respecto a distintos ejes o variaciones con respecto a un ángulo de referencia, así con la orientación de las fibras se puede tener la resistencia deseada. En el campo de la construcción se ha tenido una infinidad de usos de la fibra de carbono para reparaciones en los elementos estructurales de concreto reforzado o postensado, acero y madera. La finalidad del uso del FRP es mejorar el comportamiento del sistema ante las deficiencias de flexión y cortante. Las razones por las que se adopta el uso del FRP para la rehabilitación estructural son las siguientes:

- ✓ Corrosión en el acero de refuerzo.
- ✓ Corrosión de los cables de pretensado.
- ✓ Incremento de las cargas de tráfico.
- ✓ Defectos de proyecto.
- ✓ Cambios en los códigos.
- ✓ Agrietamiento excesivo en el concreto.
- ✓ Confinamiento pasivo para aumentar la resistencia sísmica.





Figura 4.22. El reforzamiento a flexión y a cortante de los puentes a) Cutzamala y b) puente de sección cajón (Construcción Sika, 2007).

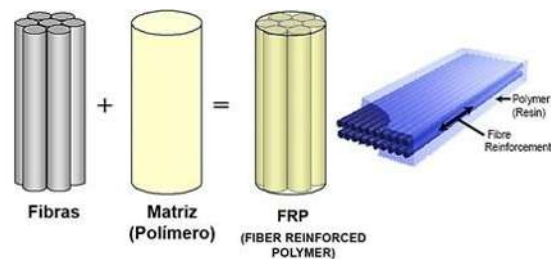


Figura 4.23. La estructura de la fibra y la matriz de resina de un FRP unidireccional que puede ser hasta un diámetro de un 1 micrón = 0.001 mm, (Construcción Sika, 2011).

4.3.1 Degradación con la edad y la ductilidad

Todos los materiales de la construcción tienen una degradación a través del paso de los años, que afecta a la resistencia por estar expuestos a la intemperie. El FRP no es una excepción de ellos, sin embargo se ha tenido la necesidad de introducir aditivos incorporados para mejorar el curado y algunas de las propiedades físicas y mecánicas. Se ha realizado monitoreo por mucho tiempo en la estructuración del FRP, y hasta la fecha se sigue con las investigaciones, donde se ha demostrado que los materiales del FRP no se degradan tan rápidamente. La velocidad de degradación con la edad depende de la unión, el tamaño, el curado de la fibra y la resina. La entrada de humedad y las variaciones de temperatura, hacen que sufran interacciones intermoleculares llevando a conducir una ruptura del material o la pérdida de adherencia entre la fibra y la matriz. El envejecimiento puede ser importante durante una vida útil de 75 años que puede llegar a ser físico o químico afectando a la resistencia, rigidez y a hasta la propia estructura del FRP. Las causas típicas que suelen deteriorar al FRP son:

- ✓ Agua de mar.
- ✓ Congelación prolongada o ciclos de hielo-deshielo.
- ✓ Exposición a la temperatura elevada.
- ✓ Radiación de los rayos ultravioletas.
- ✓ Flujo plástico y fatiga.
- ✓ Fuego.
- ✓ Otros.



4.3.2 Tipo de falla de la fibra de carbono

En las últimas décadas se han realizado diversos estudios en las estructuras de concreto reforzado con fibras, con la necesidad de conocer a fondo el comportamiento y los parámetros que influyen en la durabilidad del FRP. Los estudios han consistido en ensayos con diversas capas de FRP principalmente a flexión, mostrando un aumento de rigidez y resistencia. Sin embargo, durante los estudios, se producía la falla de las vigas de concreto reforzado, debido a la pérdida de adherencia fomentadas por la presencia de grietas a flexión y cortante como se observa en la figura 4.24.

Los modos de falla producidas por el comportamiento a flexión en el FRP son:

- La falla ocurre cuando se alcanza la resistencia de tensión del FRP.
- Se presenta aplastamiento del concreto en la zona de compresión debido a que se alcanza la máxima deformación en el concreto $\epsilon = 0.003$.
- La concentración de esfuerzos generara una grieta a cortante en el extremo de la hoja de FRP.
- La concentración de esfuerzos en la zona de tensión, en el extremo de la hoja de FRP, genera la pérdida de adherencia en una longitud prolongada o es debido a la falta de preparación de la superficie del concreto o muchas de las veces la mala preparación del adhesivo pues quedan atrapadas burbujas de aire.
- El recubrimiento del elemento estructural se separa por completo, debido a la formación de grietas en el extremo de la hoja de FRP, producida por cortante en las caras laterales y la concentración esfuerzos en la concreto a tensión.
- Las últimos dos se debe a la propagación de grietas paralelas a la hoja de FRP y otra grieta adyacente a la cara laterales debidos a los altos esfuerzo concentrados en la zona de a grieta.

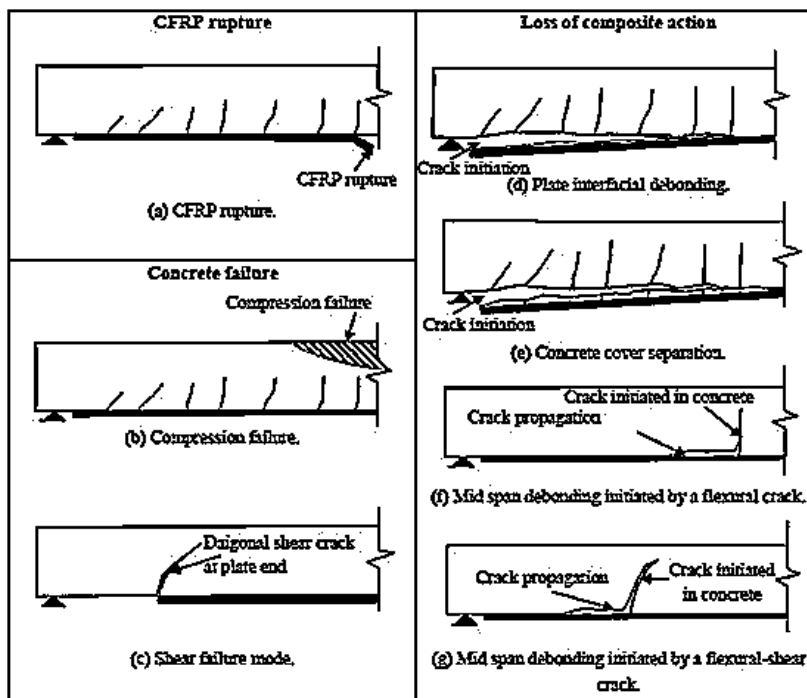


Figura 4.24. Modos de falla de vigas de concreto reforzado con reforzamiento de FRP a flexión (Yasmeen Taleb Obaidat, 2011).



4.3.3 Comportamiento esfuerzo-deformación de la fibra de carbono

Una ventaja en el FRP es el peso propio ya que se trata de fibras muy ligeras con pesos que son de 4 a 6 veces menores que el peso del acero convencional, con un peso aproximado de 75 a 130 kg/m³, lo que lo hace un técnica muy atractiva para rehabilitación de estructuras especiales sometidas a acciones sísmicas, y en estructuras como puentes, donde la carga muerta representa una de las acciones más importantes.

El comportamiento del FRP exhibe ante una carga directa un estado que se caracteriza por un comportamiento de esfuerzo-deformación lineal hasta la ruptura, lo cual lo convierte en un material no dúctil. En la figura 4.25, se realiza la comparación de la curva esfuerzo-deformación pudiendo observar que la resistencia a tensión es aproximada a 50,000 kg/cm², mientras que el módulo de elasticidad es igual al del acero convencional, debido a que tienen una similitud en la pendiente. La fibra de carbono proporciona una alta resistencia a tensión, alta rigidez y una baja densidad, pero tiene elongaciones bajas.

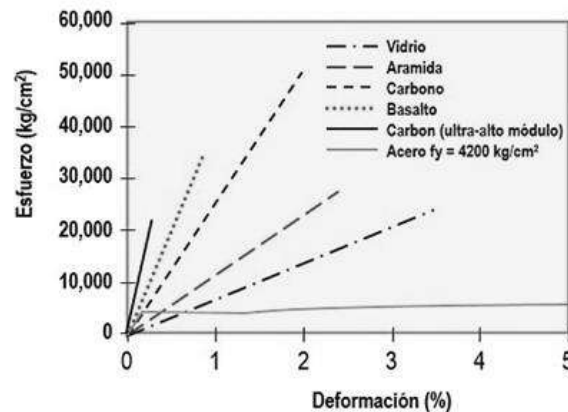


Figura 4.25. La comparativa de la curva esfuerzo- deformación a tensión de distintos materiales (Construcción Sika).

4.3.4 Procedimiento a flexión

Este procedimiento está basado a las especificaciones del ACI Committee 440 y al código AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Prestressed Concrete 2007:

Un buen comportamiento a flexión se puede obtener con la orientación de las fibras paralelas a los esfuerzos a tensión. El aumento de la capacidad depende de la cantidad de refuerzo que contenga la sección transversal que suele llegar hasta un 50%, dependiendo de factores tales como las dimensiones, la ductilidad y el espesor de la hoja de FRP. Es de suma importancia que el elemento estructural tenga la resistencia adecuada para que en caso de ruptura o vandalismo pueda resistir el miembro.

- ✓ Para la aplicación del aumento de capacidad de carga mediante las láminas de Fibra de Carbono (FRP), es necesario tener los planos de diseño de proyecto del puente de construcción de los elementos estructurales. De lo contrario si no se tiene los planos de proyecto de diseño, es necesario realizar un diseño de los miembros estructurales con las cargas de diseño para el cual fue proyectado en su construcción.
- ✓ Los materiales de FRP se deterioran durante el paso del tiempo, por tal motivo las propiedades deberán ser ajustadas para que cumplan 50 años de servicio mediante





factores de reducción, dependiendo de la fibra y el medio ambiente. El factor de reducción ambiental para puentes con miembros expuestos al ambiente se considera de $C_E = 0.85$, por las siguientes ecuaciones.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (4.16)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (4.17)$$

Donde f_{fu} es esfuerzo último del FRP, ε_{fu} es deformación de ruptura última del FRP, C_E es factor de reducción de medio ambiente. La deformación ε_{fu}^* y el esfuerzo f_{fu}^* representan el dato por el fabricante.

✓ Se determinan los propiedades de concreto y acero existente:

c) Modulo elasticidad de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias 2004 (NTC – 04), se tienen para con concreto de primera clase

$$E_{conc} = 4\,400 \sqrt{f'_c} \quad (4.18)$$

Siendo f'_c la resistencia del concreto a compresión de la viga (MPa).

d) Cuantía de acero existente se determina como:

$$\rho_s = \frac{A_{ps}}{bd} \quad (4.19)$$

Donde ρ_s es la cuantía del acero de la viga, A_{ps} es el área del acero en tensión, b es la base de la sección en compresión y d es el peralte efectivo de la sección compuesta.

e) Cuantía del FRP se determina como:

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (4.20)$$

$$A_f = n t_f w_f \quad (4.21)$$

Donde ρ_f es cuantía de FRP, A_f es área del FRP, b es ancho de la sección, d es peralte efectivo de la sección compuesta, n es número de hojas de FRP, t_f es espesor de hojas de FRP y w_f es ancho de la hoja de FRP

✓ Para determinar el estado de deformación (ecuación 4.22) se supone que el miembro estructural esta agrietado y que sólo actúa la carga muerta en el momento de la instalación del FRP.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h-kd)}{I_{cr}E_c} \quad (4.22)$$

Donde ε_{bi} es nivel de deformación en el concreto al momento de instalación del FRP, M_{DL} es momento debido por carga muerta, h es peralte total de la sección compuesta, k es relación de profundidad al eje neutro, d es peralte efectivo de la sección compuesta y I_{cr} es momento de inercia de la sección compuesta agrietada (ver figura 4.20).

✓ Las fallas más comunes en el FRP son la de laminación y la pérdida de adherencia. Con el fin de evitar este tipo de consecuencias se debe implementar un coeficiente de flexión





km utilizando las ecuaciones 4.23 y 4.24. Este valor disminuye con el aumento de las capas de FRP conduciendo a una mayor rigidez.

$$km = \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{2\,000\,000} \right) \leq 0.90 \text{ para } nE_f t_f \leq 1\,000\,000 \quad (4.23)$$

$$km = \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{500\,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 \text{ para } nE_f t_f > 1\,000\,000 \quad (4.24)$$

- ✓ Se propone un valor preliminar de aproximación de la distancia superior del elemento estructural al eje neutro. Un valor aproximado es $c = 0.20d$, siendo c la distancia del eje neutro.
- ✓ El comportamiento es lineal hasta la ruptura y proporcional a la tensión, donde la deformación máxima dependerá del esfuerzo en el FRP y el aplastamiento del concreto. Por lo tanto la tensión máxima deberá ser limitada con la tensión efectiva utilizando la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq km \varepsilon_{fu} \quad (4.25)$$

Donde ε_{fe} es nivel de deformación del FRP al nivel del fracaso de la falla, ε_{cu} es deformación máxima en el concreto (menor de 0.003).

- ✓ Con la utilización del FRP disminuye la ductilidad en el elemento estructural donde el límite de deformación es de 0.005 que proporciona un comportamiento dúctil. Por tal razón la baja ductilidad deberá ser compensada con una fuerza de reserva que se logra mediante el uso de un factor de resistencia ϕ . La deformación en el acero de alta resistencia ε_s se determina con la ecuación 4.26.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad (4.26)$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{para } \varepsilon_s \geq 0.005$$

$$\phi = 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} \quad \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005$$

$$\phi = 0.70 \quad \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (4.27)$$

- ✓ Considerando un comportamiento elástico-plástico, se determina el nivel de deformación de acero en tensión mediante la utilización de las ecuaciones 4.28 y 4.29.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (4.28)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (4.29)$$

Donde f_s es la fuerza de tensión, f_y es esfuerzo de fluencia del acero y f_{fe} es esfuerzo efectivo en el FRP cuando se alcanza la ruptura.

- ✓ Se verifica el equilibrio de las fuerzas internas utilizando la ecuación 4.30 o 4.31, según sea su comportamiento.

a) Cuanto la distancia al eje neutro no es mayor al espesor del patín (losa).





$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_f f_{fe} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (4.30)$$

- b) Cuanto la distancia al eje neutro es mayor al espesor del patín, pero no mayor de 16in, para el caso de vigas *AASHTO tipo IV*.

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_f f_{fe} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (4.31)$$

Donde f_{pu} resistencia última del cable, A_s es área de acero no presforzado en tensión, A'_s es área de acero no presforzado en compresión, b_w dimensión del alma de la viga T, h_f espesor del patín en compresión, k es baja relajación (0.28) y d_p es peralte.

- ✓ Determinado el momento resistente. La fuerza resistente se definirá $M_r = \phi M_n \geq M_u$, basándose en el equilibrio de las fuerzas internas, modos de fallas y la compatibilidad de las deformaciones ($a = \beta_1 c$). Un factor de reducción adicional $\Psi_f = 0.85$, deberá aplicarse a la resistencia del FRP, para tener mejor seguridad.

Cuanto la distancia al eje neutro no es mayor al espesor del patín (losa) se utilizara a ecuación 4.32.

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (4.32)$$

Si la distancia al eje neutro es mayor al espesor del patín, pero no mayor de 16in, para el caso de vigas *AASHTO tipo IV*, se utilizara la ecuación 4.33.

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2} \right) + A_{ps} f_{ps} \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_{ps} \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (4.33)$$

- ✓ Determinar la profundidad elástica del eje neutro agrietado mediante la sección compuesta, utilizando la ecuación 4.35, Donde E_f es el módulo de elasticidad del FRP.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{h}{d} \right) \right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)} \quad (4.34)$$

- ✓ Las deflexiones y el ancho de las grietas también deber ser considerados en el diseño de vigas. Para deformaciones inelásticas bajo condiciones de servicio, de baja capacidad de carga, el FRP no es recomendado. La fuerza de tensión en el acero se limita a un 80% bajo condiciones de servicio como se indica en la ecuación 4.35 en función de la fuerza en el acero $f_{s,s}$ y el momento de servicio M_s .

$$f_{s,s} = \frac{M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left(h - \frac{kd}{3} \right) (h - kd)} \leq 0.8 f_y \quad (4.35)$$

Las cantidades de acero de refuerzo conducen a modos de falla controlada, es decir, si la cantidad de acero de refuerzo es baja, se espera un modo de falla de tensión controlada con ruptura de FRP. En caso contrario si la cantidad de acero de refuerzo es alta, se producirá un control de la tensión y la compresión sin tener ruptura del FRP para





prevenir la ruptura a deformaciones plásticas bajo cargas constantes de servicio (flujo plástico) o evitar la falla debido a esfuerzos cíclicos (fatiga), el esfuerzo en el FRP no excederá el esfuerzo de tensión de la viga lo cual se evalúa mediante la ecuación 4.36, que está en función del nivel de esfuerzo en el FRP $f_{f,s}$.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{h-kd}{d-kd} \right) - \epsilon_{bi} E_f \leq 0.55 f_{fu} \quad (4.36)$$

4.3.5 Procedimiento a cortante

El aumento de capacidad a cortante es mediante el envolvimiento del FRP con las orientaciones de las fibras con respecto al eje transversal en un ángulo de 45° a 90° que es la dirección en las que aparecen las grietas a cortante en un ángulo α . En caso de acciones sísmicas, en las que se espera una inversión de los esfuerzos, será necesario colocar fibras multidireccionales para que la fibra quede paralela a los esfuerzos.

La envoltura de la fibra puede ser total dependiendo si el miembro lo permite de lo contrario puede ser parcial cubriendo tres lados en forma de "U" o tiras adheridas en las caras laterales y longitudinalmente puede ser de forma continua o en forma discreta como se observa en la figura 4.26.

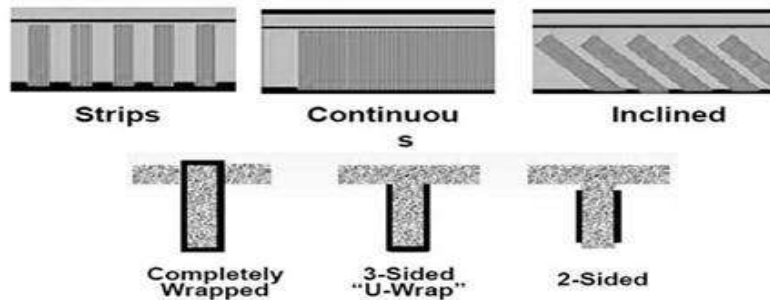


Figura 4.26. Configuraciones de colocación de las fibras a cortante mediante FRP (Rigoberto Burgueño, 2005).

La configuración de las láminas de FRP en la cara lateral de la viga, son un alternativa en posición vertical o con orientación diagonal como se muestra en la figura 4.27.

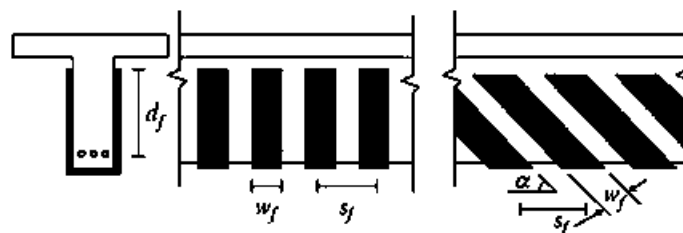


Figura 4.27. Colocación del FRP en posición vertical y diagonal (Hota V. S. GangaRao Narendra Taly P. V. Vijay, 2007).

- ✓ Los materiales de FRP se deterioran durante el paso del tiempo, por tal motivo las propiedades deberán ser ajustadas para que cumplan 50 años e servicio mediante factores de reducción, dependiendo de la fibra y las condiciones ambientales. El factor



de reducción ambiental para puentes con miembros expuesto al ambiente se $C_E = 0.85$. Los esfuerzos últimos y la deformación última del FRP se determinarán de acuerdo con las fórmulas 4.15 y 4.16.

- ✓ Para mejorar la resistencia al cortante y la pérdida de adherencia en los miembros reforzados con fibras de FRP, se limita la tensión máxima utilizada a 0.4%.

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (4.37)$$

$$K_v = \frac{K_1 K_2 L_e}{468 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (4.38)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{4000}\right)^{2/3} \quad (4.39)$$

$$K_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad (4.40)$$

$$L_e = \frac{2500}{(n t_f E_f)^{0.58}} \quad (4.41)$$

Donde ε_{fe} es deformación efectiva, K_v es coeficiente de conexión dependiente del cortante, K_1 es un factor de modificación de la resistencia del concreto, k_2 es un factor de modificación de las características de la envoltura, d_f es la profundidad del FRP al refuerzo a tensión de la viga, L_e es la longitud de la conexión activa del FRP, n es el número de hojas, t_f el espesor de la hoja y w_f es el ancho de la hoja.

- ✓ Para garantizar que la franja del FRP resista las grietas diagonales se calcula el cortante del FRP.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_f}{s_f} \quad (4.42)$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (4.43)$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (4.44)$$

Donde A_{fv} es área del FRP a cortante (N° de caras $\times n t_f w_f$) y V_c es cortante nominal del concreto.

4.3.6 Aplicación de la técnica de fibra de carbono

Siguiendo con el mismo problema propuesto en la figura 4.4, se pretende aumentar la capacidad de carga mediante la adición de láminas de FRP, para cubrir la deficiencia a flexión y cortante de los elementos.

El reforzamiento a flexión parte de conocer el momento resistente:

$$M_r = \phi M_n = 1129.086 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_u = 1211.60 \text{ t} - \text{m}$$





siendo, $M_r \neq M_u$

La diferencia de momento es $82.514 t - m$, observándose la necesidad de fortalecer ante carga vertical.

- ✓ Primeramente se propone el FRP (consultando al fabricante). Para este caso se propone una lámina de fibra de carbono Sikawrap 230 c/90, con las siguientes propiedades comerciales:

Ancho $w_f =$ Ancho total de la cara inferior de la viga.
 Espesor de la hoja $t_f = 0.039$ in
 Esfuerzo tensión último $f_{fu} = 51$ ksi
 Esfuerzo a la ruptura $\epsilon_{fu} = 0.014$ mm/mm
 Módulo de elasticidad $E_f = 3\ 626$ ksi

- ✓ Las propiedades del FRP se afectarán por el factor de medio ambiente. Como ya se describió, el *ACI - 440.R2 - 02*, propone un factor para puentes expuestos al intemperie de $C_E = 0.85$.
- ✓ Se determinan las propiedades de la sección de la viga como sección compuesta; es decir se toma la losa y la viga como un solo elemento estructural (ver figura 4.28). El área efectiva $A_c = 1523.49$ in², el área de acero de cada torón de grado 270 es de 0.153 in². Por consiguiente el área de acero total es $A_{ps} = 7.038$ in² y la cuantía de acero $\rho_s = 0.00126$.

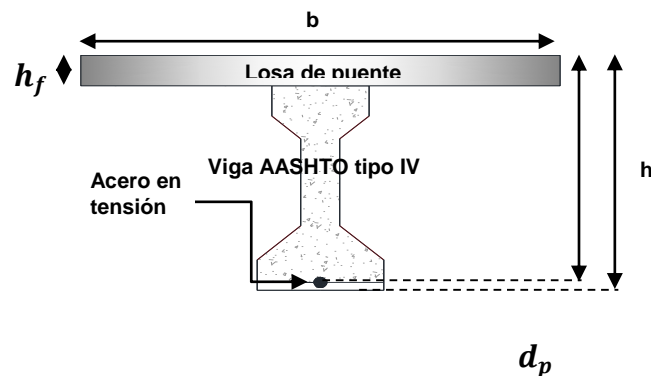


Figura 4.28. Esquema de la sección compuesta.

Para la cuantía del FRP se propone un número de láminas $n = 5$, para un área de FRP $A_f = 5 \times 0.0052 \times 23.622 = 0.61$ in²; a partir de conocer los parámetros, se determina la cuantía del FRP $\rho_f = 0.00040$

- ✓ Determinar el nivel de deformación en el concreto ϵ_{bi} , al momento de instalación del FRP, partiendo del análisis estructural de la viga, donde el momento por carga muerta es $M_{DL} = 321.33 t - m = 27\ 890.206$ kips - in y la altura total de la sección compuesta es $h = 54_{viga} + 7.87_{losa} = 61.87$ in. El factor k, que propone el *ACI - 440.R2 - 02*, para torones de baja relajación, es $k = 0.28$. También se debe conocer la distancia de la parte inferior de la viga hasta el centroide del acero a tensión:



$$y_{bs} = \frac{12x2 + 12x4 + 10x6 + 8x8 + 4x10}{46 \text{ tendones}} = 5.13 \text{ in}$$

Se determina la distancia desde la parte superior al centroide del acero en tensión $d_p = d = 61.87 - 5.13 = 56.74 \text{ in}$.

Momento de inercia de la sección agrietada I_{cr} . Partiendo de la sección compuesta se tiene, (depende de la profundidad al eje neutro).

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d - kd)^2 \quad \text{Donde,}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2dB + 1} - 1}{B} \quad ; \quad B = \frac{b}{nA_{ps}} \quad ; \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

Sustituyendo,

$$I_{cr} = \frac{98.42 \times 7.35^3}{3} + 7.65 \times 7.038 \times (56.74 - 7.35)^2 = 144\,460.7 \text{ in}^4$$

Sustituyendo en la ecuación 4.21 se tiene $\varepsilon_{bi} = 0.00238$.

- ✓ Se determina el coeficiente dependiente del FRP por flexión.

$$875\,194.254 < 1\,000\,000 \quad \text{Por tanto: } K_m = 1 \leq 0.9$$

Por tanto no cumple, por lo que toma el valor, $k_m = 0.9$

Proponiendo una valor para la profundidad del eje neutro $c = 6.68 \text{ in}$.

- ✓ Se determina el nivel de deformación del FRP en el estado último, $\varepsilon_{fe} = 0.022 \times 0.0107 \therefore$
No se acepta tomar el valor de $\varepsilon_{fe} = 0.0107$
- ✓ Se determina la deformación del acero de alta resistencia.

$$\varepsilon_s = 0.0144 > 0.005$$

\therefore se aplicará un $\phi=0.9$, pero para flexión y tensión de concreto

para el concreto presforzado ,se propone un $\phi=1$

- ✓ Se determina el esfuerzo en el acero y en el FRP.

$$f_s = 411.43 > 270 \text{ kips} \therefore \text{No se acepta y se tomara } f_s = 270 \text{ kips}$$

$$f_{fe} = 3626 \times 0.0107 = 38.83 \text{ kips}$$

- ✓ Verificando el valor de c , realizando el equilibrio de fuerzas. El equilibrio se realizará como sección compuesta de forma rectangular $c < h_f$.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

$$c = \frac{7.038 \times 270000 \text{ psi} + 4.092 \times 38.83}{0.85 \times 4267.002 \text{ psi} \times 0.85 \times 98.42 + 0.28 \times 7.038 \times \frac{270000}{56.74}} = 6.684$$

$$\therefore 6.684 \approx 6.68 \text{ OK.}$$

El equilibrio propuesto al cálculo es el mismo por tanto se puede continuar en caso contrario, se propone otro valor de "c".

- ✓ Determinando el momento resistente de la sección compuesta se necesita calcular la fuerza de tensión en el acero de presfuerzo.

$$f_{ps} = 270 \times \left(1 - 0.28 \frac{6.68}{56.74}\right) = 261.092 \text{ ksi} \quad a = 0.85 \times 7.11 = 5.592 \text{ in}$$

El momento nominal se determina a partir del equilibrio de momentos en el punto a/2.

$$M_n = 7.038 \times 261.094 \times \left(56.74 - \frac{5.59}{2}\right) + 0.85 \times 4.092 \times 38.83 \times \left(61.87 - \frac{5.59}{2}\right)$$

$$M_n = 107583.14 \text{ kips} - \text{in}$$

$$M_n = 1219.91 \text{ t} - \text{m}$$

Momento resistente $M_r = \phi M_n$

Para tensión o flexión $\phi = 1$

$$M_r = 1219.91 \text{ t} - \text{m} > M_u = 1211.66 \text{ t} - \text{m}$$

- ✓ Se determina la profundidad elástica al eje neutro agrietado mediante la sección compuesta obteniendo $k = 0.247$.

$$kd = 0.247 \times 56.74 = 14 \text{ in}$$

- ✓ Se determina el nivel de fuerza en el acero de refuerzo, donde no será mayor o igual al admisible.

$$f_{s,s} = 153\,017 \leq 0.8 \times 270\,000 = 216\,000 \text{ psi} \quad \text{OK.}$$

- ✓ Se determina el nivel esfuerzo del FRP, comparándolo con el límite de esfuerzo de ruptura de flujo plástico.

$$f_{f,s} = 10\,821.9 < 0.55 \times 43\,150 = 23\,731.8 \text{ psi} \quad \text{OK.}$$

Partiendo del análisis de resistencia de la sección transversal se conoce la resistencia a cortante por concreto V_c y la resistencia a cortante del acero V_s :

$$V_c = 98.24 \text{ kips}$$

$$V_s = 358 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0.85(98.24 + 358) = 387.804 \text{ kips}$$





REHABILITACIÓN DE PUENTES

La fuerza requerida $V_u = 408.56 \text{ kips}$

Por tanto

$$V_r = \phi V_n = 387.804 \text{ kips} = 173.126 \text{ t}$$

$$V_u = 408.56 \text{ kips} = 182.39 \text{ t}$$

siendo, $V_r \neq V_u$

La diferencia de cortante es 9.264 t , observándose la necesidad de fortalecer ante carga vertical. La técnica a utilizar es mediante el uso del FRP para incrementar de la capacidad a cortante:

- ✓ Primero se propone el FRP, consultando al fabricante para la opción más favorable. Para este caso se propone una lámina de fibra de carbono Sika Carbodur s1012, con las siguientes propiedades comerciales:

Espesor de la hoja $t_f = 0.047 \text{ in}$
 Esfuerzo tensión último $f_{fu} = 450\,000 \text{ psi}$
 Esfuerzo a la ruptura $\epsilon_{fu} = 0.017 \text{ mm/mm}$
 Módulo de elasticidad $E_f = 23\,931\,000 \text{ psi}$

- ✓ Configuración del FRP.

$$\begin{aligned}
 n &= 1 \\
 d &= 54.62 \text{ in} \\
 d_f &= 44 \text{ in} \\
 w_f &= 3.937 \text{ in} = 10 \text{ cm (comercialmente)} \\
 s_f &= 6 \text{ in} \\
 L &= 354 \text{ in}
 \end{aligned}$$

- ✓ Se determinan las propiedades del FRP, afectadas por el factor de medio ambiente. El *ACI - 440 - R2* propone un factor para puentes expuestos al intemperie de $C_E = 0.85$.
- ✓ En los miembros reforzados con FRP, para mejorar la resistencia al cortante y evitar la pérdida de adherencia se limita la tensión máxima utilizada a 0.4% .

$$\begin{aligned}
 L_e &= 0.771 \text{ in} ; k_1 = 1.044 ; K_2 = \frac{44 - 0.771}{44} = 0.982 ; K_v = 0.116 \leq \\
 &0.75 \text{ OK y finalmente } \epsilon_{fe} = 0.00168 \leq 0.004 \text{ OK.}
 \end{aligned}$$

- ✓ Para garantizar que la franja del FRP resista las grietas diagonales se calcula el cortante por el FRP para un ángulo $\alpha = 90^\circ$.

$$V_f = \frac{0.37 \times 40.44 \text{ ksi} \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) \times 44}{6} = 110.31 \text{ kips}$$

- ✓ La fuerza cortante de la sección es:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \Psi_f V_f)$$

Sustituyendo:

$$\phi V_n = 0.85 (98.240 + 358.000 + 0.85 \times 28.795) = 409.29 \text{ kips}$$





La fuerza requerida $V_u = 408.56 \text{ kips}$

Por tanto

$$V_r = \phi V_n = 409.29 \text{ kips} = 182.72 \text{ t}$$

$$V_u = 408.58 \text{ kips} = 182.40 \text{ t}$$

siendo, $V_r > V_u \text{ OK}$

El FRP cubre totalmente la demanda de servicio, como se demostró en el estudio anterior. Se utilizarán 5 capas por flexión, y una sola capa en una dirección vertical espaciada a 15 cm en una longitud de 7.4 metros para el cortante.

4.4 Análisis de ventajas y desventajas

El objetivo es dar a conocer las principales ventajas y desventajas de las tres técnicas descritas anteriormente para el reforzamiento de la superestructura ante carga vertical. Estas características se mencionan en la tabla 4.7, para presfuerzo externo, la tabla 4.8 para adición de vigas y la tabla 4.9 para fibra de carbono.

Tabla 4.7. Análisis de ventajas y desventajas del presfuerzo externo.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
El peso adicional del presfuerzo externo es bajo comparado con la adición de elementos de material de concreto o de acero.	Los cables son altamente vulnerables a vibraciones por lo que se limita su longitud libre.
La facilidad de colocación reduce la influencia de la mano de obra y evita ser interrumpido el tráfico.	La cantidad de bloques de desviadores hace que pierda la eficacia del cable, al igual aumenta el peso.
Puede adoptar la configuración deseada.	Las cabezas de anclajes son vulnerables contra la corrosión, si en caso de ruptura, el cable significaría la pérdida de toda su fuerza y expondría a la estructura a sufrir graves daños.
Se aprovecha las trabes existentes.	Existe la posibilidad de un desgarramiento sin previo aviso, debido a la insuficiencia de ductilidad.
No se incrementa el peralte de la sección.	La técnica necesita suficiente espacio.
La facilidad de realizar un ajuste de fuerzas, al ir por fuera de la sección.	Si la excentricidad aumenta gradualmente, se incrementa la pérdida de fricción y flujo plástico.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Facilidad de un mantenimiento periódico en caso de deterioro.	Entre menos excentricidad y menor distancia entre bloques existe más pérdida de deslizamiento de anclaje.
Esta técnica puede ser aplicable para disminuir la demanda y ajustar fácilmente la resistencia a lo largo del elemento.	La longitud del claro es grande y el aumento de capacidad requerida es grande, existe riesgo no alcanzar a cubrir la demanda debido que las pérdidas serán inalcanzables.
Existe una gran variedad de diámetros y calibres, que ayudan a ser más precisos.	El área de acero en crecimiento disminuye la pérdida de flujo plástico.
	Son altamente vulnerables al fuego.
Simplicidad de cálculo.	El aumento de la excentricidad, puede encarecer la mano de obra y aumenta el peso propio por los bloques de desviadores, que deberán ser considerados en el análisis.
Puede ser aplicable a cualquier tipo de sección.	El elemento tendrá que estar fuera de corrosión y agrietamiento.
Económica.	Entre más longitud de un bloque otro aumenta la pérdida de relación y fricción.

Tabla 4.8. Análisis de ventajas y desventajas de adición de vigas.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
La técnica es eficiente cuando se tiene baja capacidad de carga en las vigas, es decir puede aumentar un gran porcentaje de resistencia.	Aumenta el peso propio de la superestructura conlleva un aumento en la subestructura y en la cimentación.
El aumento de resistencia de flexión y cortante, se reparte entre las vigas existentes y las nuevas inducidas.	Las demoliciones y el aumento de soportes, generan interrupciones de tráfico.
Una mayor vida útil.	La mano de obra es mayor comparada con las otras alternativas.
El uso de la técnica, puede conducir a resistencias mayores a las requeridas, incluso en la sección de máximo momento, manteniéndose del lado de la seguridad.	En porcentajes pequeños de aumento de resistencia, no es eficaz.
La longitud del claro no afecta de ninguna manera, por lo que es eficaz para cualquier tipo de longitud.	Requiere de suficiente espacio para adicionar las vigas.
La facilidad y rapidez de calcularse.	Es costosa





Tabla 4.9. Análisis de ventajas y desventajas reforzamiento con fibra de carbono.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Se ajusta a diversa secciones	No es apropiada cuando se requiera un aumento de resistencia significativo
Bajo costo de mantenimiento.	No debe haber daños en los elementos que se pretende reforzar, tales como grietas o muy baja capacidad de carga.
Es muy ligero, es decir no aumenta la carga muerta ni se modifica la geometría.	El costo es mayor comparado con el acero.
El tiempo de instalación es corto.	Se tiene poca experiencia en la durabilidad.
La facilidad de colocación permite que no existan interrupciones de tráfico.	La estructura deberá tener resistencia propia en caso de ruptura o vandalismo.
No se corroe y tiene una alta resistencia a la fatiga.	Baja resistencia a compresión.
Alta resistencia a tensión.	La longitud del claro limita la resistencia aportada del FRP.
Comparado con las otras técnicas ocupa menor espacio de trabajo.	La resistencia de FRP, en porcentajes de resistencia grandes no tiene eficacia, solo se limita a bajos porcentajes de resistencia, por la pérdida de adherencia.
Respecto a la resistencia de aportación por cortante, la fibra de carbono no tiene limitantes puede alcanzar grandes porcentajes de aportación de resistencia.	Si el concreto de la viga no tiene una resistencia de concreto alta, la utilización de la fibra de carbono puede ser de aportación de resistencia baja.
Existen una gran variedad de productos de FRP, por lo que el aumento de resistencia es precisa.	Se requiere de detalles de armado de sección trasversal, es decir de proyecto de diseño.
Facilidad de cálculo.	Vulnerable al fuego.
Se puede atacar a deficiencia el cualquier punto requerido a lo largo de la viga.	La exposición a la intemperie hace que disminuyan su resistencia, por lo que necesita ser afectad por un factor de intemperie.
Mejora el comportamiento en caso de vibraciones en la estructura	La baja existencia de acero suficiente no generara un comportamiento dúctil



REHABILITACIÓN POR ACCIÓN SÍSMICA

Muchos de los puentes fueron construidos antes de la década de los setenta con códigos ya no vigentes, dejando deficiencias importantes ante eventos sísmicos. En los Estados Unidos comenzó una inquietud en los criterios de diseño ante el sismo de San Fernando en 1971, teniendo un gran número de estructuras dañadas generando grandes pérdidas económicas. Más tarde se presentaron más sismos como Whittien 1987, Loma Prieta en 1989 y el Northridge en 1994, teniendo más modificaciones de criterios de diseño. Esto produjo muchas deficiencias en los puentes debido al diseño tomado del código de construcción de su época. Asimismo otro país como Japón tuvo severos daños debidos al sismo de Hanshin en 1995 teniendo más de 200 pilas dañadas en distintos puentes. En México se tienen regiones de alta sismicidad donde muchos de los puentes fueron construidos más de cuatro décadas con el código *AASHTO* generalmente, que durante al paso del tiempo se ha tenido una reestructuración de los criterios de diseño dejando a muchos de los puentes en estado de vulnerabilidad sísmica. A continuación se describen los métodos más utilizados en la actualidad para rehabilitación por acciones sísmicas en puentes de concreto reforzado.





5.1 Aumento de capacidad de resistencia en columnas mediante encamisados

Durante el transcurso del tiempo se ha tenido eventos sísmicos de alta intensidad que principalmente dañan las subestructuras (pilas) de puentes. Esta fuerza dinámica ataca principalmente regiones potenciales de las pilas, concentrándose grandes cantidades de energía, de cual de no tener un buen detallado de confinamiento, se presentan daños parciales y hasta totales e irreparables con posible colapso. Los estudios han demostrado que el refuerzo transversal espaciado estrechamente en las zonas críticas favorece a la capacidad ante cortante y flexo-compresión, mejorando en ductilidad y en rigidez. Sin embargo no muchos puentes ante tenido la fortuna de seguir de pie o sin daño alguno después de un sismo. Varios estudios a través de observaciones durante eventos sísmicos han podido demostrar fallas típicas de las cuales destacan tres: la primera de ellas es la falla a cortante, debida por una fuerza lateral y la falta de acero transversal. Esta falla se produce generando una falla frágil exhibiendo poca deformación plástica antes de la fractura del concreto. El mecanismo comienza a exhibir grietas inclinadas cuando la resistencia a flexión ha sido superada, después viene el desconche del recubrimiento y finalmente la ruptura donde del acero transversal o horizontal, dejando daño total en el núcleo del concreto confinado. La segunda es la falla en las zonas de articulaciones plásticas, debida cuando se tiene poca ductilidad a la deformación presentando grietas por flexión, desprendimiento del recubrimiento y en los estribos a veces el mal detalle de dobles quedando abiertos ante fuerzas cíclica produciéndose pandeo en el refuerzo longitudinal. La tercera es la falla de traslape, debida a las malas conexiones en los extremo o traslapes regiones potenciales generando la baja ductilidad en consecuencia una degradación de capacidad.

5.1.1 Aumento de capacidad a flexión y cortante por confinamiento

La importancia del confinamiento en pilas de puentes para el reforzamiento en zonas críticas, es dar suficiente ductilidad a la deformación. Para ello es necesario realizar un análisis de capacidad del elemento estructural, con el objetivo de determinar el confinamiento necesario y evitar un sobre-reforzamiento, que durante la presencia sísmica se induce grandes presiones pasivas agrietando el núcleo de la pila. Primeramente se realiza un análisis estático no-lineal donde se obtiene la rotación plástica θ_p de las zonas potenciales, con fin de determinar la curvatura plástica. En figura 5.1 se representa cada parámetro necesario para determinar el confinamiento por flexión.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (5.1)$$

Varias expresiones sean propuesto, para conocer la distancia donde se presentará la articulación plástica en la columna. Para está evaluación se toma en cuenta la ecuación 5.2 propuesta por Priestley (1996), en función de la longitud de la pila L , el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal f_{ye} (MPa) y en el diámetro de varillas longitudinales d_{bl} .

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \quad (5.2)$$

También es necesario conocer curvatura máxima ϕ_m , que se calcula con la ecuación 5.3.

$$\phi_m = \phi_p + \phi_y \quad (5.3)$$

Donde a través del análisis de momento curvatura se conoce la curvatura de fluencia ϕ_y y la profundidad del eje neutro c , con la finalidad de determinar la deformación máxima requerida a compresión.





$$\varepsilon_{cm} = \phi_m c \quad (5.4)$$

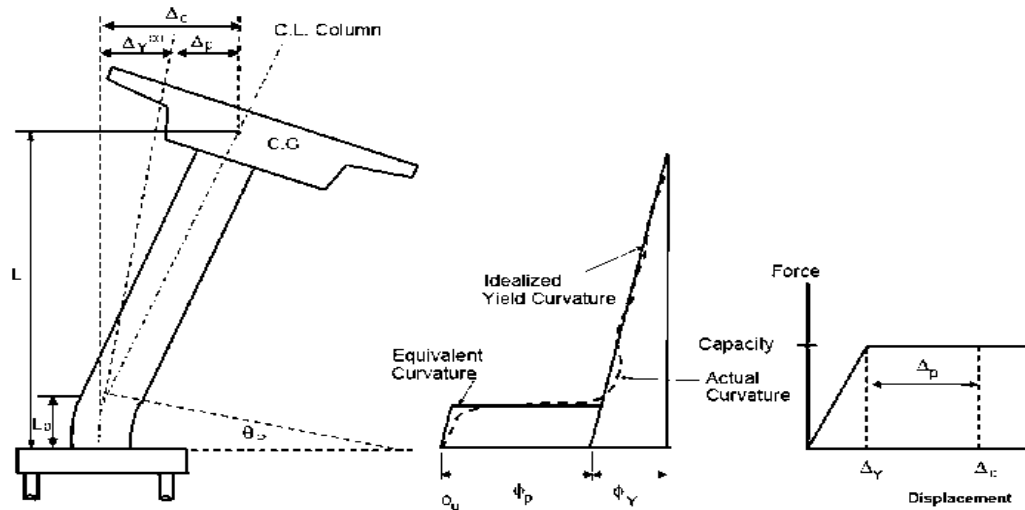


Figura 5.1. Esquema representativo de la rotación plástica en la zona potencial de la pila (Seismic Desing Criteria Caltrans, 2006)

Donde C , es el eje neutro de la sección y la curvatura máxima ϕ_m dependerá de la sumatoria de la curvatura de fluencia ϕ_y , y la curvatura plástica ϕ_p .

El confinamiento por cortante necesario, se basa principalmente en la capacidad de resistencia de la columna (ver ecuación (5.2), partiendo de conocer las tres contribuciones: resistencia de concreto V_c , la resistencia del refuerzo transversal V_s y resistencia por carga V_p , que están afectadas por un factor de reducción a corte ϕ_s .

$$V_R = \phi_s (V_c + V_s + V_p) \quad (5.5)$$

El cortante que adquirirá la camisa será la diferencia de la demanda V^0 y la capacidad por cortante V_R de la pila aplicando la ecuación (5.3):

$$V_{sj} = V^0 - V_R \quad (5.6)$$

A continuación se describirá técnicas de confinamiento utilizados para esta evaluación, con sus respectivas fórmulas para determinar el espesor necesario a flexión y cortante.

5.1.2 Reforzamiento mediante encamisado de fibra de carbono

Un equipo de investigadores comenzaron a realiza pruebas con fibra de carbono en pilas, demostrando que este material adherido en zonas potenciales en pilas de puentes, es una técnica eficaz que mejora su comportamiento sísmico aumentándola capacidad de resistencia. El FRP puede adaptarse a cualquier sección, pero la más que le hace eficaz es la sección circular como se observa en la figura 5.2, debido al confinamiento que se realiza en forma uniforme en la cara de columna. Mientras que en secciones cuadradas o rectangulares se tiene una ineficiencia de 50%, comparadas con las circulares debido al confinamiento que solo se concentra en las esquinas.





El FRP principalmente se utiliza para dar confinamiento ya que es un material que trabaja a puramente a flexión. Las fibras se orientan en sentido a la necesidad de reforzamiento, que durante el evento sísmico, la columna exhibirá dilataciones tratando de romper los estribos, lo cual la fibra dará presiones pasivo impidiendo la falla.



Figura 5.2. La rehabilitación parcial de las columnas de sección circular mediante encamisados de fibra de carbono (<http://www.luckett-farley.com/frp-strengthening/>).

Para fines de diseño es necesario conocer la resistencia del concreto confinado f'_{cc} a través de la ecuación 5.7 en función de la resistencia de concreto sin confinar f'_{co} y la presión de confinamiento $f'l$.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (5.7)$$

La presión de confinamiento lateral se determina usando la ecuación 5.8, donde para columnas circulares el factor de eficiencia es $k_a = 1$, ρ_f es el porcentaje de fibra, ε_{fe} es la deformación de efectiva y E_f es módulo de elasticidad.

$$f'l = \frac{k_a \rho_f \varepsilon_{fe} E_f}{2} \quad (5.8)$$

Para columnas circulares se tiene que el porcentaje de fibra se determina usando la ecuación 5.9.

$$\rho_f = \frac{4nt_f}{h} \quad (5.9)$$

Donde la n es el número de capas de fibra de carbono, t_f es el espesor de una sola fibra y h es el diámetro de la sección.

La siguiente ecuación 5.10, determina el espesor requerido t_i , por deficiencia de ductilidad a flexión en la zona de articulaciones plásticas:

$$nt_f = t_i = \frac{0.1(\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc} D}{f_{ui} \varepsilon_{ui}} \quad (5.10)$$

Las variables f_{ui} y ε_{ui} , son el esfuerzo admisible y la deformación ultima respectivamente del material de fibra de carbono. También el espesor dependerá del diámetro de la columna D , y la resistencia máxima del elemento confinado f'_{cc} .



Por otro lado el incremento de capacidad a cortante parte de conocer la fuerza que adsorberá la camisa. La ecuación 5.11 está en función del esfuerzo de fluencia f_{yf} , aplicando la ecuación 5.11 y el diámetro de la sección D .

$$t_i \geq \frac{V_{sj}}{2.24 f_{yf} D} \quad (5.11)$$

5.1.3 Reforzamiento mediante encamisado de acero

El uso de las camisas de acero, comenzó a realizarse los primeros ensayos en la década de los 80's por Tomii, Jakino y Xiao, con el objetivo de mejorar la ductilidad y cortante. Principalmente estos estudios se realizaron en columnas de sección circular observándose una técnica eficaz. Sin embargo se tenía incapacidad en columnas de sección rectangular teniendo un degradamiento en la resistencia y rigidez (ver figura 5.3). Así que en el año 1994 Chai, propone una técnica de confinamiento en columnas rectangulares de concreto reforzado, rehabilitadas con encamisados elípticos, obteniendo mejoras en el comportamiento. Esta técnica en las columnas circulares, consiste en colocar dos hojas envueltas tomando el mismo radio de la columna unidas con soldadura, dejando una separación de la base de la columna a la camisa de acero, 5 cm esto es para evitar aumento de resistencia a flexión en la base de la columna, como se observa.

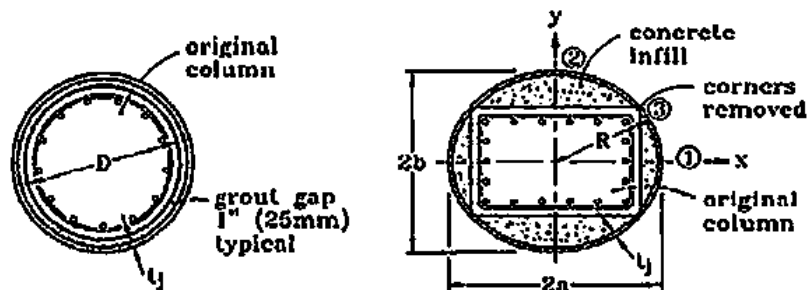


Figura 5.3. Esquema de encamisado de acero para secciones circulares y rectangulares (M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, 1996).



Figura 5.4. La rehabilitación de las columnas del puente mediante encamisados de acero (Reginald DesRoches, 2008).



La figura 5.4 es un ejemplo real de la aplicación de esta técnica, considerando solamente zonas críticas en las pilas. Usando la misma ecuación 5.7 y 5.8 se sigue a obtener el porcentaje de acero con la ecuación 5.12 que depende del espesor de la placa de acero t_i y el diámetro de la sección D . El espesor se determinó en función de las propiedades de esfuerzo de fluencia f_{yi} y deformación última ϵ_{sm} de la placa de acero, que comúnmente se utiliza acero de grado A-36 como se muestra en la ecuación 5.13:

$$\rho_s = \frac{4 t_i}{D} \tag{5.12}$$

Para columnas circulares:

$$t_i = \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004) D f_{cc}}{f_{yi} \epsilon_{sm}} \tag{5.13}$$

Para el reforzamiento por cortante se utiliza la misma ecuación a la del FRP (ver ecuación 5.11).

5.1.4 Reforzamiento mediante encamisado de concreto reforzado

La técnica de reforzamiento de columnas con camisa de concreto reforzado, ha tenido una amplia utilización en la edificación y poco en columnas de puente. La instalación del refuerzo longitudinal se añadirá teniendo mucho cuidado en anclar las barras en los extremos, es decir el detalle de la conexión en la cimentación y en el cabezal, deberá ser muy bien hechos con el fin de asegurar la formación de la articulación plástica y evitar la posibilidad del pandeo en la barras en el centro de la columna, como se observa en la figura 5.5.a. En lo acabe decir del refuerzo transversal es un poco complicado la colocación de los estribos por que deberán introducirse en el núcleo de la columna existente y actual como se observa en la figura 5.5.b. Básicamente la camisa de concreto reforzado para el reforzamiento de la columna parte del diseño nuevo.

El espesor de la camisa de concreto, no hay un regla a seguir, su espesor se realizar en cuestión al criterio del diseñador y el porcentaje de acero longitudinal y transversal parte de realizar nuevo diseño con los criterios Mander confinado.

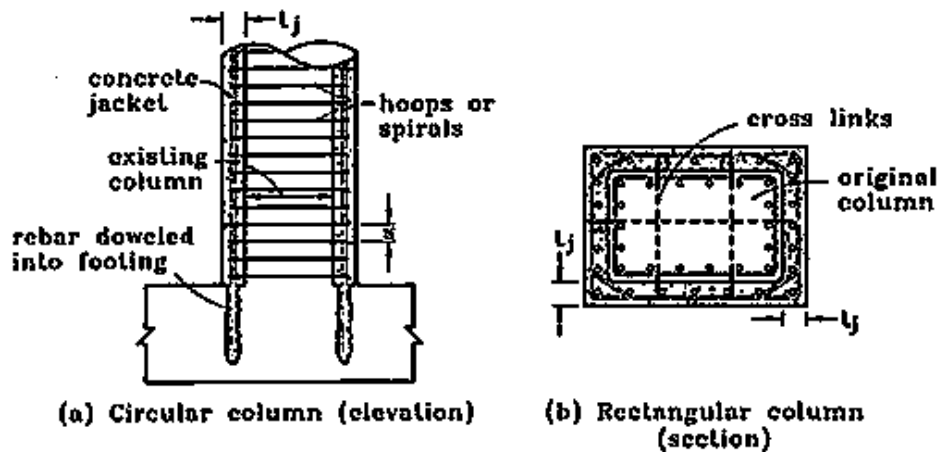


Figura 5.5. Esquema de la rehabilitación de encamisado de concreto reforzado de secciones circulares y rectangulares (M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, 1996).



Figura 5.6. Esquema de la rehabilitación de encamisado de concreto reforzado de secciones circulares y rectangulares (Reginald DesRoches, 2008).

De la misma manera se utiliza la ecuación 5.6 para determinar la resistencia del concreto confinado en función de la presión lateral mediante la ecuación 5.14. Donde f_{yh} es el esfuerzo de fluencia de la barra de acero transversal, A_{sp} área de la misma, D diámetro de la nueva sección y S separación de estribo a estribo.

$$f'_{cl} = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D S} K_e \quad (5.14)$$

Para secciones circulares se tiene un coeficiente efectivo de confinamiento K_e , que parte de conocer el área efectiva del núcleo confinado A_e y área del núcleo exclusivamente el área del refuerzo longitudinal A_{cc} .

$$K_e = A_e / A_{cc} \quad (5.15)$$

Y finalmente la deformación a compresión última se da en la ecuación 5.16 que depende de las propiedades del acero de confinamiento área de acero A_{ps} , esfuerzo de fluencia f_{yh} , deformación de última ϵ_{su} y del diámetro de la sección nueva D , la separación requerida S .

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{4A_{ps}f_{yh}\epsilon_{su}}{D S f'_{cc}} \quad (5.16)$$

Por los que respecta al aumento de resistencia a cortante se tiene:

$$V_{sp} = \frac{\pi A_{ps}f_{yh}D}{2 S} \cot \theta \quad (5.17)$$

5.1.5 Reforzamiento mediante encamisado de presfuerzo externo concéntrico

Esta técnica ha tenido éxito en la mejoría del confinamiento mediante el uso de cable de alta resistencia alrededor de la columna pero ha sido muy poco implementada comparada con las anteriores. El presfuerzo externo concéntrico proporciona presiones pasivas y activas, mejorando el comportamiento a cortante como se observa en la figura 5.7. Sin embargo el uso



de esta técnica no aumenta la rigidez y la resistencia a flexión. En columna circular se tiene mayor eficacia que en comparación de las secciones rectangulares debido al confinamiento aplicado no distribuidamente en las caras de la columna. Por tal motivo sea tenido que usar sobre marcos de acero con discos semicirculares alrededor de la columna para dar confinamiento uniforme.

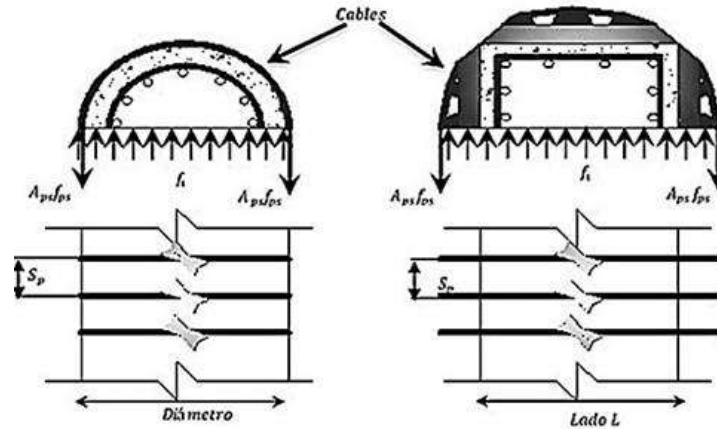


Figura 5.6. Esquema de representación del confinamiento en sección transversal circular y rectangular.



Figura 5.7. La rehabilitación de las columnas mediante la utilización de la técnica de pretensado externo concéntrico (Reginald DesRoches, 2008).

En la figura 5.7 es un ejemplo de la aplicación del pretensado externo concéntrico donde la metodología de diseño es similar a la de la técnica de concreto reforzado; es decir utilizando las mismas ecuaciones sustituyendo la propiedades correspondientes.

5.1.6 Ejemplo de aplicación

Se propone un puente con una longitud de 75 m, dividido entre claros iguales, con las siguientes:

- Se utilizó una resistencia del concreto de 300 kg/cm^2 .
- Superestructura se conforma de 6 vigas AASHTO de tipo IV.
- Capa asfáltica tiene 10 cm de espesor, con un peso volumétrico de 2.2 t/m^3 .
- Losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor, con un peso volumétrico de 2.4 t/m^3 .
- Se tiene una carga de guarnición y parapetos de 0.6 t/m , en los extremos del puente (propuesto).





- En cada claro se tiene 4 diafragmas con las dimensiones de 25 cm de base y 96 cm de altura.
- En los extremos de cada claro se tiene un cabezal de 11.86 m, de longitud y una sección transversal de 1.3 de ancho, y 1.55 de altura.
- Las pilas del puentes cuentan con una sección transversal de 1.6m, un porcentaje de acero de 0.5% y una separación transversal de 40cm (varillas del número 4 de grado 60). El puente se conforma de dos pilas de 3m en cada extremo del puente y cuatro pilas de 12m al centro del puente como se observa en la figura 5.8.

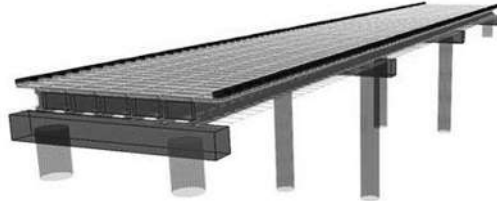


Figura 5.8. Modelo del puente realizado mediante el programa sap2000.

Para fines de diseño se utilizó un espectro de diseño propuesto para la localidad de Lázaro Cárdenas en el estado de Michoacán, mediante el programa PRODISIS. El factor de reducción o comportamiento sísmico fue de $Q=2$, mediante la colaboración de manual de Obra civiles por Sismo de Comisión de federal de Electricidad.

5.1.6.1 Descripción de las técnicas de encamisados

La envoltura de cada camisa utilizada se aplicó exclusivamente en la zona de articulación plástica de las pilas de los modelos. Los materiales de cada camisa en particular se describen a continuación:

Encamisado de acero. Se utilizó placas de acero A – 36 con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 248 \text{ MPa}$.

Encamisado de Fibra de carbono. La lámina de fibra de carbono utilizada se caracteriza por tener un módulo de elasticidad $E_f = 49\,100 \text{ MPa}$, un esfuerzo de tensión $f_{fu} = 780 \text{ Mpa}$, un esfuerzo máximo a la deformación de $\varepsilon_{fu} = 0.018$ y un espesor de $t_f = 1.3 \text{ mm}$. Es necesario considera un factor de reducción por exposición al intemperie $C_E = 0.85$.

Encamisado de concreto reforzado. Se utilizó la varilla del número cuatro de grado 60 para dar el confinamiento, cubiertas con un espesor de concreto $t_c = 12 \text{ cm}$ con una resistencia de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y un recubrimiento de $rec = 4 \text{ cm}$. Además en cuanto a la necesidad de confinamiento por ductilidad en el sentido longitudinal se adicione varillas del número catorce.

Encamisado de presfuerzo externo concéntrico. El confinamiento se llevó acabo con tendones de alta resistencia de baja relajación, con las siguientes características: un esfuerzo máximo de último de $f_u = 270 \text{ ksi}$, modelo de elasticidad de $E_p = 29\,000 \text{ ksi}$, el área efectiva del tendón es $A_e = 0.1529 \text{ in}^2$.



5.1.6.2 Resultado de la evaluación

Aplicando las cuatro técnicas de aumento de resistencia para la pila caracterizada por una altura de 12m (ver resultados tabla 5.1), se obtuvo los porcentajes de aumento de rigidez teniendo para la camisa de acero 37.5%, con la fibra de carbono (FRP) 40.6%, con el concreto reforzado 48.9% y con el presfuerzo externo 9.8%. Para la ductilidad de desplazamiento hubo mejoría teniendo para uso de camisa de acero 3.46, con el uso de la fibra de carbono 3.52, con el concreto reforzado 3.39 y para el presfuerzo concreto 3.21. Y en cuanto a la ductilidad de curvatura el aumento fue como era de esperarse teniendo para la camisa de acero 8.58, para la camisa de fibra de carbono 8.78, con el concreto reforzado 8.36 y para el presfuerzo externa 7.79.

Tabla 5.1. Resultados de las rigideces y ductilidades para distintos encamisados en los pórticos centrales de altura de 12 m.

ALTURA (m)	ENCAMISADO	RIGIDEZ (%)	ZONA	P (ton)	$\mu\Delta$	$\mu\phi$
12	EXISTENTE	-	-	592	2.85	6.70
12	C. ACERO	37.5	A.P	592	3.46	8.58
12	C. FRP	40.6	A.P	592	3.52	8.78
12	C. CONCRETO R.	48.9	A.P	592	3.39	8.36
12	C. PRESFUERZO C.	9.8	A.P	592	3.21	7.79

Para la pila caracterizada por tener una altura 3m, los resultados se muestran en la tabla 5.2, indicando el porcentaje de rigidez mediante el uso de placas de acero 43.3%, con la fibra de carbono (FRP) 47.2%, con el concreto reforzado 54.9% y con el presfuerzo externo 16.8%. En cuanto a la ductilidad de desplazamiento se tiene para camisa de acero 6.55, con el uso de la fibra de carbono 6.71, con el concreto reforzado 6.12 y para el presfuerzo concreto 6. La ductilidad de curvatura también aumento teniendo para la camisa de acero 10.58, para la camisa de fibra de carbono 10.97, con el concreto reforzado 9.81 y para el presfuerzo externa 9.70.

Tabla 5.2. Resultados de las rigideces y ductilidades para distintos encamisados en los pórticos centrales de altura de 12 m.

ALTURA	ENCAMISADO	RIGIDEZ (%)	ZONA	P (ton)	$\mu\Delta$	$\mu\phi$
3	EXISTENTE	-	-	238	5.54	8.83
3	C. ACERO	43.3	A.P	238	6.55	10.58
3	C. FRP	47.2	A.P	238	6.71	10.97
3	C. CONCRETO R.	54.9	A.P	238	6.12	9.81
3	C. PRESFUERZO C.	16.8	A.P	238	6.00	9.70

Mediante el análisis de mecanismo de colapso se tuvo la curva de capacidad. Indicando los puntos críticos de las pilas con sus respectivas propiedades de momento curvatura. Los resultados más importantes se muestran en la tabla 5.3, teniendo para el puente existente 51% del peso correspondiente de la superestructura, 59% con la camisa de acero, con la fibra de carbono 58%, con el concreto reforzado 71% y con el presfuerzo externo 64%. En cuanto a la ductilidad dependiendo del desplazamiento último se tiene para el puente existente 3.33, con la camisa de acero 4.31, con la fibra de carbono 4.32, con el concreto reforzado 3.99 y con el presfuerzo externo 3.75. Además estas resultas se representan a través de la figura 5.9 que idealiza la curva de capacidad respecto a cada camisa.

Tabla 5.3. Resultados de las rigideces y ductilidades para distintos encamisados en los pórticos centrales de altura de 12 m.

ENCAMISADO	ZONA	RESISTENCIA	Δ_{MAX}	Δu	$\mu\Delta$
EXISTENTE	A.P	0.51	0.54	0.60	3.33





REHABILITACIÓN DE PUENTES

C. ACERO	A.P	0.59	0.69	0.84	4.31
C. FRP	A.P	0.58	0.59	0.80	4.32
C. CONCRETO R.	A.P	0.71	0.72	0.79	3.99
C. PRESFUERZO C.	A.P	0.64	0.63	0.75	3.75

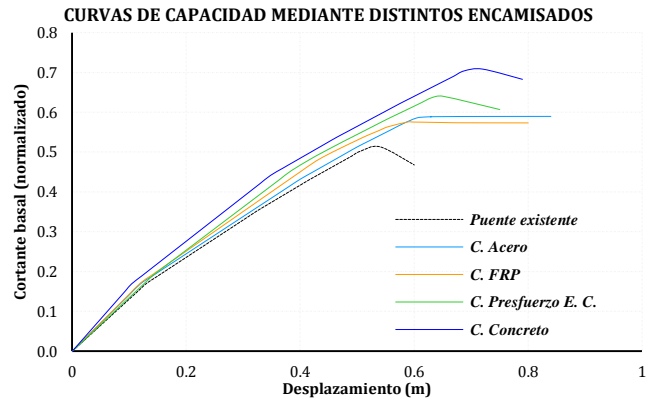


Figura 5.10. Curvas de capacidad implementando distintos encamisados.





5.2 Aislamiento sísmico mediante apoyos de neopreno-plomo

Existen estructuras de gran importancia como los puentes, ya que son una fuente de acceso de comunicación que necesitan estar en total funcionalidad de servicio después de un evento sísmico. Los sismos han demostrado ser un fenómeno destructivo que produce daños significativos en las subestructuras como son las pilas de puentes. Por tal motivo por primera vez se inventó una técnica de desacoplamiento de la estructura con el suelo creada en Nueva Zelanda en la década de los setentas principalmente para edificaciones, que con el paso del tiempo se acoplo a puentes de manera muy eficaz. El aislamiento sísmico tiene el propósito de separar la superestructura de la subestructura mediante apoyos flexibles al movimiento horizontal y rígido al movimiento vertical, como se muestra en la figura 5.11. También es atractiva especialmente en las estructuras rígidas o sobre terrenos rígidos ya que alejan al sistema de la zona de frecuencias donde se concentra la energía del sismo, en un caso contrario, de estructuras desplantadas sobre suelos muy flexibles, podría ser perjudicial su uso; es decir podría llevar al sistema a la zona donde la energía se concentra. Esta técnica busca una disminución de la demanda a niveles en que la capacidad existente de la estructura sea suficiente para resistir las fuerzas accidentales. Las reducciones significativas de fuerza, hace que se puedan diseñar elementos estructurales en el rango elástico, porque el aislador de base absorbe todo el desplazamiento y no en los elementos estructurales: superestructura, pila o estribo.

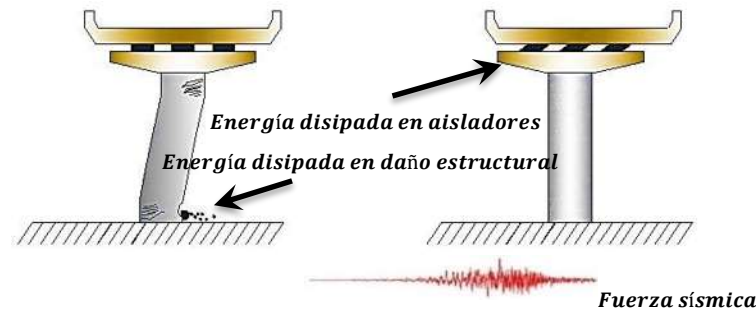


Figura 5.11. Comparativa de una columna de puente convencional y con aislamiento base.

5.2.1 Cambios de periodo y amortiguamiento

La utilización del aislamiento de base, lleva al sistema estructural a un alargamiento del periodo natural de vibración, conduciendo a una reducción de la fuerza de aceleración como se observa en figura 5.12.a, permitiendo un diseño simple y económico. Sin embargo el aumento de periodo da como resultado un incremento de desplazamiento como se muestra en la figura 5.12.b.

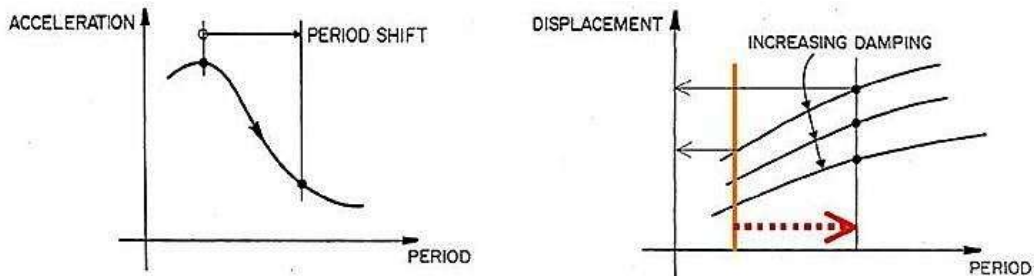


Figura 5.12. El cambio de periodo (figura izquierda) y el incremento de amortiguamiento que conduce a disminución de fuerza y desplazamiento respectivamente, (figura derecha) (M. C. Constantinou et. al, 2011).





Por ello se buscan fuentes de disipación de energía que incrementen el amortiguamiento y, por lo tanto, se disminuye el desplazamiento. Generalmente los espectros de respuesta elástico para una estructura tiene un amortiguamiento del 5% debido a las propiedades de los materiales y condiciones del sitio, por lo que un espectro de respuesta para diferentes cantidades de amortiguamiento deberá ser construido de acuerdo a las condiciones del sitio en particular, esto es debido a que algunos programas de cómputos no tienen la capacidad de modificar la demanda para varios tipos de amortiguamiento.

5.2.2 Características del apoyo y disipación de energía

Las partes que conforman el apoyo elasto-plástico son el hule, las placas de acero y un núcleo de plomo como se observa en la figura 5.13. El hule que alcanza altas deformaciones bajo cargas verticales, cuenta también con muy buena resistencia por fatiga. Las placas de acero intercaladas, permite el aumento de la rigidez vertical con deflexiones mínimas, mejorando la estabilidad ante la fuerza horizontal disminuyendo el pandeo. El núcleo de plomo que tiene varias funciones tiene como característica principal la disipación de energía a través de las deformaciones plásticas del ciclo histéresis.

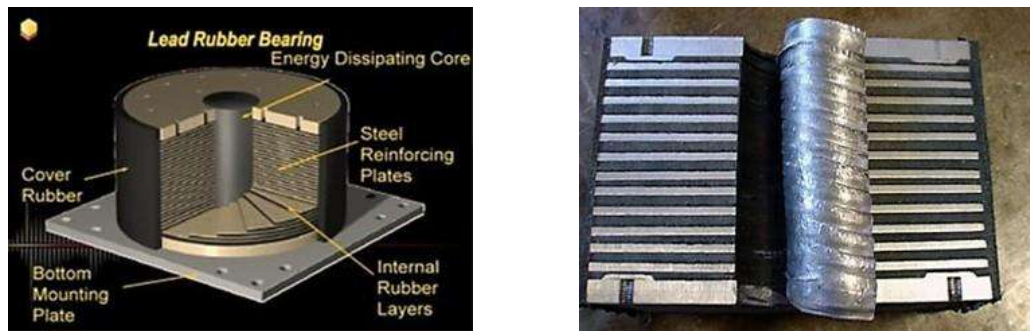


Figura 5.13. Apoyo de neopreno con núcleo de plomo (Paul Bott et. al, 2008).

El plomo se caracteriza por tener baja capacidad a la fluencia por cortante (101.97 kg/cm^2), que es bastante pequeña comparada con la del acero, teniendo como ventaja la disipación de energía mucho antes que las pilas del puente. Además es el único material que se recristaliza, es decir que cambia temporalmente sus propiedades con cargas mayores a las de fluencia.

La funcionalidad del aislamiento de base, es limitar una parte de la energía de entrada sísmica a la estructura, con base en el aumento del periodo y la disminución de la demanda sísmica. La otra parte de energía entra a la estructura, es disipada por medio de daño. La energía disipada por el amortiguamiento del plomo es la última oportunidad de control, porque en caso de excederse, la energía de entrada será disipada a través de la ductilidad en los elementos estructurales que se manifestará en daño permanente.

El comportamiento del apoyo elastomérico se puede aproximar mediante un modelo de rigidez bilineal. El neopreno se caracteriza por tener una rigidez elástica menor que la del plomo y el plomo tiene un comportamiento plástico después de la fluencia, que en conjunto de estos dos materiales representan la elasticidad bilineal y la rigidez de post-fluencia formando la curva de histéresis como se observa en la figura 5.14. A continuación se describirá el ciclo de histéresis en los siguientes puntos:

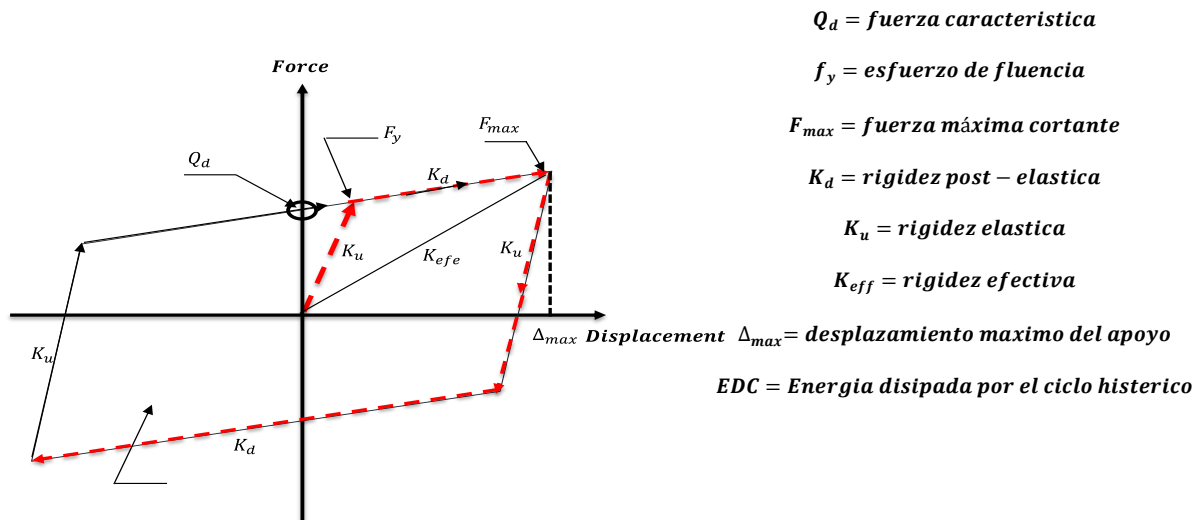


Figura 5.14. Ciclo de histéresis de aislador base.

1. El plomo resiste bajos esfuerzos por cortante con una rigidez alta K_u , hasta que se alcanza un nivel de fluencia F_y , lo que determina la fuerza característica Q_d y manteniéndose elástico el neopreno.
2. La rigidez de post-fluencia K_d del neopreno, se mantiene mínima hasta una fuerza máxima F_{max} , con lo cual se asegura una buena disipación de energía. Después de retirarse la fuerza, la deformación del neopreno se recupera auto centrándose a su posición original.
3. El área del ciclo histéresis representa la energía disipada, lo que es el trabajo del aislador.
4. La rigidez del neopreno es pequeña comparada con la del plomo.
5. La fuerza de fluencia es constante, mientras que la energía disipada depende del desplazamiento máximo.

Es común observar la colocación del aislador de base en puentes en la parte superior de la pila o cabezal, como se observa en la figura 5.15, como es el ejemplo del puente del Rio Claro en Chile, que se utilizó como medida de refuerzo en un puente existente con el propósito de disminuir la demanda sísmica.

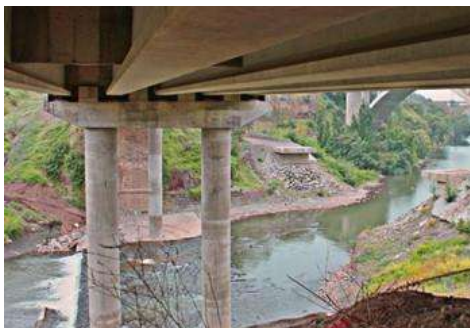


Figura 5.15. Reconstrucción del Rio Claro en Chile, se realizó sentando la superestructura en apoyos flexibles (<http://rba-global.com/proyectos/puente-rio-claro/>).



5.2.3 Método de análisis basado en desplazamiento

El análisis puede realizarse con distintos niveles de precisión, con características elásticas o inelásticas. En nuestro caso se aplicará el método directo de desplazamientos que se basa en el desplazamiento máximo del aislador, partiendo de las siguientes hipótesis (Buckle, et al, 2002):

- La superestructura se considera rígida dentro y fuera de plano.
- El puente se modela como un sistema de un solo grado de libertad.
- El espectro de desplazamiento del sitio es totalmente proporcional al periodo.
- Las propiedades del aislador se representan con un ciclo de histéresis bilineal.
- La disipación de energía se puede representar por un amortiguamiento equivalente.

El método de análisis simplificado basado en desplazamientos se puede determinar mediante el procedimiento de subestructura rígida o flexible. Para el procedimiento del ejemplo propuesto se limitara la explicación y sólo se enfocara en subestructura flexible. El método es iterativo, depende principalmente de las variables como la rigidez efectiva, el periodo equivalente y el amortiguamiento, donde a continuación se describe el proceso:

- Se determinará el desplazamiento de la subestructura D .
- Se determinará el rigidez efectiva K_{efe} para las N subestructuras con las ecuaciones fundamentales de la mecánica estructural con la ecuación (5.18):

$$K_{eff} = \sum_1^N K_{effj} \quad (5.18)$$

- Determinar el periodo efectivo T_{efe} para un sistema de un solo grado de libertad con la ecuación (5.19):

$$T_{efe} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{g} K_{eff}} \quad (5.19)$$

Donde w , es el peso de la superestructura y la fuerza de gravedad es g .

- Determinar el amortiguamiento viscoso equivalente β_{efe} :

$$\beta_{efe} = \frac{2Q_d(D-D_y)}{\pi K_{eff} D^2} \quad (5.20)$$

Donde Qd es la fuerza característica del aislador, Dy es el desplazamiento de fluencia del aislador.

- Con base en el periodo efectivo y el amortiguamiento equivalente, se construye un espectro de desplazamiento S_d .

$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 g \quad (5.21)$$

- Comparar los valores obtenidos de desplazamiento asumido D , del paso 1 y el desplazamiento de paso 6; en caso de no coincidir repetir los pasos del 2 al 6.





7) Determinar el cortante basal.

$$F_{sub} = K_{efe} D \quad (5.22)$$

El propósito del análisis basado en desplazamientos, es la facilidad de verificar la disminución de fuerza y saber qué porcentaje de fuerza deberá disminuir cada apoyo del puente, basado en sus propiedades.

5.2.4 Método basado en el diseño

Para determinar el esfuerzo de fluencia del plomo F_y y la fuerza a cortante Q_d , se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$F_y = \frac{1}{\psi} f_{yL} \frac{\pi d_L^2}{4} \quad a) \quad Q_d = F_y \left(1 - \frac{K_d}{K_u}\right) \quad b) \quad (5.23)$$

De acuerdo con el ciclo histérico la rigidez post-elástica K_d , esta en función de la rigidez del neopreno K_r y la rigidez del plomo f .

$$K_d = f K_r \quad (5.24)$$

Donde,

$$K_r = \frac{G A_b}{T_r} \quad (5.25)$$

Siendo, G el módulo de rigidez a cortante del neopreno, A_b es el área del neopreno efectiva y T_r es la altura del apoyo.

El área efectiva A_b , del neopreno con la siguiente expresión:

$$A_e = \frac{\pi(d_b^2 - d_L^2)}{4} \quad (5.26)$$

Siendo d_b y d_L , los diámetro del neopreno y del plomo respectivamente.

También en función del ciclo histéresis se obtiene la fuerza máxima F_{max} :

$$F = Q_d - K_d D \quad (5.27)$$

El desplazamiento de fluencia D_y :

$$D_y = \frac{Q_d}{K_u} - K_d \quad (5.28)$$

La rigidez efectiva K_{efe} :

$$K_{efe} = \frac{Q_d}{D} + K_d \quad (5.29)$$

Por lo tanto el amortiguamiento viscoso equivalente β_{efe} , se determinara con la ecuación (5.20), donde a partir del amortiguamiento calculado se modifica el espectro y se determina el espectro híbrido:





$$\beta_{efe} = \frac{2Q_d(D-D_y)}{\pi D(Q_d + K_d D)} \quad (5.30)$$

El desplazamiento lateral crítico del aislador de base, se determinara con la ecuación siguiente:

$$D_{cr} = \frac{PB - Q_d h}{P + K_d h} \quad (5.31)$$

También es necesario realizar una revisión de límites de deformación tomando en cuenta las deformaciones que se produzcan en el apoyo con las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \gamma_c &\leq 2.5 \\ \gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_r &\leq 5 \\ \gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r &\leq 5.5 \end{aligned} \quad (5.32)$$

Donde, las deformaciones a compresión del neopreno bajo carga vertical γ_c se determinará utilizando las ecuaciones 5.33 o 5.34, siendo P la carga total sobre el apoyo, k el módulo de abombamiento del neopreno, y k es la constante de material del neopreno:

$$\gamma_c = \frac{3SP}{2A_r G(1+2k'S^2)} \quad \text{factor de forma de capa pequeña } (S \leq 15) \quad (5.33)$$

$$\gamma_c = \frac{3P(1+8GK'S^2/K)}{4Gk'SA_r} \quad \text{factor de forma para la capa laga } (S \geq 15) \quad (5.34)$$

Siendo el factor de forma S, esta en función del espesor de la capa de la lámina de neopreno como:

$$S = \frac{d_b - d_L}{4d_b t_i} \quad (5.36)$$

El área de traslape A_r , cuando se presente el máximo desplazamiento se determinará como:

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) \quad (5.37)$$

Donde el factor δ es: $\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_d}{d_b} \right)$

La deformación a cortante debido al desplazamiento lateral no sísmico γ_{ss} :

$$\gamma_{ss} = \frac{\Delta_s}{T_r} \quad (5.38)$$

Donde, $\Delta_s = \alpha \Delta T L$

Siendo α es el coeficiente de expansión térmica, ΔT es la diferencia de temperatura promedio de diseño y L es longitud de expansión.

La deformación a cortante debido a desplazamiento lateral sísmico $\gamma_{s,eq}$:

$$\gamma_{s,eq} = \frac{D}{T_r} \quad (5.39)$$





La deformación a cortante debido a la rotación γ_r , debido a la carga muerta, viva y la construcción:

$$\gamma_r = \frac{d_b^2 \theta}{2t_i T_r} \quad (5.40)$$

Siendo θ , la rotación del apoyo.

Generalmente la inestabilidad se encuentra influenciada por detalles de instalación. La revisión se llevará a cabo en dos puntos que se describirán a continuación:

- 1) La estabilidad de estado no deformado se revisa solo tomando en cuenta solo la carga axial.

$$P_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c G A}{3T_{r,2}}} \quad (5.41)$$

Donde,

$$E_c = \frac{1}{\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K}}$$

K= es el módulo de compresibilidad y puede considerarse como infinito.

El factor de seguridad es la relación de carga crítica P_{cr} y la carga muerta P, que deberá ser mayor de 3, para satisfacer el estado no deformado.

- 2) La revisión del estado deformado depende de la carga crítica. De igual manera se revisa en función del grado de sujeción de la conexión pero incluyendo el efecto de la deformación lateral.

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A} \quad (5.42)$$

Donde la carga crítica deberá ser mayor que 1.2 veces la carga total.

5.2.5 Ejemplo de aplicación

Se pretende aplicar aislamiento de base en todos los apoyos de la superestructura de la figura 5.8, con el objetivo de llevar a cabo una comparación sobre las distintas técnicas de refuerzo aplicadas en dicho puente.

Tabla 5.4. Propiedades del apoyo de neopreno-plomo.

Rotación admisible (θ)	0.0022	rad
Módulo de elasticidad del neopreno (E_{ap})	45.38	kg/cm ²
Módulo de rigidez al corte del neopreno (G)	10.2	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia efectivo del plomo (f_{yl})	142.76	kg/cm ²
Módulo de abombamiento del neopreno (K)	20394.32	kg/cm ²
Constante de material del neopreno (k')	0.57	





El procedimiento consistió en la realización del análisis aplicando el método directo basado en el desplazamiento con el fin de obtener una distribución de fuerzas más adecuada entre las pilas, y después realizar el diseño de los apoyos. Las propiedades del aislador de base se proponen en la siguiente tabla 5.5. Los resultados obtenidos del análisis directo basado en el desplazamiento se presentan en la tabla 5.6 mencionando las propiedades más importantes obtenidas. Cabe destacar el incremento del periodo efectivo 1.52 y el amortiguamiento viscoso equivalente 23.1%. También en la tabla 5.6 se muestran resultados específico para cada extremo de claro, llegando a obtener el porcentaje de fuerza a cortante de las pilas correspondientes al claro.

Tabla 5.5. Resumen de propiedades del aislador base.

peso de la superestructura w:	1795.5	ton
fuerza característica:	179.6	ton
post-fluencia de rigidez:	15613.1	kg/cm
desplazamiento propuesto:	11.5	cm
rigidez efectiva:	31226.4	kg/cm
periodo efectivo:	1.52	seg
amortiguamiento viscoso equivalente:	0.231	
espectro de desplazamiento del sitio :	11.5	cm
cortante base / peso	359.104	ton
Mejoramiento de resistencia a cortante	20	%

Tabla 5.6. Propiedades específicas para cada tipo de aislador base respectivamente para cada extremo de claro.

Claro	W (ton)	Qd (ton)	Kd (kg/cm)	$Ksub$ (kg/cm)	α (rad/cm)	$Keff$ (kg/cm)	$Disol$ (cm)	$Dsud$ (cm)	$Fsub$ (ton)	$Fsub$ (%)
1	279.46	27.95	2430.09	1388372.72	0.00	4860.17	11.46	0.04	55.79	18.01
2	618.30	61.83	5376.52	21693.32	0.66	10753.04	6.93	4.57	99.10	31.99
3	618.30	61.83	5376.52	21693.32	0.66	10753.04	6.93	4.57	99.10	31.99
4	279.46	27.95	2430.09	1388372.72	0.00	4860.17	11.46	0.04	55.79	18.01

$\Sigma = 100\%$

La construcción del espectro de diseño híbrido para el aislador de base, se realizó con un amortiguamiento del 23.1 %, con base en las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles por Sismo de la CFE, y considerando las propiedades del sitio en el que se ubicará la estructura. Este espectro está marcado con la línea roja en la figura 5.16, con la rama descendente a partir de un periodo $T_e = 0.9$ lo que permite definir la región en la que se logra la reducción de la fuerza sísmica. La reducción del espectro para definir el espectro híbrido se tomó a partir del 80% del primer periodo en la dirección transversal del puente.

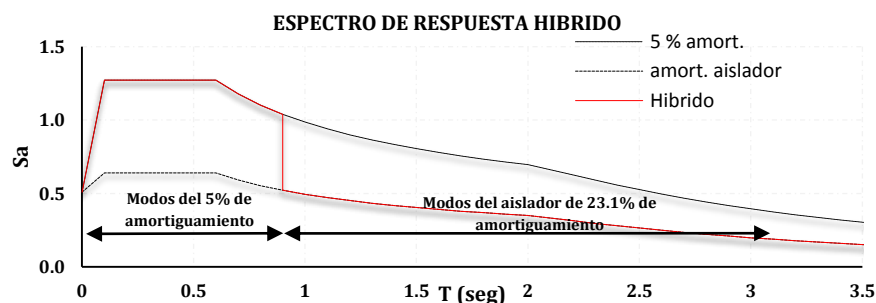


Figura 5.16. Espectro de diseño híbrido pseudo-aceleraciones, realizado de acuerdo al Manual.





Partiendo del espectro de diseño para el amortiguamiento viscoso equivalente β_{efe} del aislador de base, se construyó el espectro de desplazamientos. También se realizó la comparativa de distintos amortiguamiento equivalentes, con el fin de dar claridad y observar que a mayor amortiguamiento menor desplazamiento como se observa en la figura 5.17.

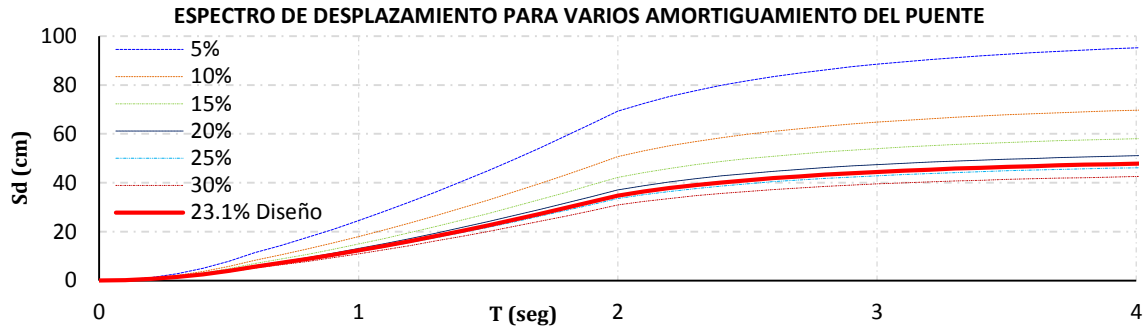


Figura 5.17. Espectro de desplazamiento para distintos amortiguamientos equivalentes β_{ofa} .

Realizando el diseño de los apoyos, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la tabla 5.7, en donde se observa que no se produce una diferencia con respecto al análisis inicial por desplazamientos.

Tabla 5.7. Resumen de resultados del apoyo aislador.

Esfuerzo de fluencia (F_y)	5901	kg/cm
Fuerza característica (Q_d)	5377.5	kg
Post-fluencia de rigidez (K_d)	647.18	kg/cm
Desplazamiento propuesto (D)	12.1	cm
Rigidez efectiva (K_{efe})	1067.3	kg/cm
Periodo efectivo (T_{efe})	1.40	seg
Amortiguamiento viscoso equivalente (β_{efe})	23.1	%
Rigidez vertical (K_v)	183781	kg/cm
Diámetro del neopreno (d_b)	34	cm
Diámetro del total (d)	352	cm
Diámetro del plomo (d_p)	7.3	cm
Altura total del neopreno y placas de acero (h)	16.5	cm
Altura total de neopreno (T_r)	15	cm
Espesor de la capa de neopreno (t_i)	1	cm
Número de capas intermedias del neopreno (N)	14	
Espesor de la capa superior e inferior de neopreno (t_c)	0.5	cm
Espesor de la placas de acero intermedias (h_s)	0.1	cm
Número de placas de acero (N_s)	15	

También se realizó la revisión de los estados límites de inestabilidad de los estados deformados y no deformados (ecuaciones 5.31 y 5.32), encontrándose que el aislador de base propuesto cumple satisfactoriamente. En la figura 5.18, se muestra el diseño final del aislador base con las propiedades determinadas:



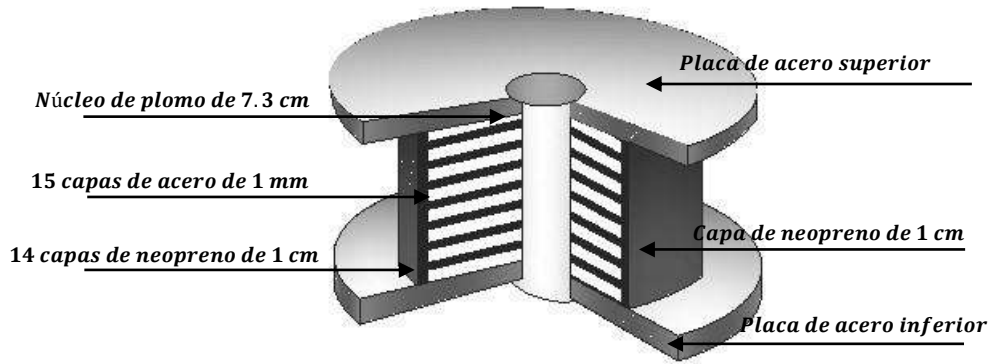


Figura 5.18. Diseño del aislador base propuesto.

Los desplazamientos obtenidos de los apoyos son muy similares al obtenido mediante el diseño por desplazamiento, por lo que su aproximación los hace válidos.

Se realizó un análisis del tipo modal espectral, mediante el programa sap2000 introduciendo el espectro híbrido. La modelación de los apoyos se realizó como elemento lineal equivalente. Los grupos de aisladores se colocaron en la parte superior de cada cabezal suponiendo que las propiedades de cada aislador son idénticas. La fuerza sísmica se aplicó en ambas direcciones, longitudinal y transversal, es decir 100% y 30% respectivamente y viceversa. A continuación se describirá los resultados del análisis en comparación de la estructura asilada y no asilada:

1. Como era esperarse el periodo del sistema estructural se incrementó.
2. El primer modo vibra ocurre en dirección longitudinal, el segundo modo en dirección transversal y el tercer modo alrededor de un eje vertical.
3. El máximo cortante se desarrolló para la columna corta ya que las columnas largas atrae menos fuerza debido a su rigidez menor en comparación con las columnas cortas. En la siguiente tabla 5.8, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 5.8. Resumen de resultados de fuerzas.

<i>Pila</i>	<i>Sin aislador</i>		<i>Con aislador</i>		<i>Reducción de porcentaje %</i>
	<i>Mu (t - m)</i>	<i>Vu (t)</i>	<i>Mu (t - m)</i>	<i>Vu (t)</i>	
12	1537	127	660	55	31
3	330	107	122.11	37.50	37.6

El porcentaje de fuerza, muestra claramente la eficacia de la aplicación de la técnica de asilamiento base y en este caso se obtuvo que los requisitos del diseño satisfacen las demandas. A medida que la rigidez aumenta, el cortante de la columna también, por lo cual la flexibilidad impartida por el apoyo será eficaz.

4. Finalmente se realizó un análisis de mecanismo de colapso, llevando al sistema aun desplazamiento de falla del aislador base, aplicando la ecuación 5.22. Los resultados de la curva de capacidad para el aislador base se muestra en la tabla 5.9 indicando los valores de cortante base máximo de 22.7% con respecto peso de la superestructura del puente. En cuanto a la ductilidad de desplazamiento se tuvo un mejora importante de 5.35.



Tabla 5.9. Resumen de resultados de fuerzas.

MODELO	RESISTENCIA	Δ MAX	Δu	$\mu\Delta$
EXISTENTE	0.51	0.54	0.60	3.33
AISLAMIENTO BASE	0.227	0.27	0.27	5.35

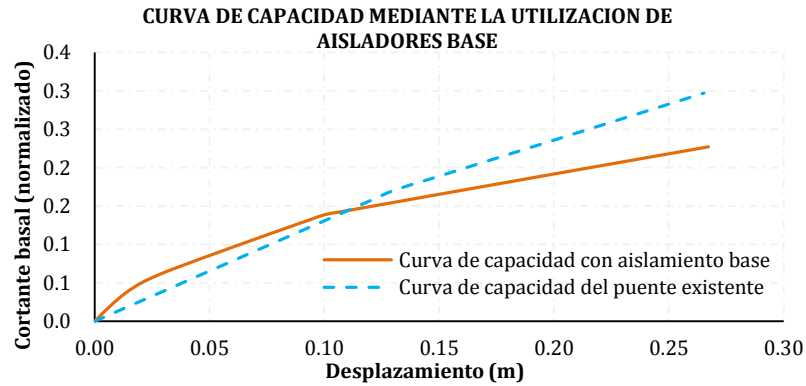


Figura 5.19. Curva de capacidad implementando aislamiento base.

La curva de capacidad del nuevo sistema, se muestra en la figura 5.19 indicando mayor rigidez inicial del plomo y después la rigidez de baja del neopreno cuando se da la fluencia del plomo.



5.3 Reductores de desplazamiento longitudinales

Muchos de los puentes se conforman de varios tramos simplemente apoyados que durante un evento sísmico tienden a moverse fuera de fase, generándose la pérdida de asiento por los cambios bruscos de rigidez, llegando a colapsar o sufriendo graves daños irreparables. A través del tiempo se ha observado la caída de tableros de puentes, interrumpiendo el tráfico y la reconstrucción de reparación se extiende un periodo largo de tiempo. La mayoría de los puentes tienen juntas de dilatación con el propósito de dar libertad de movimiento a la estructura para permitir a la superestructura expandirse durante las exposiciones térmicas sin inducir fuerzas al puente; estas juntas, durante el sismo, representan un peligro debido a su holgura que tienden a separarse. En esta sección se explicará un método para reducir los desplazamientos de las juntas y evitar la pérdida de asiento.

5.3.1 Investigaciones previas

Durante varios escenarios sísmicos se ha tenido mucho que aprender. Los investigadores han observado que hay mucha vulnerabilidad sísmica en los puentes con claros simplemente apoyados, pudiendo ocurrir el colapso de tableros. Por tal motivo estos investigadores han tenido la necesidad de estudiar el diseño de sistemas que reduzcan la posibilidad de la caída de la superestructura y evitar pérdidas importantes. En la década de los años ochenta, un grupo de investigadores estudiaron el comportamiento de los puentes ante el sismo de Loma Prieta en 1989, y compararon los resultados con los datos analíticos, es decir revisar los procedimientos de diseños actuales de la época, dándose cuenta de la importancia de las fallas debidas a la pérdida de asiento. Más tarde, durante el sismo de Northridge en 1994, los investigadores confirmaron que la subestructuras relativamente flexibles son más vulnerables y también se observó que el método propuesto por *CALTRANS* era muy conservador al igual que el método *AASHTO*. El método Caltrans, se investigó y se observó la falta de una predicción adecuada de los desplazamientos en los marcos adyacentes del puente y además se encontraron diseños conservadores para estructuras de periodos grandes. Posteriormente se propuso un método de diseño para puentes con articulación dentro de claro. El procedimiento consiste en tomar la respuesta de los tramos adyacentes como independientes como un sistema de dos grados de libertad. Así, el comportamiento no lineal se puede representar con una rigidez efectiva basado en la rigidez elástica, reducido por un factor de ductilidad. Los desplazamientos del oscilador se pueden combinar por la regla de la combinación cuadrática completa (*CQC*), donde este desplazamiento es comparado con la longitud de asiento.

Por otra parte, en puentes con esviaje o puentes asimétricos, se ha demostrado que causan desplazamientos relativos a las pilas, mayores comparados con los puentes simétricos, debido a las rotaciones que sufre el tablero. En estos casos, se debe tener cuidado con las esquinas agudas del tablero y el estribo ya que ahí se produce una reacción que incrementa el giro y la posibilidad de la pérdida de asiento.

5.3.2 Limitadores de desplazamiento

La incorporación de cables de alta resistencia es el método más utilizado y atractivo en la actualidad, debido a su alta resistencia y su eficacia para regresar a la superestructura a su posición original. Estos cables actúan elásticamente en tensión, y su trabajo es lineal por lo que la disipación de energía no es significativa. La flexibilidad del cable, es una ventaja ya que se puede adaptar a fuerzas inducidas por los eventos sísmicos ya sean verticales o longitudinales.





En cuanto a la orientación deberán estar en la dirección longitudinal del puente, mientras que la colocación deberá realizarse por simetría para dar lugar a un diseño equilibrado, de lo contrario se generan torsiones en los elementos longitudinales y a una rotación del tablero, incrementando los desplazamientos relativos de un solo lado del tablero provocando pérdida de asiento, daños en los elementos longitudinales y aumentando el riesgo del colapso.

Los cables generalmente se incorporan de dos maneras: la primera se muestra en la figura 5.20.a, donde el cable está anclado de un extremo de la viga y del otro extremo del cable al otro tramo adyacente, impidiendo el desplazamiento y la separación de la junta de dilatación. La segunda es cuando un extremo del cable (sistema Tailandés), se sujeta de la columna o estribo y del otro extremo del cable se ancla en la cara inferior o cara lateral de la viga con un ángulo de inclinación como se observa en la figura 5.20.b. Las placas de acero de anclaje deberán diseñarse para resistir un 25% mayor de resistencia que la resistencia propia de los limitadores, para garantizar que la falla sea en los cables y no fallen las placas por punzonamiento. En lugares de poca presencia sísmica los restrictores pueden ser diseñados para trabajar por debajo de la capacidad de fluencia dando una instalación del cable a poca distancia y evitar el costo masivo.

En muchas de la ocasiones, en puentes con esviajes importantes debido a las características del flujo del cauce, los cables son más complicados de diseñarse, ya que las fuerzas de un sismo son bidireccionales, y los cables solo pueden aportar resistencia de tensión en una sola dirección. Por tal motivo una solución es incrementar la longitud de asiento por medio de dispositivos de acero colocados en la cara lateral del cabezal, en la zona superior, como se muestra en la figura 5.21.

En la actualidad existen otros tipos de sistema con disipación energía sísmica, como el “Znoidal” de forma de herradura, que ayuda a auto-centrar la superestructura y dar mayor capacidad de flexibilidad. Este dispositivo se conforma en el interior por tres cadenas (dos en los extremos y una en el centro), que se encuentran forradas de neopreno instalado por un extremo del cabezal y por el otro extremo a la superestructura como se muestra en la figura de 5.22.

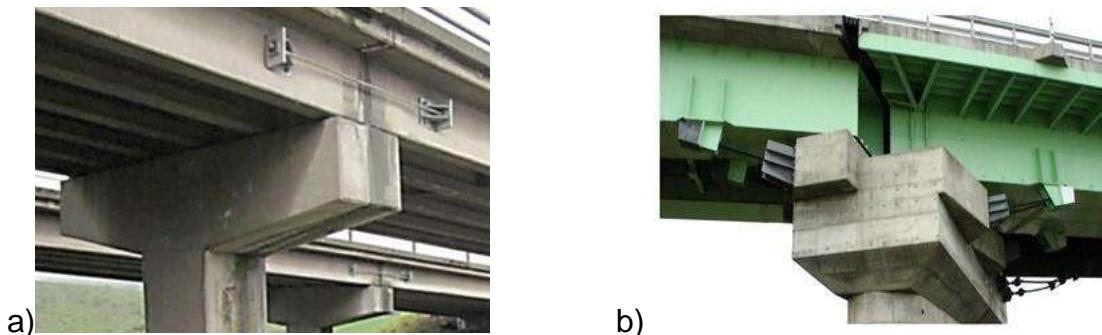


Figura 5.20 a) se muestra la sujeción de tramos adyacentes (Reginald DesRoches, 2008) b) muestra la sujeción del sistema tablero-columna (<http://ysdk1.hatenablog.jp/entry/2012/05/19/234024>).

Otro tipo de sistema son los dispositivos de amortiguamiento viscosos “pistones hidráulicos”, que son instalados de cabezal a tablero. La característica principal del pistón, es la conformación en el interior, conteniendo un líquido de silicona de alta viscosidad de modo que ante una fuerza lateral sísmica, el pistón impulsa al fluido a través de orificios dentro del dispositivo, ocasionando el corte del fluido viscoso, que debido a esto se genera el amortiguamiento deseado. La fuerza de diseño del dispositivo está en función de la velocidad y las propiedades del fluido viscoso,



que deberá cubrir la demanda sísmica. En la figura 5.23, se muestran, del lado izquierdo un dispositivo de múltiples pistones, y del derecho de un solo pistón.



Figura 5.21 En puentes con esviaje se colocan dispositivos para aumentar el asiento de apoyo (Reginald DesRoches, 2008).



Figura 5.22 Se muestra la instalación del sistema "Znoidal" de forma de herradura (http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/other_products.html)



Figura 5.23 Dispositivo de protección sísmica tipo múltiples pistones "izquierda" (<http://camelliajapónica.web.fc2.com/kobe/portliner/movingwalk01/movingwalk01.htm>) y un solo pistón "derecha" (State of art report, 2007)

5.3.3 Método de diseño

Los procedimientos de diseño que se han establecido en la actualidad están basados en los limitadores de desplazamiento, incorporando cables de alta resistencia. Para su diseño se utiliza el método propuesto por el Departamento de Transporte de California (*CALTRANS*) y el método de Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte (*AASHTO*).



Posteriormente se incorporaron varios métodos como el que considera la no linealidad del cable. A continuación se describen los métodos más comunes en la actualidad.

5.3.3.1 Método CALTRANS

Este método se ha utilizado desde la década de los ochentas; fue el primero en diseñar e instalar restrictores de desplazamiento en estructuras de puentes. El modo de trabajo principalmente es mediante la utilización de cables de alta resistencia debido a la variedad de configuraciones que se pueden adoptar. El método solamente se basa en las propiedades del cable, el peso de la superestructura del tramo y el periodo del tramo para determinar el número de restrictores, despreciando la contribución de la subestructura.

Primeramente se determina el desplazamiento máximo permisible D_r , que está en función del desplazamiento de fluencia del limitador D_y y de la separación de holgura entre tramos adyacentes D_g :

$$D_r = D_y + D_g \quad (5.43)$$

Donde:

$$D_y = \frac{f_y L}{E} \quad (5.44)$$

Siendo f_y el esfuerzo de fluencia del cable, L es la longitud del cable y E es el módulo de elasticidad del cable.

El método parte de que los apoyos han fallado y que la rigidez total es la rigidez sólo del restrictor. Para determinar la rigidez del cable K_t se propone una cantidad de cables n como primera iteración en función del área del cable efectiva A_r con la siguiente expresión:

$$K_t = \frac{f_y n A_r}{D_r} \quad (5.45)$$

El periodo de vibración T , del cable se determinará en función del peso de la superestructura y la fuerza de gravedad como se indica en la ecuación 5.36:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g * K_t}} \quad (5.46)$$

El desplazamiento del limitador D_t , se determinará en función de un espectro de aceleración A_0 del sitio:

$$D_t = \frac{A_0 * W}{K_t} \quad (5.47)$$

El desplazamiento del limitador deberá cumplir la siguiente condición, de lo contrario se podrá aumentar el número de cables:

$$D_t < D_r \quad (5.48)$$





5.3.3.2 Método AASHTO

Este método está dirigido especialmente para nuevos diseños de puentes con cables, partiendo del peso del tramo y el coeficiente de aceleración. Para determinar la fuerza requerida F , se aplicará la siguiente ecuación 5.49, que está en función del coeficiente de aceleración A y peso de la superestructura W :

$$F = A * W \quad (5.49)$$

El número de cables n , se determina proponiendo las propiedades del cable f_y que es esfuerzo de fluencia y A_r el área efectiva del cable:

$$n = \frac{F/f_y}{A_r} \quad (5.50)$$

La facilidad del método consiste en que no se consideren la longitud de asiento ni las características de la subestructura, entre otros. En comparación con el método *CALTRANS* los estudios han demostrado que se requieren menos cables con el método *AASHTO*.

5.3.3.3 Método Propuesto

Este método es un diseño de los más completos en la actualidad donde se consideran parámetros sísmicos haciéndolo más complejo. Las propiedades a tomar en cuenta son: la longitud de asiento, el peso de la superestructura, la rigidez de las columnas determinada a partir del momento de inercia agrietado, las rigideces de los apoyos y la rigidez de la cimentación.

Una diferencia importante son las consideraciones de apoyo ya sea móvil o fijo, ya que el método se aplica de forma diferente. En la figura 5.24, se muestra el objetivo, que consiste en llevar al cable a un desplazamiento más allá del desplazamiento de fluencia. La rigidez equivalente K_{efe} es la relación de la fuerza final y el desplazamiento final, teniendo una rigidez menor a la de fluencia.

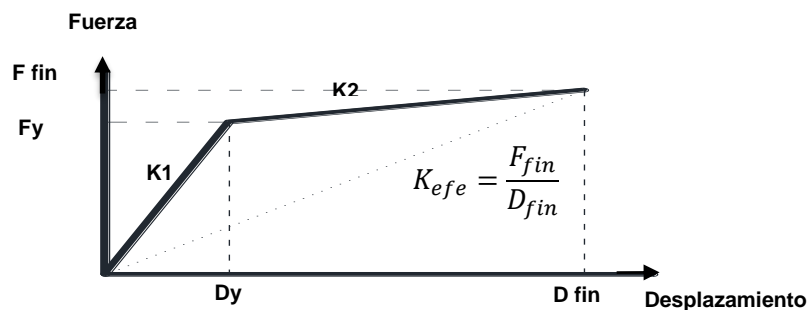


Figura 5.24 La relación de fuerza desplazamiento del cable.

El procedimiento para apoyos fijos se describe a continuación:

- ✓ Determinar las propiedades del puente, como es el momento de inercia agrietado, la rigidez del sistema y el peso de la superestructura correspondiente. La figura 5.25.a, muestra el desplazamiento a la derecha, sometido por el sismo, con el cual existe la posibilidad de perder longitud de asiento en la pila A, por lo que es necesario realizar





una revisión del apoyo fijo. El esquema de la figura 5.25.b, muestra la representación de la rigidez del sistema.

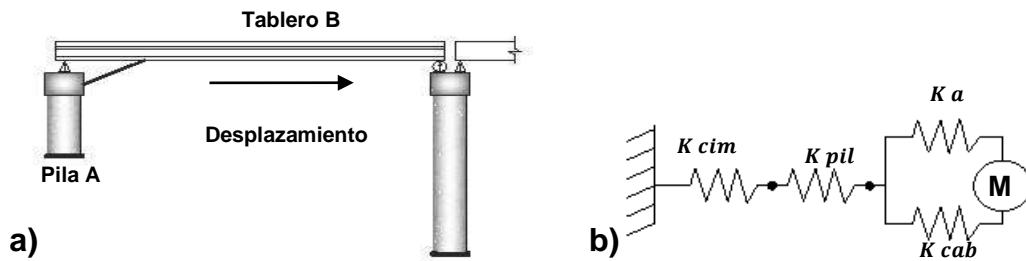


Figura 5.25 a) Desplazamiento inducido por el sismo de un apoyo fijo y b) Esquema de la rigidez del sistema.

- ✓ La longitud de asiento se reduce considerando el doble de recubrimiento, esto es con el fin de no contemplar el recubrimiento del cabezal como parte de asiento ya que no aporta resistencia a carga a compresión. La determinación de la longitud de asiento se determina restándole 4”:
- ✓ Determinar la fuerza de capacidad F_b , y el desplazamiento de apoyo considerando una rigidez del cable igual a cero; es decir el sistema sin restrictores. Para la rigidez del sistema se determina con la siguiente expresión en función de la rigidez de la cimentación K_f , la rigidez de la columna K_c , y la rigidez del apoyo K_b :

$$\frac{1}{K_t} = \frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_b} \quad (5.51)$$

Una vez definida la rigidez del cable K_t se determina el periodo de vibración y por ende se determina la pseudo-aceleración S_a , basado en un espectro de diseño del sitio en particular. La determinación de la fuerza de capacidad se determina en función del peso de la superestructura W_s :

$$F_b = S_a \times W_s \quad (5.52)$$

- ✓ Revisar de la condición de desplazamiento con la siguiente expresión:

$$\frac{F_b}{W_s} > 2$$

$$\Delta_{gap} + \Delta_i < \Delta_{asiento} \quad (5.53)$$

Donde Δ_i es el desplazamiento de la estructura, Δ_{gap} es la separación de la junta de dilatación y $\Delta_{asiento}$, es el ancho de asiento.

En caso de no cumplir las dos condiciones anteriores, se tendrá que calcular la rigidez inelástica K_{ti} , proponiendo un desplazamiento hasta igualar la fuerza sísmica F_s , con la fuerza de capacidad F_b .

- ✓ Una vez teniendo la fuerza requerida F_s , se determina el área de los restrictores Ar_{total} , en relación de la fuerza de demanda $Fb_{demanda}$ y el esfuerzo de fluencia Fy_{cable} :



$$A_{r_{total}} = \frac{F_{b_{demanda}}}{F_{y_{cable}}} \tag{5.54}$$

✓ Y finalmente se comparan los esfuerzos f_y como:

$$f_y = \frac{F_{b_{demanda}}}{A_{r_{total}}} < f_{y_{cable\ admissible}} \tag{5.55}$$

En caso de no cumplir se tendrá que añadir restrictores con el fin de tener un diseño óptimo.

- ✓ Verificar si el desplazamiento es menor al ancho de asiento.
- ✓ Determinar la rigidez efectiva K_{efe} .

$$\frac{1}{K_{efe}} = \frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_b + K_{ti}} \tag{5.56}$$

Como es sabido también los puentes tienen apoyos móviles, donde el procedimiento es similar al de apoyos fijos, liberando el desplazamiento debido a que la fricción del apoyo móvil se ignora.

En la figura 5.26.a, muestra en el desplazamiento hacia la izquierda, porque existe el riesgo de la pérdida de asiento en la pila A, por lo tanto se tendrá que realizar una revisión para los apoyos móviles.

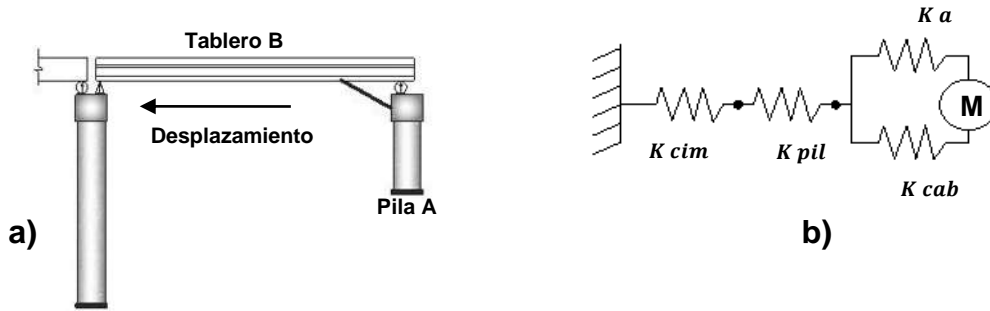


Figura 5.26 a) Desplazamiento inducido por el sismo de un apoyo móvil y b) muestra la rigidez del sistema.

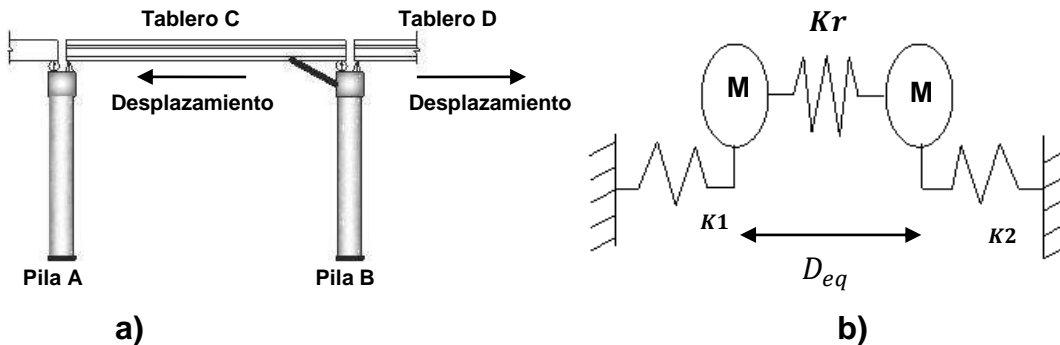


Figura 5.27 a) Desplazamiento inducido por el sismo de un apoyo fijo y b) muestra la rigidez del sistema de dos grados de libertad.

También existe la posibilidad de tener desplazamiento fuera de fase como se muestra en la figura 5.27, es decir que las superestructuras adyacentes se desplacen en sentidos opuestos y



la pila B, pierda longitud de asiento donde se localiza el apoyo móvil. Para este caso el procedimiento se describirá a continuación para un sistema de dos grados de libertad:

- ✓ Se determina las propiedades del puente como: la rigidez del sistema que estará en función del momento de inercia agrietada, la rigidez de los apoyos y el peso de la superestructura.
- ✓ La rigidez de los marcos de la izquierda y derecha se tomará como un grado de libertad independiente.
- ✓ El desplazamiento máximo admisible D_r , de la junta de dilatación se determina con la ecuación 5.43.
- ✓ La longitud de asiento, se determinará restando 4".
- ✓ Además se tendrá que contemplar solo el 67 % del ancho de asiento permisible, con el fin de contar con el 33% de seguridad.
- ✓ El desplazamiento relativo de los dos sistemas de un solo grado de libertad idealizados sin restrictores deberán calcularse. Los desplazamientos de los marcos se determinan con base en el periodo, la aceleración y el peso de la superestructura correspondiente y se combinan usando la regla de combinación cuadrática completa *CQC* como se muestra en la siguiente expresión:

$$D_{eq} = \sqrt{D_1^2 + 2\rho_{12}D_1D_2 + D_2^2} \quad (5.57)$$

Donde, D_1 y D_2 son los desplazamientos respectivos de cada marco de signo contrario y ρ_{12} , es factor de desplazamiento que se determina como:

$$\rho_{12} = \frac{8\xi^2(1+\beta)\beta^{3/2}}{(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta(1+\beta)^2} \quad (5.58)$$

Donde β , es la relación de periodos de vibración respecto de cada marco del menor entre el mayor, y ξ es el amortiguamiento viscoso equivalente que se determina en función de la ductilidad μ de cada marco, como se muestra a continuación:

$$\xi = 0.05 + \frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}}{\pi} \quad (5.59)$$

- ✓ Se realiza la comparación de desplazamientos como se muestra a continuación:

$$D_{eq} < D_r \quad (5.60)$$

- ✓ Si la condición anterior se cumple, no requiere restrictores, de lo contrario se pasará a determinar la rigidez efectiva del restrictor.

a) La rigidez efectiva K_r del restrictor se determina como:

$$K_r = \frac{K_{efe\ mod}(D_{eq0} - D_r)}{D_{eq0}} \quad (5.61)$$

Donde el D_{eq0} , es el valor inicial del desplazamiento relativo como primera iteración, D_r , es desplazamiento máximo admisible del restrictor y $K_{efe\ mod}$, es la rigidez efectiva modificada determinándose de la siguiente manera:





$$K_{efe\ mod} = \frac{K_{efe\ 1}K_{efe\ 2}}{K_{efe\ 1}+K_{efe\ 2}} \quad (5.62)$$

Donde $K_{efe\ 1}$ y $K_{efe\ 2}$ son la rigideces efectivas respecto cada marco divididas entre la ductilidad μ , respectivamente.

- b) El desplazamiento relativo se determina con un analisis modal para cada marco, es decir como dos grados de libertad idealizados con la ecuación 5.63, partiendo de conocer la pseudo-aceleración con un espectro de diseño del sitio en función del periodo de cada marco, apartir de conocer la frecuencia ω :

$$D_i = P_i S_a g \quad (5.63)$$

Los factores de modo de participación respecto de cada marco se determinan con la ecuación 5.64 como:

$$P_i = \frac{\{\phi_1\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [K] \{\phi_1\}} (\{a\}^T \{\phi_1\}) \quad (5.64)$$

Siendo ϕ_i la forma de modo del modo "i", $[M]$ es la matriz de masas de los dos sistemas, $[K]$ es la matriz de rigideces de los sistemas con restrictores y $\{a\}^T = [-1\ 1]$.

- c) Aplicando la combinación de desplazamiento usando la regla *CQC* mediante la ecuación 5.57.
 d) Si el desplazamiento relativo sigue siendo mayor al desplazamiento máximo admisible se vuelve a determinar un nuevo valor de desplazamiento relativo usando el anterior valor de la primera iteración de desplazamiento relativo, hasta alcanzar la convergencia con la siguiente expresión:

$$K_{r\ i+1} = K_{r\ i} + (K_{efe\ mod} + K_{r\ i}) \left(\frac{D_{eq\ i} - D_r}{D_{eq\ i}} \right) \quad (5.65)$$

- e) Una vez que se tenga el desplazamiento usando *CQC*, se prosigue a calcular el número de restrictores requerido con la siguiente ecuación:

$$N = \frac{K_{r\ i+1} D_r}{f_y A_r} \quad (5.66)$$

Donde A_r , es el area efectiva del cable.



5.3.4 Ejemplo de aplicación

La aplicación de los tres distintos métodos (*CALTRANS*, *AASHTO* y *Método Propuesto*) se realizó para el mismo ejemplo de la sección 5.1.6. La figura 5.28 muestra una idealización de la colocación para su modelación de los reductores de desplazamiento.

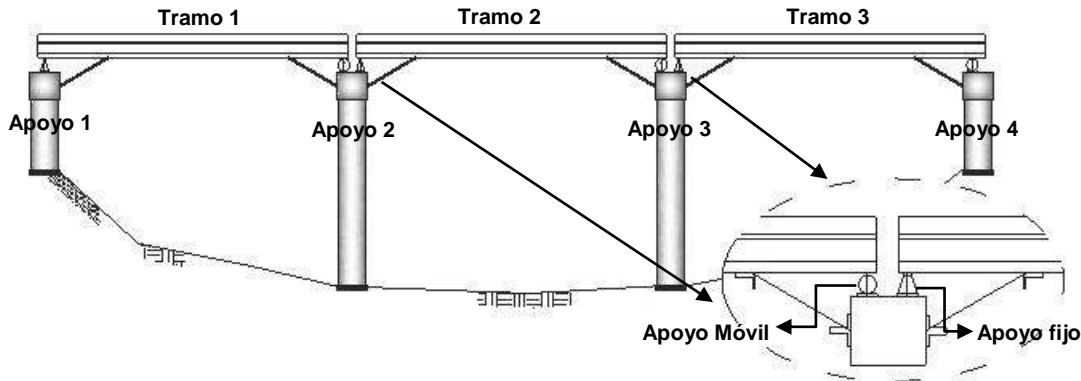


Figura 5.28 Esquema de restrictores en el puente.

La tabla 5.9 muestra los resultados mediante los tres métodos aplicados, indicando la rigidez y el número de reductores de desplazamiento en cada extremo de claro del puente. Para el método *CALTRANS* se tiene 8 cables en los apoyos 1 y 4, mientras que en los otros apoyos se llegó a tener 9 tiene un total de 52 cables. También se tiene una reducción en cuanto a momento y córtate de la pila crítica, alcanzando un 25.3% y 24.9% de reducción respectivamente. El método *AASHTO* indica un número igual por no distinguir la rigidez de cada apoyo correspondiente, teniendo 10 cables por cada extremo de claro y llegando a tener una reducción de 28.8% y 28.4% de momento y cortante de la pila crítica. Y finalmente el método Propuesto para los apoyos 1 y 4 se tiene 5.5 cables y para los restantes 6. También hubo una reducción en cuanto al momento y córtate de 21.2% y 20.8 respectivamente.

Tabla 5.9. Resumen de resultados de los tres métodos propuestos para limitación de desplazamiento.

MÉTODO	APOYO	NÚMERO DE CABLES	Kr (kg/cm)	Dr (cm)	MOMENTO %	CORTANTE %
CALTRANS	1	8	10261.39	13.79	25.33	24.9
	2 IZQ	9	11544.07	13.79		
	2 DER	9	11544.07	13.79		
	3 IZQ	9	11544.07	13.79		
	3 DER	9	11544.07	13.79		
AASHTO	4	8	10261.39	13.79	28.8	28.4
	1	10	12826.74	13.79		
	2 IZQ	10	12826.74	13.79		
	2 DER	10	12826.74	13.79		
	3 IZQ	10	12826.74	13.79		
PROPUESTO	3 DER	10	12826.74	13.79	21.2	20.8
	4	10	12826.74	13.79		
	1	5.5	7054.41	13.79		
	2 IZQ	6	7854.71	13.79		
	2 DER	6	7854.71	13.79		
	3 IZQ	6	7854.71	13.79		
	3 DER	6	7854.71	13.79		
	4	5.5	7054.41	13.79		





En la tabla 5.10 se muestra los resultados más importantes de las curvas de capacidad mediante los tres métodos propuestos. En primer lugar se tiene el método *CALTRANS* mostrando una perfección importante al disminuir el desplazamiento en la superestructura de los modelos propuestos; se tiene una resistencia de 53.9% de resistencia normalizado al peso de la superestructura, teniendo un aumento de 5.68% y conservando las mismas ductilidad. En cuanto al método *AASHTO* se tienen una resistencia de 55.5%, lo que a su vez es un porcentaje de aumento de 7.84% y conservando la misma ductilidad al puente existente. Finalmente se tiene e método *Propuesto* teniendo una resistencia cortante de 52.8%, incremento un 3.72%, y conservando la misma ductilidad. También las idealizaciones se muestran en la figura 5.29 indicado las curvas de capacidad de los tres métodos vistos.

Tabla 5.10. Resumen de resultados aplicando el análisis estático no lineal.

METODO	RESISTENCIA	ΔMAX (m)	ΔULT (m)	Δu
Existente	0.51	0.54	0.6	3.33
CALTRANS	0.539	0.53	0.6	3.33
AASHTO	0.555	0.55	0.6	3.33
PROPUESTO	0.528	0.529	0.6	3.33

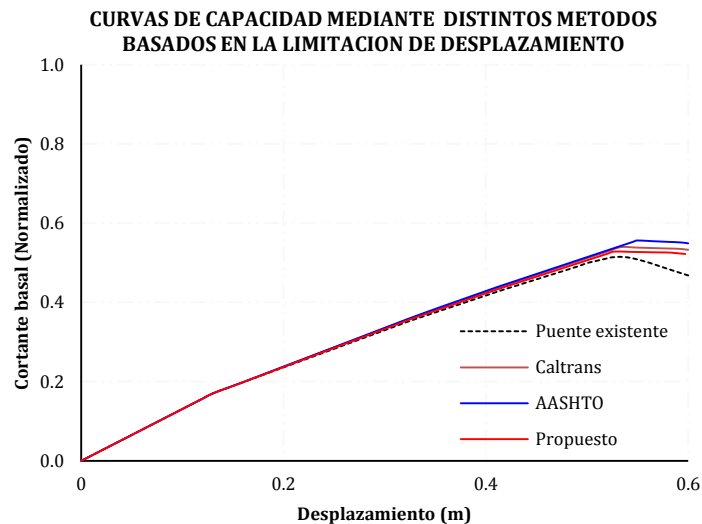


Figura 5.29 Curva de capacidad mediante la utilización de restrictores.

Finalmente, el método *Propuesto*, es una técnica muy confiable ya que parte de los criterios del método *CALTRANS*, se puede llevar a cabo la implementación necesaria para evitar la pérdida de asiento, siendo el método más atractivo entre los tres propuestos.



5.3.5 Análisis de ventajas y desventajas

A continuación se presentan las principales ventajas y desventajas de las tres técnicas de refuerzo contra sismo descritas anteriormente.

Tabla 5.11. Análisis de ventajas y desventajas de encamisados.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Los encamisados no obstruyen el tráfico	Sin embargo en una pila cuadrada será más complicado realizar el encamisado de CR, debido a la introducción de los estribos en el núcleo confinado.
Los encamisados pueden realizarse parcialmente ya que se puede reforzar directamente las zonas críticas.	Sin embargo muchas veces se tiene la necesidad de realizar una envoltura completa, teniendo la posibilidad de pandeo al centro de las pilas.
Respecto a la necesidad de porcentaje de acero a flexión y cortante, el aumento de resistencia se podría realizar con cualquier sistema de refuerzo de encamisado.	El aumento de resistencia a flexión se tendría que realizar, con una revisión de un espesor requerida ya que de lo contrario en un excesivo espesor podría tener presiones pasivas en la dilatación del concreto durante un sismo, en consecuencia el agrietamiento del concreto.
La ductilidad es una propiedad del material para deformarse sin que falle, ya que de los sistemas de reforzamiento el FRP es la técnica de mayor aportación de desplazamiento por ductilidad y en seguida la camisa de acero.	El FRP es un material costoso ya llega a tener un precio mayor al acero en una cantidad de cuatro veces. Sin embargo se tendría la necesidad de hacer un diseño óptimo con el fin de evitar costos excesivos.
Si la necesidad de reforzar es solo por cortante, la técnica atractiva es el prefuerzo externo, y en seguida la envoltura a través de aros de refuerzo de acero convencional, ya que solo cubriría la necesidad requerida.	El prefuerzo externo no aumenta significativamente la rigidez y la resistencia a flexión de la columna, debido al momento de inercia grietado depende del porcentaje de acero longitudinal.
En la curva de capacidad se observa una mayor capacidad de desplazamiento con la camisa de FRP, y se observa también una similitud con la camisa de acero ya que las dos confinan de manera eficaz.	La camisa de CR y después la camisa de acero, tardarían más tiempo de construcción por la dificultad de realizarse.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

En cuanto a la duración y ejecución de la obra, el presfuerzo externo es la más conveniente y en seguida el FRP.	La camisa de CR se caracteriza por incorporar esfuerzos adicionales por el peso, teniendo la necesidad de realizar un análisis en la cimentación y en la propia columna.
El mantenimiento la camisa de CR y FRP, existe menos problemas durante el paso del tiempo, debido que tienen un recubrimiento de concreto y una matriz epóxica respectivamente, que protegen contra la corrosión.	La camisa de acero y presfuerzo exterior son vulnerables a la corrosión por la exposición a la intemperie. En las camisas de acero se podría adicionar una capa de concreto, sin embargo, esto significaría un costo adicional.
El FRP y el presfuerzo externo tienen muy poco peso volumétrico para el reforzamiento y no incrementarían el peso y no generarían esfuerzo adicional.	El presfuerzo externo, tiene menor capacidad de desplazamiento
El FRP tiene más facilidad de manejo.	No disipan energía sísmica por su comportamiento, y la disipación de energía se hace primordialmente a través de ciclos de histéresis; es decir por daño permanente.
La camisa de CR se consigue un buen confinamiento teniendo una resistencia a cortante mayor en comparación con las otras alternativas.	

Tabla 5.12. Análisis de ventajas y desventajas de aislamiento sísmico.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
El desacoplamiento de la superestructura con la subestructura, genera una disminución de fuerza de cortante en las pilas.	Si la estructura del puente ya tiene un periodo alto, no es posible aplicar la técnica.
La utilización de aislamiento concentra la disipación de energía sísmica en los dispositivos de control, reduciendo la demanda de ductilidad en los elementos de la estructura.	La energía disipada por los disipadores deberá ser grande; es decir de no ser así existe la posibilidad de ser disipada a través de daño permanente en los elementos estructurales.
Proporciona rigidez inicial suficiente para cargas de servicio y cuenta con capacidad de auto centrado	Con el aumento del periodo habrá aumento de desplazamiento en la superestructura generando una carga axial excéntrica induciendo momentos en las columnas.
Puede ser aplicable a estructura nuevas o existentes	El costo de mantenimiento puede ser alto en algunos tipos de dispositivos.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Gran rigidez y resistencia vertical.	Requiere incorporar juntas de dilatación más grandes para evitar el golpeteo entre segmentos de puente
Disminuye los esfuerzos en la cimentación.	En suelos blandos no es recomendable utilizar estos dispositivos ya que se amplificaría la aceleración y habría incremento en el periodo.
Entre mayor sea el amortiguamiento equivalente, se podrá evitar la contribución de las pilas.	Los puentes de tramos simples, tienen frecuencias en el rango de la excitación sísmica, mientras que para puentes con tramos largos los periodos se incrementan fuera del rango de la excitación sísmica siendo no conveniente el aislamiento base
Disminuyen los elementos mecánicos de la subestructura.	Los estudios han demostrado que existe una limitante en cuanto al amortiguamiento inducido por el apoyo, siendo como máximo 30%, de lo contrario existe riesgo de tener levantamiento en la superestructura induciendo esfuerzos verticales e induciendo esfuerzos no-lineales a la superestructura y generando efectos P- Δ de segundo orden en la pilas del puente.
Ahorro en el tiempo de instalación y simplifica el uso de columnas prefabricadas	El aumento de rigidez del apoyo aumenta las fuerzas cortantes en las pilas y se acerca más al comportamiento de la estructura no aislada.

Tabla 5.13. Análisis de ventajas y desventajas de la utilización de restrictores longitudinales.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Económicos y simples de colocar	Cuando se tenga un número grande de restrictores el costo suele ser elevado.
Facilidad en el mantenimiento y facilidad de replazo	Solo restringe el desplazamiento en la dirección longitudinal del cable
Pueden ser montados en cualquier longitud que se necesite a lo largo de la viga del puente	No disipan energía
La longitud del limitador tiene un efecto significativo, donde puede cambiar el periodo de la estructura y cambiar la fuerza sísmica.	No evitan el golpeteo entre tramos adyacentes.
Actúa elásticamente en tensión	Las vigas o columnas deberá tener capacidad de resistencia propia, de lo contrario existe riesgo de generar punzonamiento en el área del anclaje
Facilidad del método de diseño y precisión.	Entre más altura tengan pilas, crece el número de restrictores necesarios





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Si el desplazamiento del reductor es menor aumentara la rigidez del cable.	Si la relación de frecuencias o periodos entre tramos adyacentes se aleja de 1, existe riesgo de tener pérdida de asiento y crece el número de restrictores.
Los elementos mecánicos disminuyen en las pilas.	Entre mayor sea la longitud del cable habrá más desplazamiento, lo cual lo hace más vulnerable a la pérdida de asiento o se requiere utilizar un mayor número de restrictores.
En la curva de capacidad se observa un aumento ligero en la resistencia.	





PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Muchos especialistas en el área de estructuras tienen deficiencias de conocimientos o criterios sobre el reforzamiento de elementos estructurales de la superestructura, subestructura y la cimentación en puentes. En este capítulo se pretende dar a conocer el comportamiento, la eficacia y la modelación de las técnicas utilizadas en los capítulos cuatro y cinco de esta tesis. Además la información dada ayudará a tener un amplio conocimiento para resolver cualquier tipo de reforzamiento de puentes ante carga vertical y acciones sísmicas.

6.1 Modelación y técnicas de rehabilitación vertical

En las carreteras de la República Mexicana existen puentes de un solo claro con longitudes variables. Por lo tanto se tomaron ejemplos de ello, para la modelación de superestructuras de puentes a rehabilitar por carga vertical, con necesidad de aumentar su capacidad en distintos porcentajes mediante la utilización de las técnicas de presfuerzo externo, fibra de carbono y adición de vigas.

6.1.1 Descripción de los modelos analíticos

La modelación de las superestructuras con longitudes de 20, 25, 30 y 35 metros, se realizó mediante el programa *Sap2000*, ya que es una herramienta muy útil para este tipo de modelación. Las características de las superestructuras son las mismas, con una conformación de 4 vigas *AASHTON tipo IV*, para los cuatro modelos, con el objetivo de variar solo la longitud





del claro y revisar su comportamiento. A continuación se describe las peculiaridades de los modelos:

Materiales. Se tomaron resistencias de materiales similares a puentes reales, como es la resistencia del concreto de las vigas $f'_c = 350 \text{ kg/cm}$ resistencia del concreto de la losa $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ resistencia del concreto de los diafragmas $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, acero convencional con una resistencia de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de alta resistencia de grado 270 con un esfuerzo ultimo de $f_u = 18\,982 \text{ kg/cm}^2$.

Vigas y diafragmas. Estos dos elementos estructurales se modelaron como elemento *barra*, con una dimensión de sección transversal para los diagramas de $25 \times 96 \text{ cm}$, y mientras que para las vigas se tomó una sección transversal típica de vigas *AASHTO tipo IV*. Las ubicaciones de los diafragmas se realizaron a una separación máxima de 12m de uno a otro y para las vigas se tomaron separaciones transversales de 3m .

Losa. Se modelo como elemento *Shell*, con un espesor de 20 cm y para un ancho de puente de 12 m .

Parapeto-guarnición y asfalto. Son elementos no estructurales, para su contemplación se asignó una carga representativa: para el parapeto-guarnición fue de 0.6 t/m colocada en los dos extremos de la losa y para el asfalto se consideró un espesor de 10 cm con un peso específico de $\gamma_s = 2.2 \text{ t/m}$.

Diseño. Las vigas *AASHTO tipo IV*, fueron diseñadas especialmente para el camión HS-20 de la secretaria de comunicaciones y transporte SCT. El propósito fue tener una deficiencia de carga vertical, para su incremento de capacidad a flexión y cortante en porcentajes distintos. Para el diseño se tomó en cuenta las pérdidas (*instantáneas y a largo plazo*) y los estados limites en el extremo y centro de la viga, los esfuerzo por fatiga, los esfuerzo por reforzamiento, el momento agrietado, etc. Los resultados más importantes se presentan en la gráfica 6.1.

Tabla 6.1. Resumen de diseño de los parámetros más importantes del diseño de las traveses AASHTO.

Longitud de la viga (m)	Pérdidas (%)	Nº. Torones grado 270	M_R (t - m)	V_R (t)
20	19.31	24	628.03	113.66
25	22.28	32	812.65	125.30
30	25.36	48	1175.80	142.47
35	29.76	72	1587.52	156.05

6.1.2 Descripción de las técnicas por carga vertical

Para incremento de capacidad de resistencia de las superestructuras simplemente apoyadas con longitudes variables, se utilizaron las técnicas de presfuerzo externo, fibra de carbono y adición de vigas con las siguientes características:

- a) *Presfuerzo externo a una excentricidad de 62.87 y 102.87.* Su eficacia la hace muy atractiva teniendo las características de un acero de alta resistencia (*grado 270*). La excentricidad se colocó a dos distancias: la primera se colocó a una distancia del centro de gravedad de la viga hasta el nivel de cara inferior (ver figura 6.1.a) y la segunda a una distancia de 40 cm por debajo del nivel de cara inferior (ver figura 6.1.b). Se colocaron dos bloques de desviadores en distancias similares para todos los tramos es decir: el primer bloque se colocó a un tercio de la longitud total y el segundo a dos tercios de su





longitud total y mientras que los bloques de anclaje están la posición del centro de gravedad de la viga *C. G.*

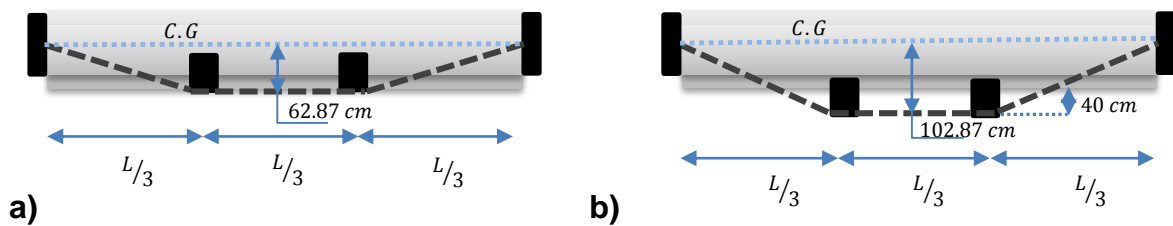


Figura 6.1. Configuración del cable de presfuerzo para su incremento de capacidad.

Para el cálculo de las pérdidas un coeficiente de fricción de curvatura $\mu = 0.25$, un coeficiente de fricción por desviaciones de $k = 0.25$, se tomó una pérdida de anclaje de fabricación de $\delta_L = 4 \text{ cm}$, un coeficiente de flujo plástico de $C_{cu} = 1.6$, un coeficiente de baja relación de $k = 45$ y la determinación de la pérdida se realizó para un tiempo de $t = 50 \text{ años}$.

- b) *Fibra de carbono.* Esta técnica es innovadora en México por el alto costo, por lo tanto se pretende hacer un diseño óptimo para evitar sobre-costos mediante el uso de las hojas de FRP. Las características de la hoja de FRP a flexión se consideró: un módulo de elasticidad $E_f = 234\,000 \text{ MPa}$, un esfuerzo de tensión $f_{fu} = 4300 \text{ Mpa}$, un esfuerzo máximo a la deformación de $\varepsilon_{fu} = 0.018$ y un espesor de $t_f = 0.131 \text{ mm}$, para un ancho de la hoja de fibra de carbono $b = 50 \text{ cm}$. Mientras que para el reforzamiento por cortante se tomó una hoja de FRP con las características: un módulo de elasticidad $E_f = 165\,000 \text{ MPa}$, un esfuerzo de tensión último de $f_{fu} = 3100 \text{ Mpa}$, un esfuerzo máximo a la deformación de $\varepsilon_{fu} = 0.017$, un espesor de $t_f = 1.2 \text{ mm}$ y un ancho de la hoja de $b_f = 10 \text{ cm}$. Cabe decir que el diseño se realizó consultando el *ACI Committee 440* y al código *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Prestressed Concrete 2007*. Las propiedades de esfuerzo último en tensión f_{fu} y la deformación última ε_{fu} del FRP, fueron afectadas por un factor de reducción de $C_E = 0.85$, para puentes expuestos a la intemperie.
- c) *La adición de vigas.* Esta técnica se llevó a cabo aumentando elemento viga por elemento viga. Las vigas de adición se fueron colocando a una separación igual con las existentes, con el propósito de que tengan la misma área tributaria todas las vigas y con respecto al diseño se realizó la considerando de la disminución de la carga muerta y la disminución de la carga viva para el camión *HS-20* de la *SCT* debido al decremento de la distancia de eje a eje trasversal de las vigas disminuye los esfuerzo a flexión y cortante.

6.1.3 Resultados de aumento de capacidad ante carga vertical

Se llevó a cabo el aumento de capacidad de resistencia en los porcentajes de 10, 20, 30, 40 y 50%, para las técnicas que son: presfuerzo externo, la fibra de carbono y adición de vigas. A continuación se describen los resultados obtenidos.

El uso de presfuerzo externo como se vio en el capítulo 4, es un método muy atractivo hoy en día para el reforzamiento de superestructura de puentes. En la figuras 6.2 se graficó la relación de incremento de capacidad a flexión $\Delta - \text{Capacidad (\%)}$ (horizontal) vs área de acero de alta





resistencia normalizado con el área de acero máximo de los tramos $A_p/A_{p\max}$ (vertical). De la figura 6.2 “izquierda” muestra que a mayor distancia del claro se incrementa el área de acero y a su vez el incremento de las pérdidas llegar ser un problema porque no equilibra su pérdida de fuerza en compensación con el área del acero. Esto lleva el uso de la técnica de presfuerzo externo a una limitación. También se encontró que para los claros de 20 y 25 se alcanzó perfectamente el máximo incremento de capacidad de 50%, para el claro de 30m se alcanzó un incremento de capacidad de 41% y mientras que para el claro de 35m solo se alcanzó un incremento de capacidad de 31%, lo cual lleva por conclusión que entre mayor sea el claro aumenta la separación del bloque desviador uno sobre el otro, lo cual las pérdidas son mayores destacando el flujo plástico para esta configuración del cable del presfuerzo. Y por respecto a la figura 6.2 “derecha”, se observó que la excentricidad juega un papel muy importante en cuanto a la cantidad de acero requerido para el incremento de capacidad (%). Debido a la variación de la excentricidad se observa una disminución de acero significativa, sin embargo debido al incremento de la excentricidad se tiene una limitación mayor en el incremento de capacidad (%) de las superestructuras. Esta limitación llega a ser en una capacidad máxima para el claro 20m de 44%, para el tramos de 25m llega a ser la máxima capacidad de 35%, para el claro de 30m su capacidad máxima llega a ser de 28% y para el claro de 35m solo llega su máxima capacidad de 26%.

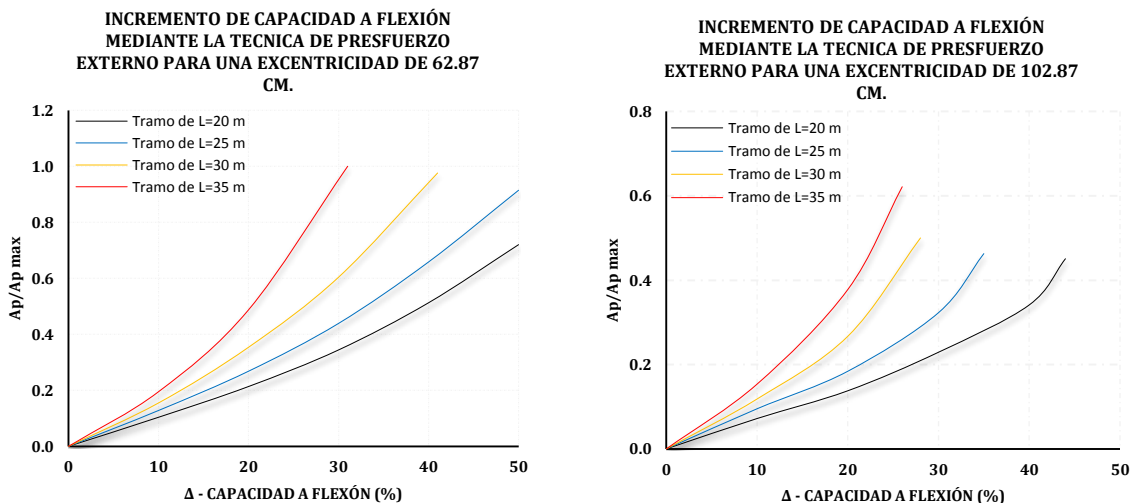


Figura 6.2. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de presfuerzo externo a excentricidad de 62.87 cm (Izquierda) y 102.87 cm (Derecha).

Por lo tanto se concluye que a mayor excentricidad se incrementan significativamente las pérdidas de fricción por el incremento del ángulo de inclinación y mientras que el aumento de capacidad con lleva a un incremento en la pérdida de flujo plástico hasta que no se puedan compensar en área de acero las pérdidas. Por otro lado el incremento de capacidad a flexión cubre aproximadamente la deficiencia a esfuerzo a cortante por lo que no es necesario hacer el uso de implementación de presfuerzo externo vertical.

El uso de la fibra de carbono FRP, se realizó para un diseño óptimo tanto para la deficiencia a flexión y cortante en todas las longitudes de los claros propuestos. La figura 6.3 se graficó en relación del incremento de capacidad $\Delta - \text{Capacidad (\%)}$ (horizontal) vs volumen de FRP/volumen de FRP máximo presentado $V_{FRP}/V_{FRP\max}$. En la figura 6.3 “izquierda” el incremento de capacidad (%) es bajo comparado con la del presfuerzo externo, debido al





incremento de longitud del claro. Mediante el uso del FRP en el claro 20m su máximo incremento de capacidad fue de 28%, para el claro de 25m el incremento máximo de capacidad fue de 25%, para el claro de 30m su incremento de capacidad fue de 18% y mientras que para el claro de 35m su máxima capacidad fue de 11.5%, debido a dos razón: la primera es debido al incremento de capacidad (%) porque el uso del FRP está limitado en base a la resistencia del concreto de la viga, lo cual su implementación en una sobre-resistencia tiende a agrietar al concreto en la zona de tensión, tiende a ver aplastamiento en zona de compresión, tiende a la pérdida del recubrimiento debido a la formación de grietas en la zona de compresión y también debido a la grietas existe la posibilidad de una pérdida de adherencia, es por eso que existe una limitación en la deformación del concreto de $\varepsilon = 0.003$ para no existir problemas a futuro. La segunda es debido al incremento de longitud del claro, porque a mayor distancia mayor es la cantidad de acero de presfuerzo en la sección transversal de la viga AASHTO tipo IV, por esta razón el uso de FRP generaría una sobre-resistencia causando las fallas típicas antes mencionadas.

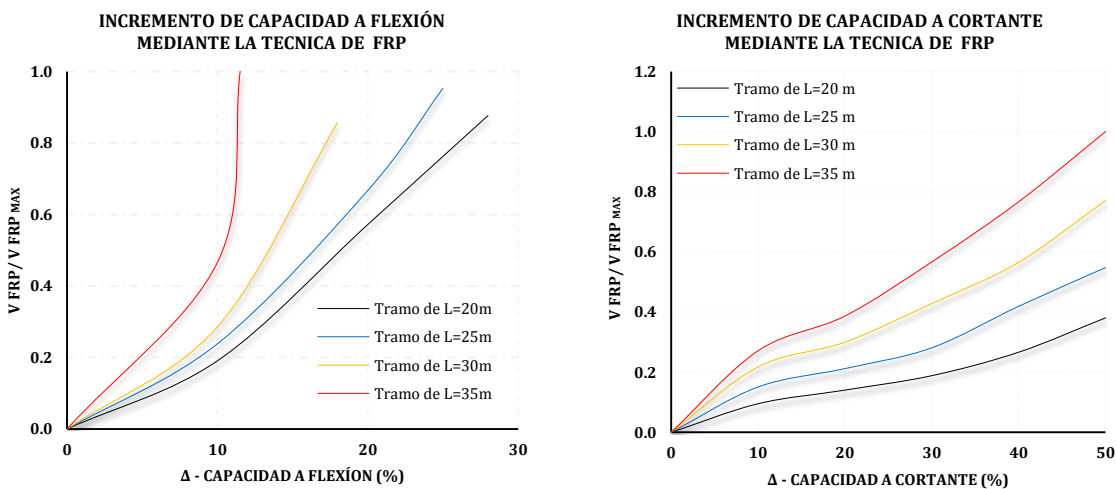


Figura 6.3. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de FRP para el reforzamiento a flexión (Izquierda) y cortante (Derecha).

En la figura 6.3 “derecha” se observa que el incremento de capacidad (%) a cortante, se alcanza en todos los claros propuestos a su máximo porcentaje de capacidad propuesto de 50%. También el crecimiento en volumen del FRP es constante, es decir a mayor claro mayor volumen de FRP. Y por último se observa que la limitación del FRP se presenta a altos niveles de porcentaje de capacidad, es debido a que a cantidad de capas de FRP utilizado es bajo comparado con la deficiencia a flexión.

El uso de la técnica de adición de vigas es necesario para su implementación suficiente espacio para su colocación. Además su uso aumenta considerablemente el peso de la superestructura, llevando a sufrir un desequilibrio significativo las pilas y la cimentación, que para este caso no se considera este problema solo se enfoca al aumento de resistencia.

Las figuras 6.4 (izquierda y derecha) y 6.5 representan la técnica de adición de vigas donde se observa que alcanzan perfectamente la capacidad máxima de 50% propuesta. Por conveniencia se separaron en tres graficas la técnica de adición de vigas la cuales son: acero de presfuerzo a flexión, acero para el refuerzo trasversal y en el volumen de concreto. La figura 6.4 “izquierda” relaciona el incremento de capacidad a flexión (%) (Horizontal) vs el volumen de acero de presfuerzo/ el volumen de acero de presfuerzo máximo $V.A_p/V.A_p max$ (vertical). Esta figura se observa que a mayor incremento de longitud del claro aumenta la cantidad de acero de



presfuerzo en valores cada vez más grandes. Esto es debido a que la sección de la viga AASHTO tipo IV, está recomendada por el fabricante para longitudes de 21 a 30 m de claro, ya que fuera de esa rango podrá haber consecuencias de sobre-resistencia.

Mientras que la figura 6.4 “derecha” relaciona el incremento de capacidad a cortante (%) (Horizontal) vs el volumen de acero convencional/ el volumen de acero convencional máximo $V.A_{sh}/V.A_{sh\ max}$ (vertical). Esta claramente muestra que el incremento de cantidad de acero convencional para reforzamiento a cortante se incrementa constantemente con el incremento de claro. Esto es debido a que el cortante no afecta como el incremento de capacidad a flexión de la figura 6.4 “izquierda”.

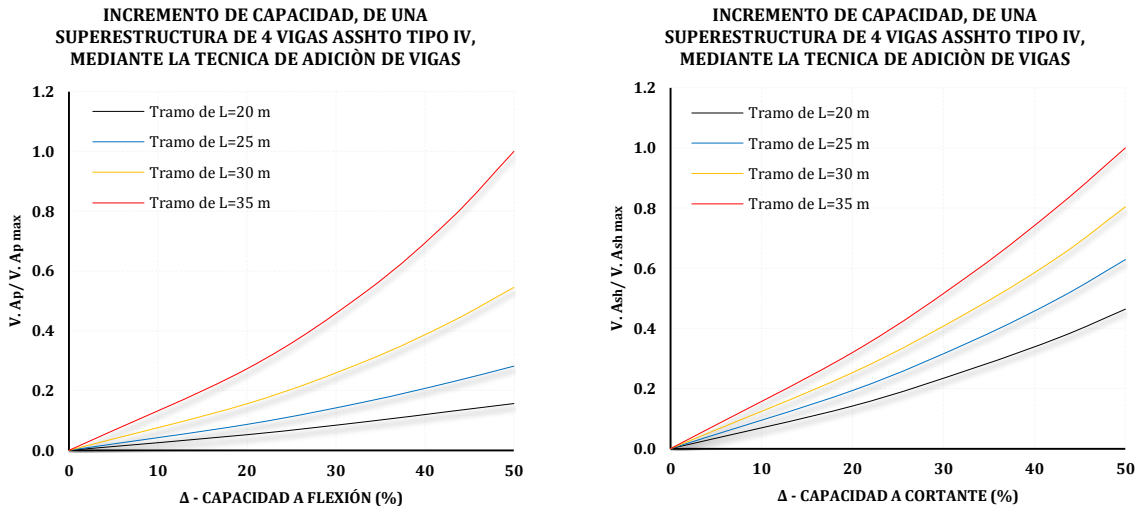


Figura 6.4. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de adición de vigas para el reforzamiento a flexión (Izquierda) y cortante (Derecha).

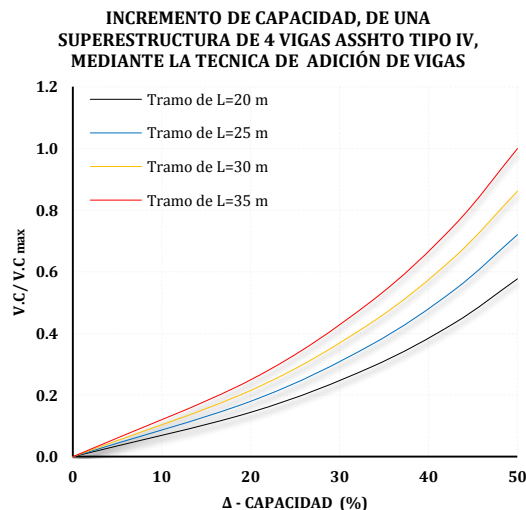


Figura 6.5. Curvas de Volumen-capacidad mediante la implementación de adición de vigas comparando la cantidad de volumen de concreto.

Y finalmente la figura 6.5 relaciona el incremento de capacidad (%) (Horizontal) vs el volumen de concreto/ el volumen de concreto máximo $V.C/V.C_{max}$ (vertical). Claramente se observa que el incremento es constante al aumentar la longitud del claro teniendo grandes volúmenes de concreto para el claro de 35m.





6.2 Modelación y técnicas de rehabilitación para acciones sísmicas

Las técnicas más comunes de rehabilitación de subestructuras de puentes son presentadas esta sección, con la finalidad de revisar el comportamiento a cortante base. Se proponen seis técnicas de rehabilitación por acciones sísmicas de las cuales las cuatro primeras técnicas se caracterizan por aumentar la capacidad sísmica mediante encamisados de pilas, siendo: encamisado de placas de acero A-36, encamisado mediante fibra de carbono (FRP), encamisado de concreto reforzado y encamisado mediante presfuerzo externo concéntrico. Las dos técnicas faltantes son mediante aislamiento base mediante apoyos de neopreno con núcleo de plomo, con la intención de disminuir la demanda sísmica y la última técnica utilizada es la implementación de reductores de desplazamiento longitudinal, mediante cables de alta resistencia.

6.2.1 Descripción de los modelos analíticos

Se proponen tres puentes con superestructura similar, en cuanto a la geometría y propiedades de los materiales (ver figura 5.8). En la subestructura se propone dos pilas circulares unidas por un cabezal se sección rectangular en cada apoyo o extremo de claro, variando la altura respectivamente. Cada puente se subdivide en tres modelos con diferente porcentaje de acero y separación de refuerzo transversal como se describen en la tabla 6.2:

Tabla 6.2. Propiedades específicas de los modelos propuestos para reforzamiento por fuerzas sísmicas.

MODELO	ALTURA DE PILAS (m)	DIÁMETRO (m)	% DE ACERO LONGITUDINAL	SEPARACIÓN DE REFUERZO T. (cm)	F'c (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)
1	15	1.8	1.75	40	350	4200	261916.02
2	15	1.8	1.25	25	350	4200	261916.02
3	15	1.8	0.75	10	350	4200	261916.02
4	10	1.6	1.75	40	350	4200	261916.02
5	10	1.6	1.25	25	350	4200	261916.02
6	10	1.6	0.75	10	350	4200	261916.02
7	5	1.4	1.75	40	350	4200	261916.02
8	5	1.4	1.25	25	350	4200	261916.02
9	5	1.4	0.75	10	350	4200	261916.02

La realización de los modelos fue a través del programa de análisis estructural Sap2000, donde las pilas se modelaron como elemento barra, con sus respectivas propiedades y se asumió que la rigidez de la cimentación es infinitamente rígida. También se asumió el mismo espectro de diseño de la figura 5.9 con localización de Lázaro Cárdenas asumiendo un factor de ductilidad de dos.

Es importante mencionar que cada camisa en particular fue modelada con sus respectivas propiedades, en base comportamiento esfuerzo-deformación ($\sigma - \epsilon$) y su no linealidad. Mediante el programa sap2000 se utilizó el módulo “section designer” para crear secciones tipo CALTRANS con núcleos de pilas usando Mander confinado y mientras que el confinamiento de cada camisa se inducido a través de la opción “casing” caracterizando la longitud de la articulación plástica para cada pila.





6.2.2 Análisis estático no-lineal

Los modelos propuestos se sometieron a una evaluación de análisis de mecanismo de colapso, basado en el desplazamiento máximo de las pilas en la dirección longitudinal del puente (ver sección 2.3). Esta evaluación consiste en la concentración de las articulaciones plásticas a una distancia medida desde la base de la pila calculada con la fórmula de Priestley (1996) y la definición de las propiedades no lineales de los materiales, para definir los diagramas de momento curvatura bajo una carga axial representativa de la capacidad de momento, considerando los diferentes mecanismos de falla que se puedan presentar. Una vez conocidos la capacidad de resistencia a momento flexionante y la capacidad de deformación (rotaciones) de las pilas para los distintos modelos, se prosigue a determinar la curva de capacidad en función del incremento del desplazamiento y en consecuencia se tiene la degradación de rigidez en las zonas críticas por la formación de un mecanismo de plasticidad llamas articulaciones plásticas hasta lograr el colapso del sistema.

6.2.3 Descripción de las técnicas de encamisados

La envoltura de cada camisa utilizada se aplicó exclusivamente en la zona de articulación plástica de las pilas de los modelos. Los materiales de cada camisa en particular se describen a continuación:

Encamisado de acero. Se utilizó placas de acero A – 36 con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 248 \text{ MPa}$.

Encamisado de Fibra de carbono. La lámina de fibra de carbono utilizada se caracteriza por tener un módulo de elasticidad $E_f = 49\,100 \text{ MPa}$, un esfuerzo de tensión $f_{fu} = 780 \text{ Mpa}$, un esfuerzo máximo a la deformación de $\varepsilon_{fu} = 0.018$ y un espesor de $t_f = 1.3 \text{ mm}$. Es necesario considera un factor de reducción por exposición al intemperie $C_E = 0.85$.

Encamisado de concreto reforzado. Se utilizó la varilla del número cuatro de grado 60 para dar el confinamiento, cubiertas con un espesor de concreto $t_c = 12 \text{ cm}$ con una resistencia de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y un recubrimiento de $rec = 4 \text{ cm}$. Además en cuanto a la necesidad de confinamiento por ductilidad en el sentido longitudinal se adicione varillas del número catorce.

Encamisado de presfuerzo externo concéntrico. El confinamiento se llevó acabo con tendones de alta resistencia de baja relajación, con las siguientes características: un esfuerzo máximo de último de $f_u = 270 \text{ ksi}$, modelo de elasticidad de $E_p = 29\,000 \text{ ksi}$, el área efectiva del tendón es $A_e = 0.1529 \text{ in}^2$.

6.2.4 Resultado de la evaluación de las técnicas de aumento de capacidad

Aplicando el análisis de mecanismo de colapso para cada modelo, se obtuvo la curva de capacidad de diseño del puente existente y para cada sistema de refuerzo en particular. En la tabla 6.3 se tiene un resumen de los resultados más importantes de las curvas de capacidad del modelo 1, donde la aplicación de la camisa acero resulta un incremento de capacidad a cortante de 5.35%, con la fibra de carbono aumento en 4.73%, el encamisado de concreto reforzado obtuvo 14.6% y con el presfuerzo externo un 8.98%. Además es importante saber el porcentaje de resistencia en que se encuentra el puente existente y el nuevo sistema de refuerzo, para ello se determinó el porcentaje de resistencia en función peso de la superestructura teniendo 52.1% para el puente existente, el encamisado de acero 57.4%, con la fibra de carbono 56.8%, con el encamisado de concreto reforzado 66.7% y el presfuerzo externo 61.1%. En cuanto al desplazamiento último se consiguió un incremento con las placas de acero de 46%, con la fibra





REHABILITACIÓN DE PUENTES

de carbono aumento en 49%, para el uso de concreto reforzado 35% y finalmente el presfuerzo externo un 33%. El confinamiento de diseño provocado por diferente material de encamisado, genera distinta ductilidad, siendo, para las placas de acero una ductilidad de 5.4, para la fibra de carbono 5.56, el concreto reforzado 5.09 y el presfuerzo externo 4.9. En la figura 6.6 se indica esquemáticamente en relación del cortante base vs desplazamiento último de las curvas de capacidad de diseño de los distintos encamisados del modelo 1.

Tabla 6.3. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 1.

ENCAMISADO	%RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	52.1	0.90	1.68	3.74
C. ACERO	57.4	0.96	2.45	5.40
C.FRP	56.8	1.00	2.50	5.60
C.CONCRETO R.	66.6	0.93	2.27	5.09
C.PRESFUERZO C.	61.1	0.92	2.23	4.90

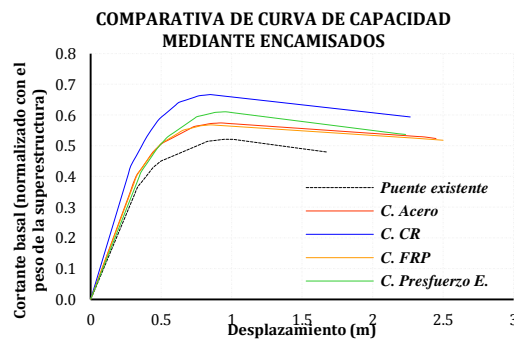


Figura 6.6. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo1.

En la tabla 6.4 se indican los resultados obtenidos de las curvas de capacidad de diseño utilizando las cuatro técnicas de encamisados para el modelo 2. Los resultados muestran que el cortante máximo basal respecto al encamisado de acero se incrementó un 8.5%, con la fibra de carbono 6.3%, con el concreto reforzado adquirió un 17.8% y finalmente el presfuerzo externo un 13.5%. También se muestra la diferencia de capacidad a cortante en función peso de la superestructura teniendo 41.8% de resistencia para el puente existente, mientras que la camisa de acero 50.4%, con la fibra de carbono 48.1%, con el concreto reforzado de 59.6% y el presfuerzo externo de 55.4 %. Por otro lado el desplazamiento último también fue determinado teniendo un incremento de 80% mediante la camisa de acero, con la fibra de carbono aumento en 82%, para el concreto reforzado se obtuvo 69% y finalmente el presfuerzo externo un 66 %. Debido a la presión de confinamiento pasivo se tiene una ductilidad para el encamisado de acero de 4.91 y con la fibra de carbono de 5.20, el concreto reforzado 4.72 y el uso del presfuerzo externo proporcionando confinamiento pasivo y activo adquiriendo una ductilidad de 4.65. Además estas comparativas se muestra esquemáticamente en un gráfico de relación de cortante base vs desplazamiento último logrando la curva de capacidad para cada sistema de refuerzo mostrado en la figura 6.7.

Tabla 6.4. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 2.

ENCAMISADO	%RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	41.8	0.85	1.30	3.09





REHABILITACIÓN DE PUENTES

C. ACERO	50.4	0.95	2.33	4.91
C. FRP	48.1	0.95	2.36	5.20
C. CONCRETO R.	59.6	0.97	2.20	4.72
C. PRESFUERZO C.	55.4	0.94	2.16	4.65

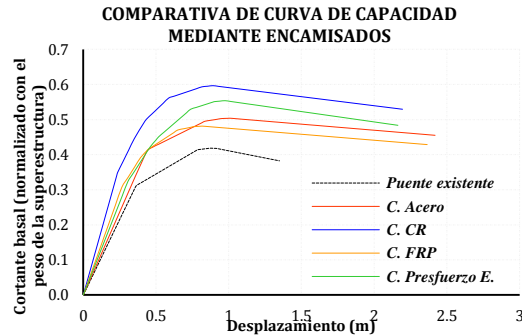


Figura 6.7. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 2.

La figura 6.8 indica las curvas de capacidad de diseño del modelo 3, usando los sistemas de refuerzo de encamisados. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 6.5, teniendo aumento de capacidad a cortante base 15.1% usando la camisa de acero, con las fibra de carbono un 12.6%, con el concreto reforzado se obtuvo 30.5% y finalmente el presfuerzo externo un 20.6%. Se adquiere además el porcentaje de capacidad a cortante siendo para el puente existente 31.7% de resistencia, el uso de la camisa de acero 46.8%, la fibra de carbono un 44.3%, el uso de concreto reforzado un 62.2% y el presfuerzo externo de 52.3%.

Tabla 6.5. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 3.

ENCAMISADO	%RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	31.7	0.72	1.12	2.61
C. ACERO	46.8	1.08	2.36	5.01
C.FRP	44.3	0.96	2.38	5.29
C.CONCRETO R.	62.2	0.94	2.19	4.66
C.PRESFUERZO C.	52.3	0.93	2.09	4.54

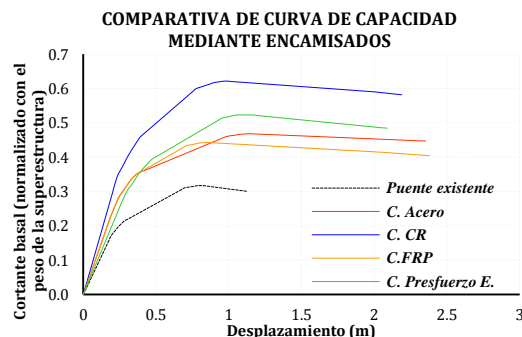


Figura 6.8. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 3.

También se muestra la obtención del desplazamiento último, donde para el encamisado de acero hubo un incremento de considerable de 109 %, la fibra de carbono aumento significativamente siendo el máximo en un 112 %, para el encamisado de concreto reforzado se





obtuvo 95% y finalmente el presfuerzo externo siendo el menor de 86%. La ductilidad de la camisa de acero es 5.01, para fibra de carbono 5.29, el uso de concreto reforzado 4.66 y el presfuerzo externo 4.54.

Para el modelo 4 los resultados se encuentran en la tabla 6.6, teniendo incrementos distintos en cuanto al cortante máximo base, consiguiendo con la camisa de acero un incrementó 4.5%, la fibra de carbono 3.2%, para el encamisado de concreto reforzado es 12.5% y finalmente el presfuerzo externo un 6.2%. La capacidad de resistencia con respecto al peso de los tableros se encuentra que el puente existente es 55.2%, con la camisa acero 59.7%, con la fibra de carbono 58.5%, con el concreto reforzado 67.7% y del presfuerzo externo 61.5%. En cuanto al desplazamiento último el sistema de refuerzo de placas de acero se incrementó en un 27%, con la fibra de carbono aumento en 31 %, con la camisa de concreto reforzado 12% y por último el presfuerzo externo 9%. También se determinó la ductilidad de desplazamiento encontrándose para el uso de placas de acero 3.67, para el uso de la fibra de carbono 3.77, con el concreto reforzado 3.16 y el presfuerzo externo 3.09. Esta representación de resultados se visualiza en la figura 6.9.

Tabla 6.6. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 4.

ENCAMISADO	%RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	55.2	0.72	1.12	2.85
C. ACERO	59.7	0.77	1.43	3.67
C.FRP	58.5	0.75	1.47	3.77
C.CONCRETO R.	67.7	0.73	1.27	3.16
C.PRESFUERZO C.	61.5	0.72	1.22	3.09

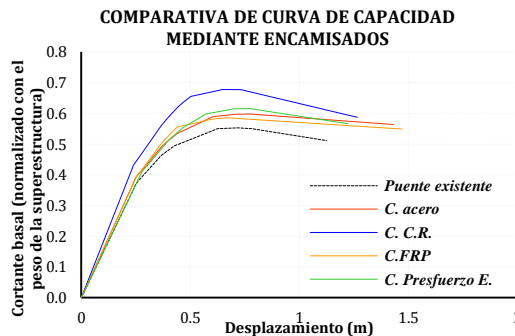


Figura 6.9. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 4.

El resumen de las curvas de capacidad de diseño se describe en la tabla 6.7 numéricamente, y gráficamente en la figura 6.10. Se determinó el cortante base máximo para todos los sistemas de refuerzo, donde el uso de placas de acero y fibra de carbono 5.5%, con el de concreto reforzado 15.4% y finalmente el presfuerzo externo 8.8%. Siguiendo con los resultados se tiene la resistencia de capacidad a cortante base es de 43.3% para el puente existente, para el uso de camisa de acero 48.8%, con la fibra de carbono 48.8%, el uso de concreto reforzado 58.7% y el presfuerzo externo 52.1%. En cuanto al desplazamiento último se obtuvo un incremento de 37% para la camisa de acero, un 41% para el uso de la fibra de carbono, 22% para el encamisado de concreto reforzado y el presfuerzo externo un 21%. Debido al confinamiento se produce un crecimiento de ductilidad variando según el material usado para reforzar, siendo para placas de acero 4.27, el uso de fibra de carbono 4.39, para el concreto reforzado 2.98 y finalmente el presfuerzo externo 2.97.





Tabla 6.7. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 5.

ENCAMISADO	% <i>RESISTENCIA</i>	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	43.3	0.61	1.03	2.58
C. ACERO	48.8	0.71	1.41	4.27
C. FRP	48.8	0.63	1.45	4.39
C. CONCRETO R.	58.7	0.72	1.25	2.98
C. PRESFUERZO C.	52.1	0.69	1.25	2.97

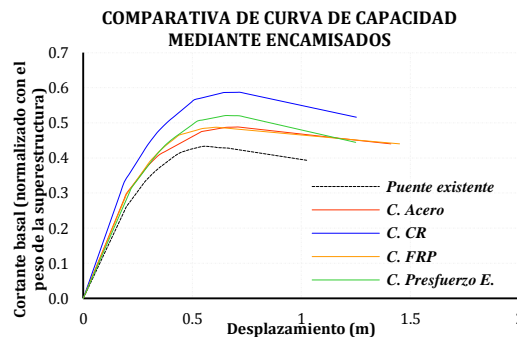


Figura 6.10. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 5.

En la tabla 6.8 se describe los resultados partir de las curvas de capacidad de diseño calculadas aplicando los cuatro sistemas de refuerzo de camisas como se muestra en la figura 6.11, para el modelo 6. Los resultados muestran un aumento en cuanto al cortante base de un 10.68% para el uso de placas de acero, con la fibra de carbono 8%, para el encamisado de concreto reforzado se obtuvo el incremento mayor de diseño 21.2% y finalmente el presfuerzo externo 14.8%. Por lo tanto la resistencia de capacidad a cortante base en función del peso de los tableros es 32.6% para el puente existente, con la camisa de acero 43.3%, con la fibra de carbono 40.6%, para el uso de concreto reforzado 53.9% y con el presfuerzo externo 47.5%. En cuanto al desplazamiento último aumento 56% para la camisa de acero, con el uso de la fibra de carbono 59 %, para el encamisado de concreto reforzado se obtuvo 39% y finalmente el presfuerzo externo 35%. Debido al desplazamiento la relación de desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia se obtiene la ductilidad de desplazamiento del sistema estructural, siendo para camisa de acero de 4.09 en ductilidad, para fibra de carbono 4.29, el concreto reforzado 3.76 y finalmente el presfuerzo externo 3.54.

Tabla 6.8. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 6.

ENCAMISADO	% <i>RESISTENCIA</i>	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	32.6	0.54	0.92	2.63
C. ACERO	43.3	0.75	1.43	4.09
C. FRP	40.6	0.59	1.46	4.29
C. CONCRETO R.	53.9	0.73	1.28	3.76
C. PRESFUERZO C.	47.5	0.69	1.24	3.54



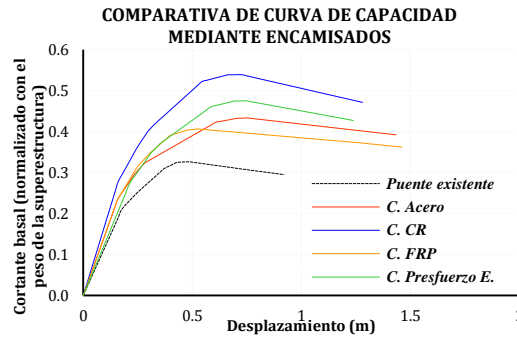


Figura 6.11. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 6.

La tabla 6.9, presenta los resultados de la curva de capacidad del modelo 7 y visualizadas en la figura 6.12 para cada camisa en particular. Estos resultados de la primera columna presentan el incremento de cortante base donde el uso de las de acero es de 7.3% el incremento, con la fibra de carbono 6%, con el concreto reforzado 18.7% y finalmente el presfuerzo externo 10.1%. También en la segunda columna se muestra la resistencia de capacidad a cortante base en función con el peso de la superestructura, siendo para el puente existente de 71.7%, para el uso de la camisa de acero de 79%, con la fibra de carbono 77.7%, con el concreto reforzado 90.4% y para el presfuerzo externo de 81.7%. Además el desplazamiento último hubo incrementos de 16% para la camisa de acero, con la fibra de carbono aumento en 18%, para el uso de concreto reforzado 15% y por último el presfuerzo externo 13%. La ductilidad de desplazamiento se da en la columnas cinco teniendo para el uso de placas de acero 2.77, para fibra de carbono 2.8, el concreto reforzado 2.56 y el presfuerzo externo 2.52

Tabla 6.9. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 7.

ENCAMISADO	% RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_{ij} (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	71.7	0.53	0.66	2.37
C. ACERO	79	0.68	0.77	2.77
C. FRP	77.7	0.59	0.78	2.80
C. CONCRETO R.	90.4	0.66	0.77	2.56
C. PRESFUERZO C.	81.7	0.59	0.76	2.52

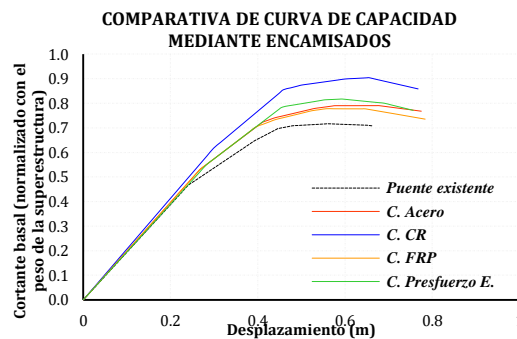


Figura 6.12. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 7.

El resumen de las curva de capacidad del modelo 8 se indican en la tabla 6.10, teniendo un incremento distinto en cuanto al cortante máximo basal donde para la camisa de acero se incrementó en un 6.3%, con la fibra de carbono aumento 4.4%, para el encamisado de concreto





reforzado 14.7% y el presfuerzo externo 6.7%. En lo que cabe a la capacidad de resistencia a cortante en función al peso de la superestructura, el puente existente tiene 60.9%, con la camisa de acero llega a ser de 67.2%, con la fibra de carbono de 65.4%, con el concreto reforzado 75.7% y el presfuerzo externo de 67.7%. También se indica el desplazamiento último obteniendo para sistema de refuerzo de camisa de acero un incrementó en un 21%, con la fibra de carbono aumento en 22%, para el encamisado de concreto reforzado 12% y finalmente el presfuerzo externo 10%. La ductilidad de igual manera se incrementó, siendo para la camisa de acero 2.53, para fibra de carbono 2.63, el concreto reforzado 2.42 y finalmente el presfuerzo externo concéntrico 2.37. Finalmente se graficaron las curvas de capacidad mostradas en la figura 6.13 con el objetivo de dar claridad a los resultados obtenidos.

Tabla 6.10. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 8.

ENCAMISADO	%RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	60.9	0.51	0.64	2.22
C. ACERO	67.2	0.62	0.78	2.53
C. FRP	65.4	0.55	0.79	2.63
C. CONCRETO R.	75.7	0.56	0.73	2.42
C. PRESFUERZO C.	67.7	0.54	0.71	2.37

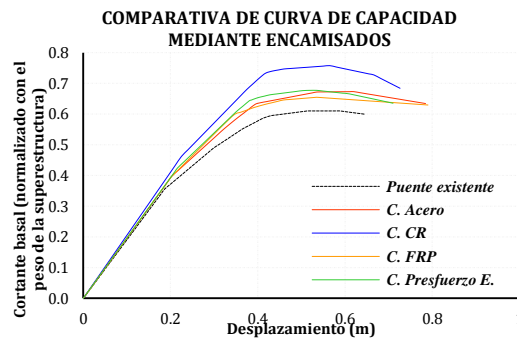


Figura 6.13. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 8.

Y por último se tiene los resultados de diseño del modelo 9, con sus curvas de capacidad para los sistemas de refuerzos empleados mostrados en a figura 6.14. Estos resultados son indicados en la tabla 6.11 exponiendo distintos valores siendo para el uso de la camisa de acero 9.1% de incremento respecto a la existente, con la fibra de carbono aumento en 6.3%, para el encamisado de concreto reforzado se obtuvo 14.9% y finalmente el presfuerzo externo un 9.5%.

Tabla 6.11. Resumen de resultados de la curva de capacidad del modelo 9.

ENCAMISADO	%RESISTENCIA	Δ_{MAX} (m)	Δ_U (m)	μ_{Δ}
EXISTENTE	43.8	0.42	0.52	2.11
C. ACERO	52.9	0.54	0.73	2.93
C. FRP	50	0.48	0.76	3.03
C. CONCRETO R.	58.7	0.46	0.67	2.67
C. PRESFUERZO C.	53.3	0.46	0.65	2.61

Es necesario también conocer el porcentaje de capacidad del sistema de refuerzo en función del cortante base de demanda, donde para el puente existente es de 43.8%, con la camisa de acero 52.9%, con la fibra de carbono 50%, para el uso de la camisa de concreto reforzado 58.7%





y el presfuerzo externo 53.3%. A partir de generar los mecanismos de falla en las zonas de articulación pastica se tiene los desplazamientos últimos obteniéndose un 42% con el uso de placas de acero, para el uso de fibra de carbono hay un aumento 46%, con la camisa de concreto reforzado 29% y finalmente el presfuerzo externo 27%. De igual forma la ductilidad se incrementa a partir del confinamiento debido al material de la camisa siendo, para el uso de la camisa de acero de 2.93, con la fibra de carbono 3.03, el concreto reforzado 2.67 y finalmente el presfuerzo externo 2.61.

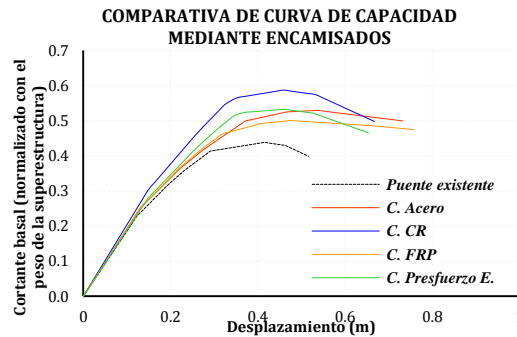


Figura 6.14. Curvas de capacidad de diseño aplicando las cuatro técnicas de encamisado para el modelo 9.

Debido a la variabilidad del porcentaje de acero que se constituye las pilas de los modelos, exhiben distintos comportamientos de curvas de capacidad exigiendo a falta de acero mayor confinamiento. Además se encontró que las pilas entre mayor altura son más vulnerables a flexión requiriendo confinamiento por incremento de ductilidad. Por otro lado las columnas cortas son más vulnerables a sufrir daños por cortante, exigiendo al sistema un reforzamiento por falla de cortante. Los confinamientos surgidos por el uso de la camisa de acero y fibra de carbono exhiben un comportamiento casi similar teniendo mayor resistencia la camisa de acero, sin embargo la fibra de carbono exhibe mayores desplazamientos últimos y en consecuencia mayor ductilidad. En cuanto a la camisa de concreto reforzado se tiene una buen aumento de ductilidad pero menor a la camisa de acero, pero consiguiendo el mayor incremento de resistencia a cortante debido al incremento de rigidez. Y por último el presfuerzo externo es una técnica que mejora todos los aspectos tanto de resistencia y ductilidad debido al confinamiento pasivo y activo. Sin embargo esta técnica al reforzar solamente en la dirección transversal al eje de la columna se tiene que el aumento de resistencia a flexión es insignificativa.

A continuación se presentan las curvas de capacidad de los 9 modelos propuesto para los confinamientos de 1, 2, 3, 4 MPa y la curva de capacidad de diseño, representados en el mismo grafico respectivamente cada sistema de refuerzo de dicho material.

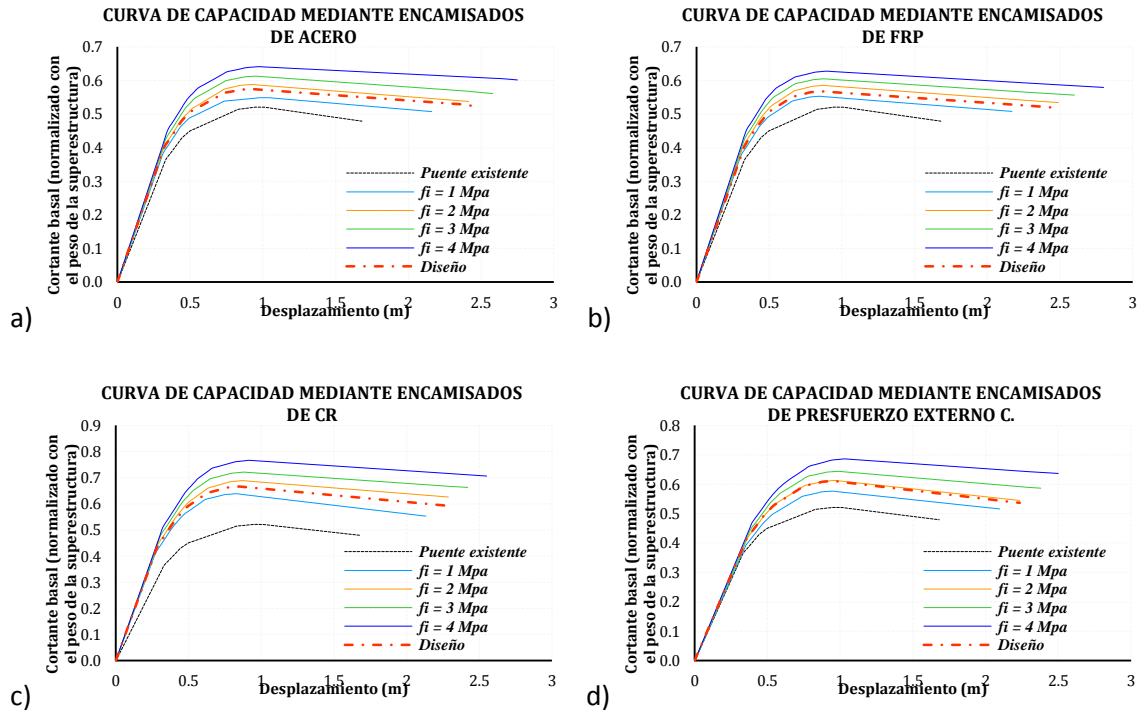


Figura 6.15. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 1.

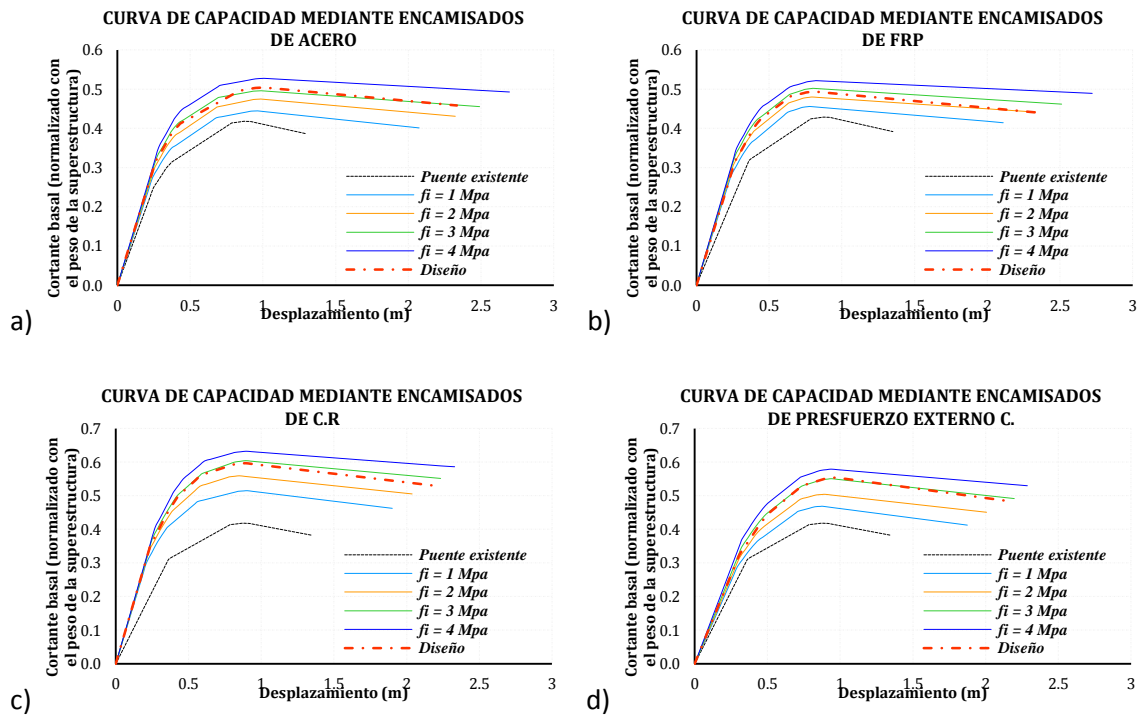


Figura 6.16. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 2.



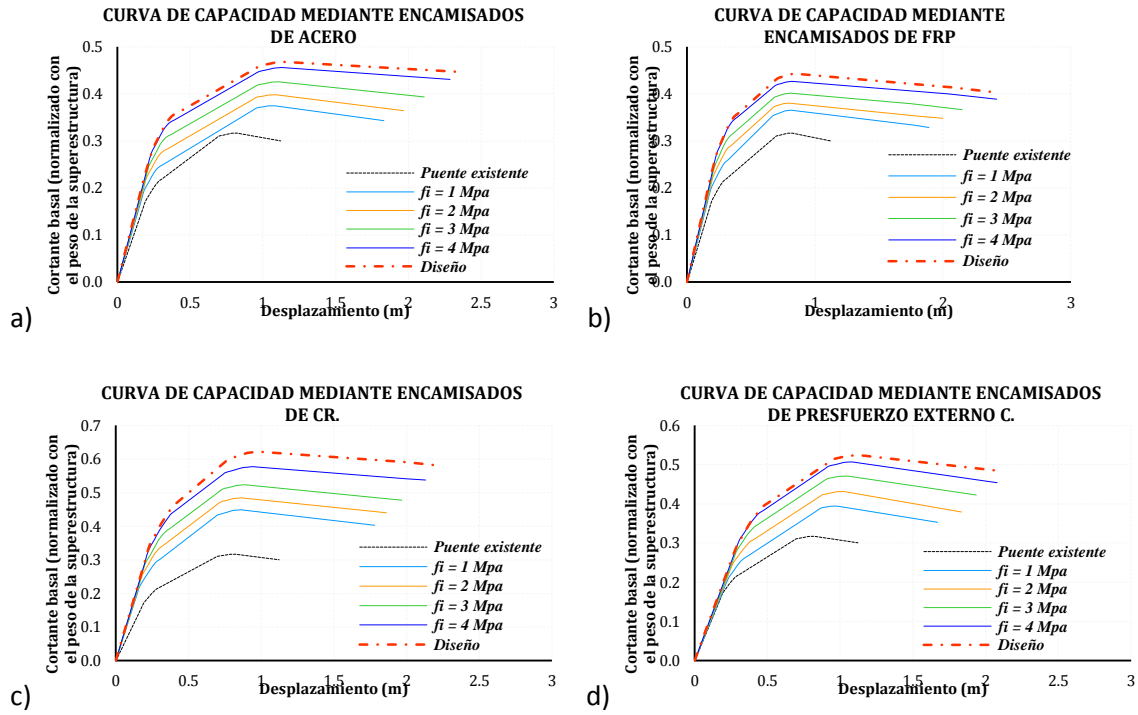


Figura 6.17. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 3.

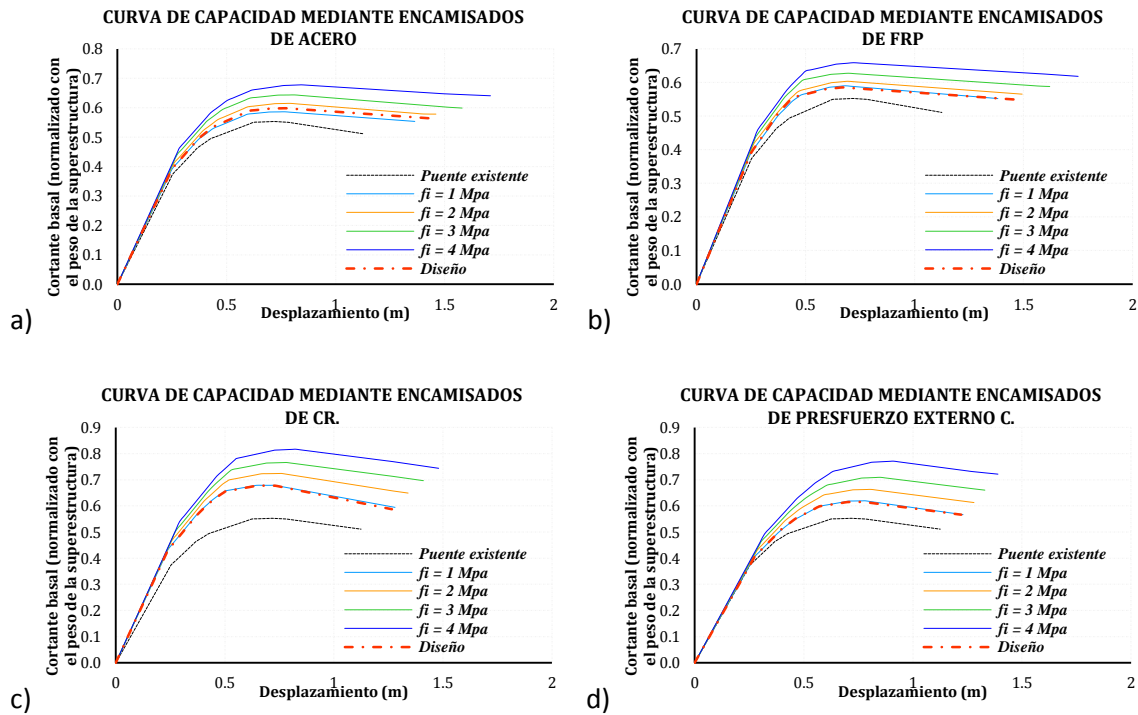


Figura 6.18. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 4.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

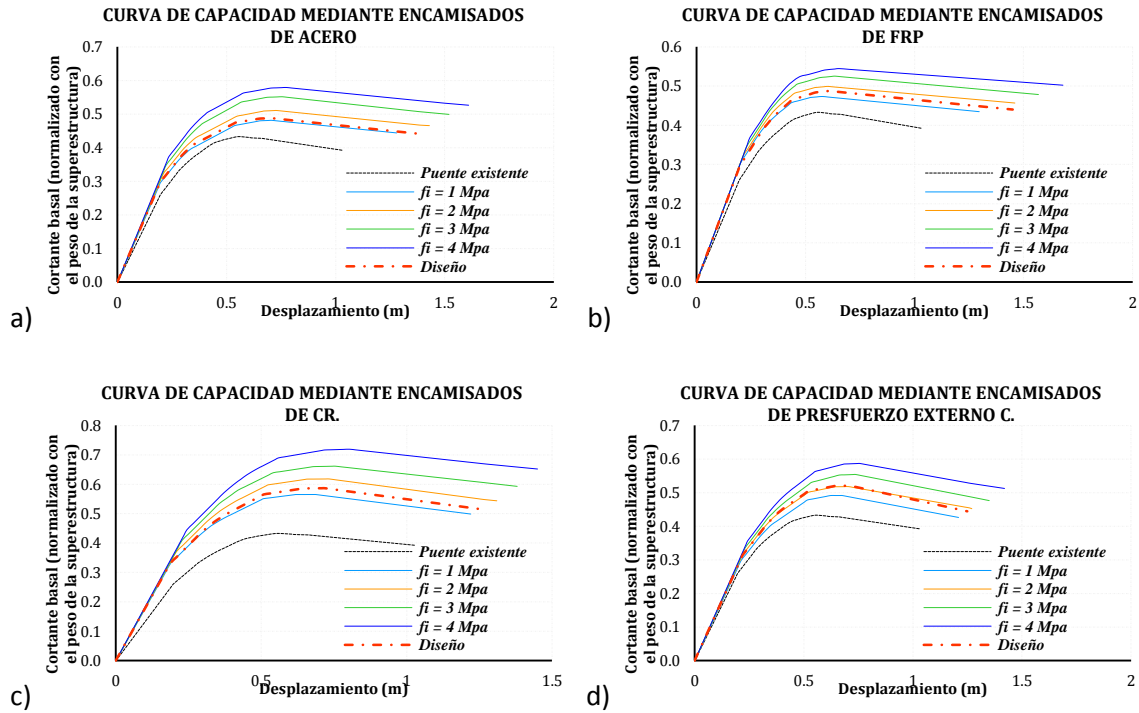


Figura 6.19. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 5.

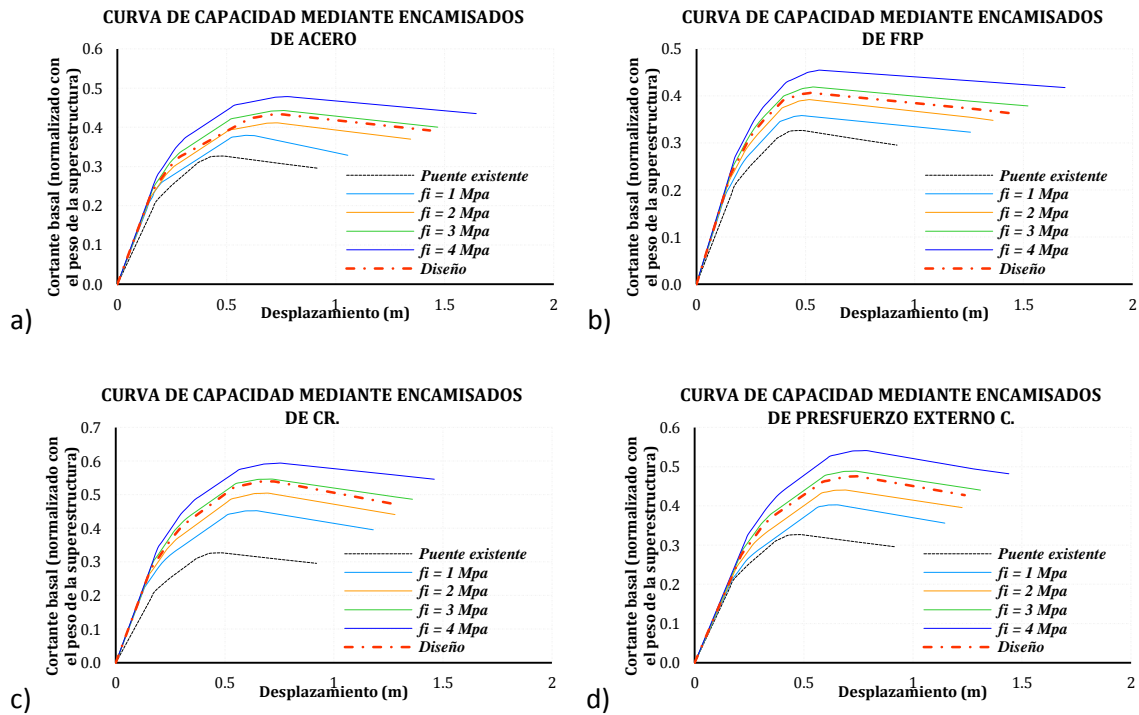


Figura 6.20. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 6.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

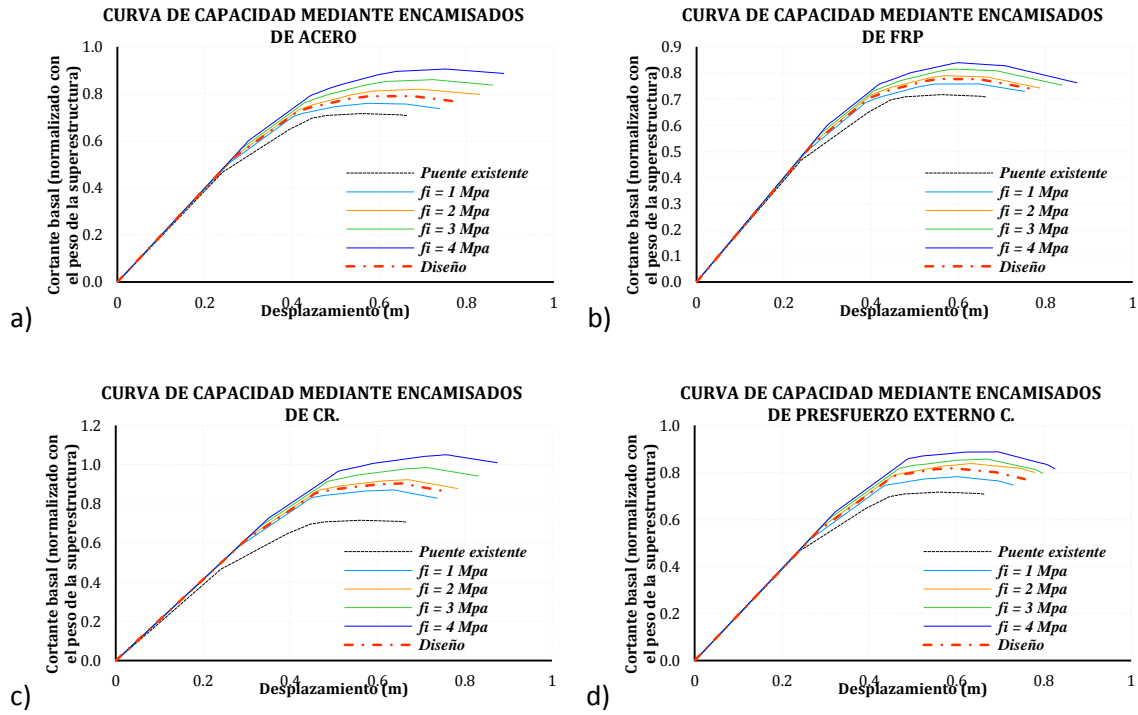


Figura 6.21. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 7.

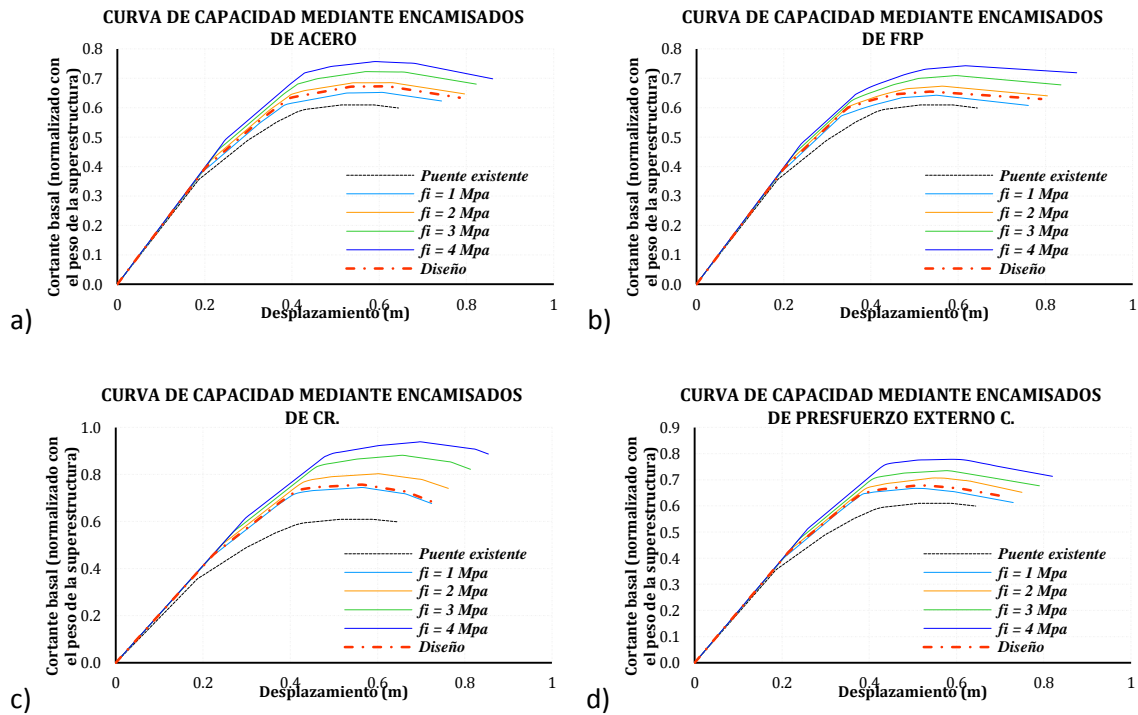


Figura 6.22. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 8.



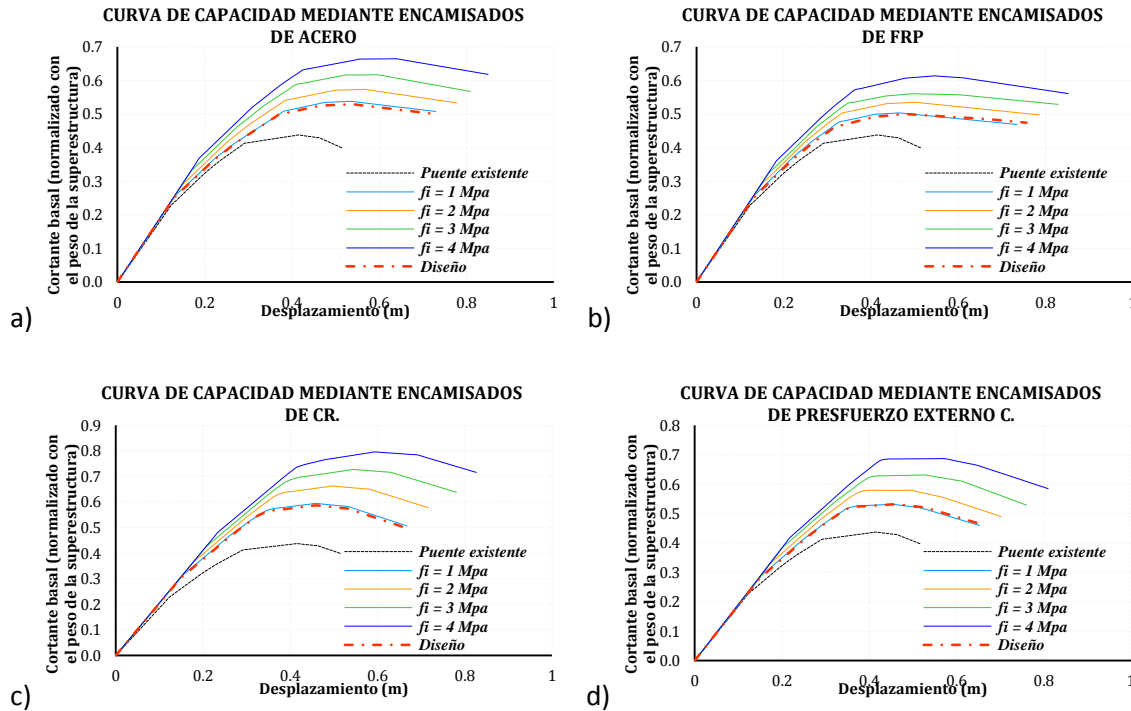


Figura 6.23. Las curvas de capacidad para cada incremento de confinamiento mediante distinto material de encamisado para el modelo 9.

En la figuras 6.15, 6.16 y 6.17, se presenta las curvas de capacidad para la variación de confinamiento en incrementos de 1 MPa para los modelos 1, 2, 3 respectivamente en las zonas de articulaciones plásticas. Estas figuras indican bastante diferencia de comportamiento, mediante la variación del porcentaje de acero y la separación del refuerzo transversal, adicionando el sistema de refuerzo de distinto material. Para el modelo 1, 2, 3 se observa que el incremento de resistencia a cortante mediante el incremento 1 MPa a otro es mayor, con el uso de la camisa de concreto reforzado y el presfuerzo externo concéntrico. Además estas dos técnicas en cuanto al desplazamiento último se da menor que las otras técnicas empleadas, por lo tanto exhibe menor ductilidad. En la fibra de carbono y el uso de la camisa de acero se refleja aumento de ductilidad dando mayores desplazamientos últimos, sin embargo la resistencia aumenta en incremento menores al presfuerzo externo. Por otro lado las figuras 6.18, 6.19, 6.20 constituyen a los modelos 4, 5 y 6 con una altura de pilas de 10m y un diámetro de 1.60m. Estos tres modelos exhiben diferencia en cuanto al porcentaje de acero y la separación del refuerzo transversal, mostrando distintos desplazamiento, resistencia cortante y ductilidades. Los confinamientos proporcionados a las pilas con mayor porcentaje de acero existente, se acercan más a cubrir la necesidad de la demanda sísmica, concluyendo que hay limitaciones de confinamiento debido a escasas de porcentaje de acero existente. También es importante mencionar que en estas tres figuras, se sigue teniendo en cuanto a la camisa de concreto reforzado y el presfuerzo externo, mayores resistencia a cortante y mientras que la otras dos, son mayores en ductilidad por el incremento más grande en los desplazamientos últimos. Finalmente las figuras 6.21, 6.22 y 6.23 representan los modelos 7, 8 y 9 con la caracterización de tener una altura de 5m para todas las pilas, observándose que las ductilidades debidas a los desplazamientos últimos, decrecen por la altura y por el aumento de rigidez de las pilas cortas, asíéndolas que exhiban menores desplazamientos al colapso. En cuanto a la resistencia a cortante base, es notable ver grandes resistencias a cortante muy similares a los otros modelos





con altura de 10 y 15m. Además con respecto a la separación y el acero existente, se exige mayor confinamiento de encamisado por falta de refuerzo transversal, que a falta de porcentaje de acero en columnas cortas, y cuanto aumenta la altura es lo contrario. Finalmente se tiene las ductilidades mayores en cuanto a la fibra de carbono y con el uso de la camisa de acero, en cuanto a la resistencia las otras dos.



6.3 Técnica de aislamiento base

La necesidad de realizar una disminución de fuerza demanda sísmica a través de algún dispositivo, es debido a las concentraciones de esfuerzos por carga lateral cíclica en las zonas de articulaciones plásticas en pilas de puentes o muchas de las veces el aumento de capacidad, suele ser una opción ineficiente por no alcanzar a aumentar la capacidad sísmica necesaria por la demanda. Los aisladores base es una técnica eficaz para la disipación de energía sísmica en los puentes, aislando la subestructura de la superestructura, realizando un desacoplamiento y haciendo que el periodo de vibración natural se alargue disminuyendo la fuerza de aceleración. A continuación se evaluara la técnica mediante el análisis de mecanismo de colapso con el propósito de describir su comportamiento.

6.3.1 Modelación de los aisladores base

Los modelos de la sección 6.2.1, se sometieron a un análisis modal espectral para conocer las fuerzas de momento y cortante inducidos en las pilas, luego de ser comparados con la resistencia de capacidad y establecer el porcentaje de diferencia para su diseño. Después todos los modelos propuestos en este capítulo fueron evaluados mediante el análisis de mecanismo de colapso basado en el desplazamiento máximo de las pilas. Este análisis es aplicado solamente en la dirección longitudinal del puente, concentrando articulaciones plásticas en las pilas a una distancia medida desde la base de la calculada con la fórmula de Priestley (1996). Además se determinó las propiedades existentes respectivas con su no linealidad de los materiales para la definición de los diagramas de momento curvatura considerando los diferentes mecanismos de falla que se puedan presentar. Y por último se determinan las curvas de capacidad en función del desplazamiento máximo cuando falla el sistema (aislador base). La tabla 6.12 indica los valores de los modelos propuestos existentes.

Tabla 6.12. Resumen de la deficiencia y propiedades.

<i>MODELO</i>	<i>DEFICIENCIA</i>	<i>% DEFICIENCIA DE RESISTENCIA</i>
1	cortante	24.57
2	flexión	39.67
3	Flexión	50.16
4	Cortante	31.31
5	Flexión	32.59
6	Flexión	47.65
7	Cortante	36.35
8	Cortante	22.51
9	flexión	28.39

6.3.2 Descripción de la técnica de aislamiento base

Se proponen apoyos de sección circular colocados en la parte superior del cabezal y por debajo de las vigas principales, con el propósito de aislar la subestructura de la superestructura. La modelación se realizó usando el programa Sap2000, a través de resortes tipo "Link Wen" (ver figura 5.7) con sus respectivas propiedades de diseño, usando el caso de análisis no lineal en la dirección longitudinal y transversal al puente. Las propiedades iniciales para el diseño se describen en la tabla 6.13.





Tabla 6.13. Propiedades de los aisladores base

Módulo de elasticidad del neopreno	45.38 kg/cm ²
Módulo de rigidez al corte del neopreno G	10.19 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia efectivo del plomo f_y	142.76 kg/cm ²
Plomo en la rigidez después de a fluencia f	1.1
Módulo de abombamiento del neopreno k	20394 kg/cm ²
Constante de material del neopreno k'	0.57

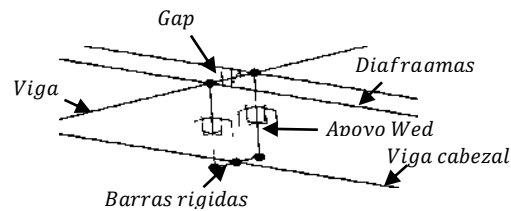


Figura 6.24. Modelación del aislador base mediante el link Wen.

6.3.3 Resultado de la evaluación mediante la técnica de aislamiento base

El diseño de cada aislador base se realizó para cada necesidad, obteniendo el amortiguamiento efectivo de diseño y determinando los diseños para los amortiguamientos equivalentes de 10, 15, 20, 25% respectivamente de cada modelo propuesto. Los resultados más importantes de diseño se muestran en la tabla 6.14, indicando en la segunda columna el amortiguamiento efectivo β_{efe} de diseño, en la tercera columna el periodo de vibración natural con aislamiento base T_{cb} , en la cuarta columna la altura del apoyo total H_t , en la quinta columna el diámetro del plomo ϕ_p , en la sexta columna el diámetro del neopreno ϕ_n , en la séptima columna el esfuerzo de fluencia f_y , en la octava columna la rigidez última del plomo K_u , en la novena columna la rigidez efectiva del sistema k_{efe} y en la décima columna la rigidez vertical K_v . Estos resultados muestran que los amortiguamientos equivalentes, debido a mayor porcentaje de deficiencia de resistencia se requiere más incremento, obteniendo porcentajes de diseño de 11%, 15%, 22%, 11%, 13%, 20%, 13%, 10% y 12% lo cual resulta un incremento de periodo natural, donde los porcentajes de incremento son 11.5, 12.6, 14.5, 5.6, 8.3, 13.6, 6.8, 4.9 y 5.8 respectivamente para los modelos propuestos. También debido al incremento de amortiguamiento se requiere mayor altura del apoyo, diámetro del plomo y esfuerzo de fluencia. Sin embargo se tiene la disminución de la rigidez de corte del plomo y como es de esperarse la disminución de la rigidez efectiva. Y finalmente la rigidez vertical debido al incremento de amortiguamiento o al incremento de altura de las pilas se disminuye tal rigidez con llevando a tener problemas de equilibrio del apoyo aumentado la vulnerabilidad de volteo en la superestructura.

Tabla 6.14. Resumen de las principales propiedades de los aisladores base.

MODELO	β_{efe} %	T_{cb} s	H_t cm	ϕ_p cm	ϕ_n cm	f_y kg/cm ²	K_u kg/cm	K_{efe} kg/cm	K_v kg/cm
1	11	1.46	13.2	5.7	35.0	3642	8748	1100	268391
2	15	1.475	16.5	6.5	35.0	4310	8035	1085	244603
3	22	1.5	17.6	7.0	35.0	5494	6470	1036	194249
4	11	1.278	12.1	5.5	35.5	3391	9843	1193	389919





REHABILITACIÓN DE PUENTES

5	13	1.31	13.2	5.9	35.5	3409	8990	1142	281425
6	20	1.374	17.6	6.7	35.5	5033	6687	1001	206679
7	13	1.1	12.1	6.0	37.0	4036	10668	1346	356464
8	10	1.08	9.9	5.7	37.0	3642	13073	1559	438563
9	12	1.09	11	6.0	37.0	4006	11735	1452	392111

Aplicando el análisis estático no lineal se determinó las curvas de capacidad de diseño y para incrementos de amortiguamiento equivalente efectivo. En la tabla 6.15 se tiene un resumen de los resultados más importantes de las curvas de capacidad del modelo 1, 2 y 3 indicando en la segunda columna el cortante basal máximo de los apoyos, con respecto al peso de la superestructura se tiene 32.03 %, 24.71 y 21.34 % respectivamente. En cuanto a la ductilidad de desplazamiento se tiene 7.87 para el modelo 1, 4.27 para el modelo 2 y 3.95 para el modelo 3. También se realizó las curvas de capacidad para los amortiguamientos de 10, 15, 20, 25 para los modelos 1, 2 y 3 representados esquemáticamente en la figura 6.25.a, 6.25.b y 6.25.c respectivamente, indicando que a mayor amortiguamiento se tiene un incremento en la fuerza inicial de fluencia del plomo y llevando a la disminución de la rigidez del neopreno disipando mayor energía sísmica.

Tabla 6.15. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.

<i>modelo</i>	<i>Resistencia %</i>	D_{cr} <i>m</i>	μ_{Δ}
1	32.03%	0.274	7.87
2	24.71%	0.2774	4.27
3	21.34%	0.2728	3.95

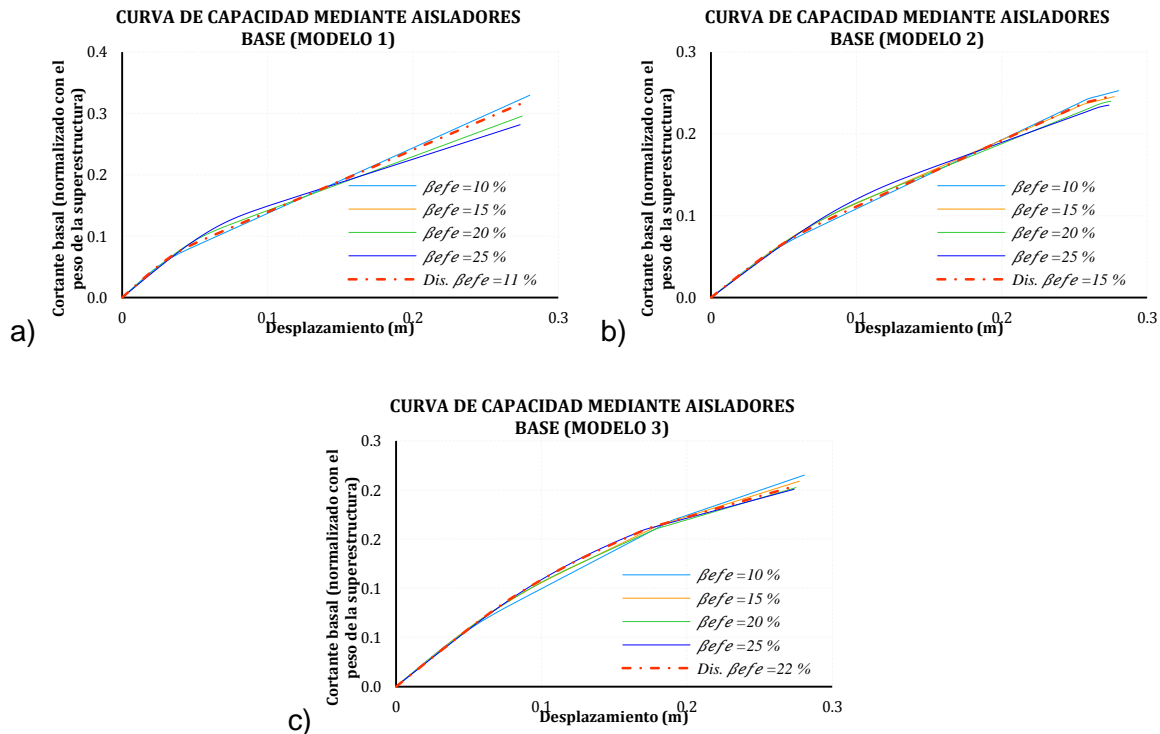


Figura 6.25. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 1, b) modelo 2 y c) modelo 3.





En la tabla 6.16, se indica los resultados obtenidos de las curvas de capacidad aplicando el método de análisis estático no lineal para los modelos 4, 5 y 6. En cuanto al cortante basal de resistencia para un desplazamiento último crítico se somete en función del peso de la superestructura teniendo 37.1%, 30.6 y 24% respectivamente. También se determinó la ductilidad de desplazamiento indicado en la misma tabla en columna cuatro obteniendo 11.07 para el modelo 4, 7.54 para el modelo 5 y 4.27 para el modelo 3. En las figuras 6.25.a, 6.25.b y 6.25.c se indica las curvas de capacidad para los amortiguamientos de 10%, 15%, 20% y 25% correspondiente. Indicando de la misma manera que el incremento de amortiguamiento equivalente lleva a obtener una fuerza inicial de fluencia del plomo mayor y una rigidez del neopreno menor, alcanzando mayor energía de disipación. En comparación a los modelos de la figura 6.24, se observó el incremento de resistencia a corte basal y el incremento de ductilidad generando que mientras se reduce la longitud de las pilas se tiene mayor exigencia en los parámetros indicados.

Tabla 6.16. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.

modelo	Resistencia %	D_{cr} m	μ_{Δ}
4	37.1%	0.2824	11.07
5	30.6%	0.2812	7.54
6	24%	0.2763	4.27

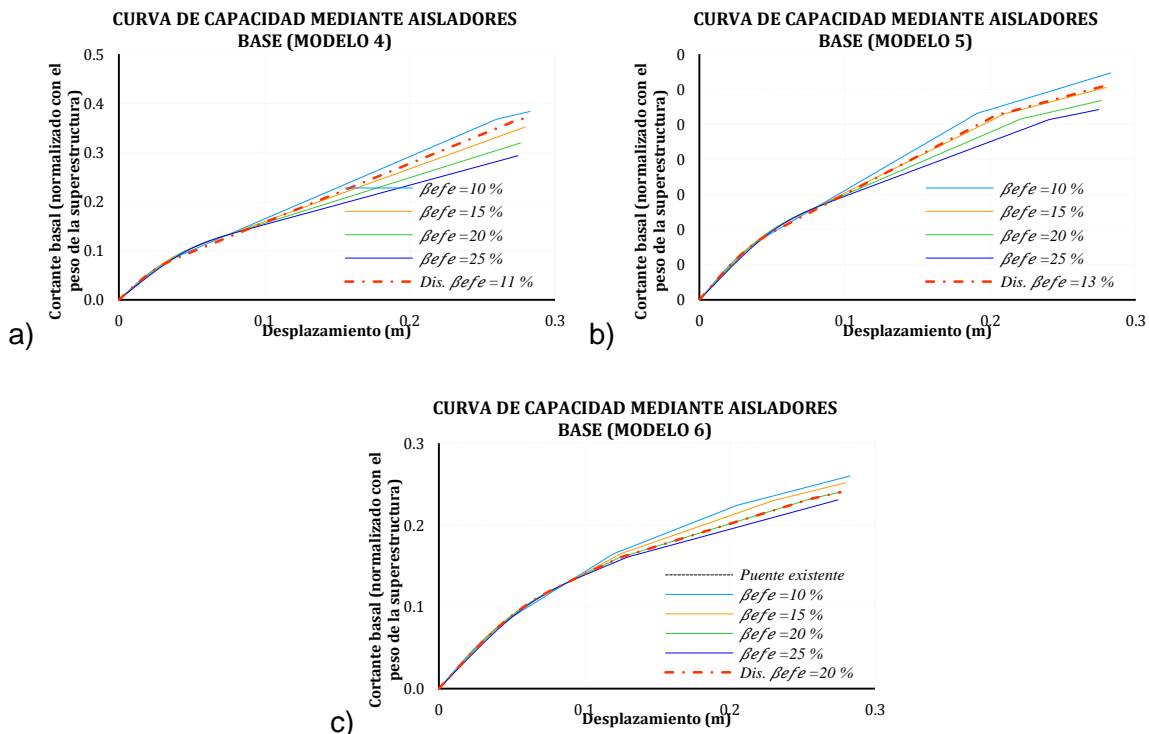


Figura 6.26. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 4, b) modelo 5 y c) modelo 6.





Finalmente se obtuvo la tabla 6.17 donde resumen los principales resultados de las curvas de capacidad para los amortiguamientos de 10, 15, 20 y 25 porcientos y la curva de capacidad de diseño para los modelos 7, 8 y 9. Los resultados obtenidos a través del análisis estático no lineal es el cortante máximo de resistencia del aislador base para un desplazamiento último se somete a función del peso de los tableros, encontrándose en menor resistencia el apoyo siendo 49.4% de diferencia para el modelo 7, 48.9% para modelo 8 y 49% para el modelo 9. También se determina la ductilidad de desplazamiento teniendo 15.21, 11.13 y 9.65 7.54 para el modelo respectivamente. Los resultados muestran la eficacia de los aisladores base en la disipación de energía sísmica para el amortiguamiento equivalente de diseño y para los distintos porcentajes de amortiguamientos inducidos en el modelo representados en las figuras 6.26.a, 6.26.b y 6.26.c.

Tabla 6.17. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño.

modelo	Resistencia %	D_{cr} m	μ_{Δ}
7	49.4%	0.289	15.21
8	48.95%	0.2906	11.31
9	49%	0.2896	9.65

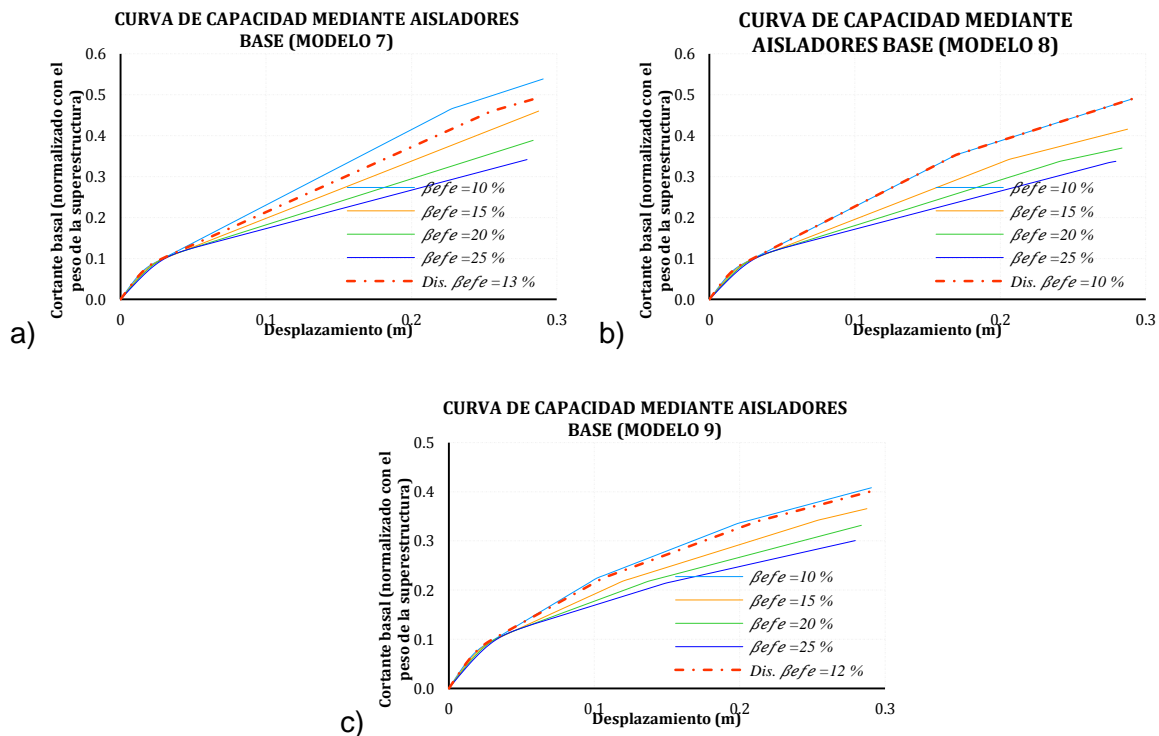


Figura 6.26. Las curvas de capacidad mediante aisladores base a través de incrementos de amortiguamiento para el a) modelo 7, b) modelo 8 y c) modelo 9.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

La comparativa de las curvas de capacidad con sus respectivos resultados indica la importancia del aumento de amortiguamiento, ya conlleva a la disminución de energía sísmica para evitar los daños en las zonas críticas de las pilas. Además muestra que a mayor altura de pilas se va teniendo limitaciones en el uso del aislador ya que una estructura flexible más un apoyo flexible, son muy vulnerables a disminuir la rigidez vertical y aumentar la excentricidad aumentando los elementos mecánicos siendo riesgo de colapso y por otra lado las pilas cortas exigen mayor ductilidad y mayor capacidad de cortante basal debido a que las pilas son muy rígidas teniendo participación en la rigidez del sistema es decir las pilas durante un evento sísmico alcanzan a fluir aportando resistencia a corte basal.





6.4 Reductor de desplazamiento longitudinal

Durante eventos sísmicos se ha observado que muchos de los puentes de la red carretera colapsan solamente del tablero. Durante varios estudios realizados determinaron que los puentes viejos tienen poca longitud de asiento y que debido a los movimientos fuera de fase de tableros se produce cambios bruscos de rigidez, periodos y frecuencias, atrayendo desplazamiento grande que superan a la longitud de asiento.

6.4.1 Modelación del reductor de desplazamiento longitudinal

De la misma manera que se ha dado seguimiento de los nueve modelos propuestos, se realizó el diseño por el Método Propuesto ya que procedimiento tiene de a estimar los limitadores necesarios y óptimo para disminuir los desplazamientos en la superestructura. Después de haber realizado el diseño los modelos propuestos se sometieron a un análisis de mecanismo de colapso con el fin de ser evaluados. Este análisis es aplicado solamente en la dirección longitudinal del puente, concentrando articulaciones plásticas en las pilas a una distancia medida desde la base de la calculada con la fórmula de Priestley (1996) y posteriormente se determinaron las propiedades no lineales para obtener el momento curvatura de las pilas. Y finalmente se determina las curvas de capacidad del sistema a un desplazamiento máximo donde las zonas potenciales de las pilas fallan y producen el colapso total.

6.4.2 Descripción de las técnicas de reductor de desplazamiento longitudinal

Este reductor se modela para actuar solamente en tensión con la opción link-hook (ver figura 6.27) del programa sap2000, considerando la rigidez, el desplazamiento. Sus propiedades correspondientes del cable de alta resistencia se muestran en la tabla 6.18, al igual se da como dato la longitud de asiento para todos los modelos y la rigidez de la cimentación la cual fue considerada infinitamente rígida.

Tabla 6.18. Propiedades de los reductores (cables)

Módulo de elasticidad del cable E_{cable}	703604 kg/cm ²
Área efectiva A_e	1.43 cm ²
Longitud del cable L_{cable}	350 cm
Esfuerzo de fluencia f_y	12369 kg/cm ²
Holgura entre tramos	5 kg/cm ²
Longitud de asiento	62.50 cm
Rigidez de la cimentación	infinita

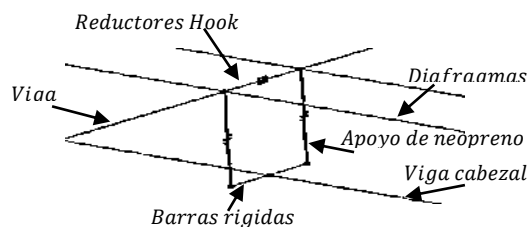


Figura 6.27. Modelación de los reductores de desplazamiento mediante el link Hook.



6.4.3 Resultado de la evaluación del reductor de desplazamiento longitudinal

Cada modelo fue diseñado de acuerdo al método propuesto simplificado, obteniendo las rigidez del grupo de cables necesarios, considerando dos marcos desplazables (izquierda – derecha) a partir del apoyo estudiado representado con la letra H y el número del apoyo como se muestra en la figura idealizada 6.28. Los resultados más importantes para el modelo 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 se muestran en las tablas de la 6.19 a la 6.27 respectivamente, indicando la rigidez estimada y necesaria para todos los apoyos obteniendo solo la mínima, propuesta por CALTRANS. También obtuvo el periodo de cada marco desplazable idealizado; es decir cada apoyo (fijo o móvil) se calculó el periodo a la derecha (marco 1) y el periodo a la izquierda (marco 2) y sus respectivos desplazamientos. Estos periodos están en función de la masa y rigidez correspondiente a cada marco idealizado, demostrando que cuando las masas y las rigidez son distintas varían el desplazamiento incrementándose y necesitando mayor rigidez para reducir el desplazamiento de equilibrio función de la regla de combinación cuadrática completa (CQC) de los dos marcos, a partir de idealización dos sistemas de dos grados libertad.

Las diferencias más importantes entre los nueve modelos propuestos son: el momento de inercia de cada modelo dependiente del porcentaje de acero propuesto, juega un papel importante ya que esta representa la sección cuanto es agrietada, reduciendo la rigidez, lo cual aumenta el desplazamiento en la superestructura representado con el desplazamiento de equilibrio de los dos marcos respectivos. Esto se muestra claramente en la tabla 6.19 modelo 1, que se tiene mayor rigidez por el porcentaje de acero mayor y al disminuir tal porcentaje de acero (ver tabla 6.20 modelo 2) se requiere mayores cantidades de cables. Cuando se tiene un porcentaje de acero menor al mínimo (1%) como muestra en la tabla 6.21 modelo 3, se tienen desplazamientos importantes a cercar a exigir mayores números de cables. Por otro lado la tabla 6.22 modelo 4, muestra el mismo comportamiento en comparación de la tabla 6.23 modelo 5 y 6.24 modelo 6, teniendo claro que a mayor porcentaje de acero menor desplazamiento y por lo contrario a menor porcentaje de acero mayor desplazamiento. Es importante mencionar además que la corta altura es un factor importante aumentado considerablemente la rigidez de la subestructura obteniendo menores periodos lo cual lleva a menor desplazamiento. Al igual los modelos 7 (tabla 6.25), 8 (tabla 6.26) y 9 (tabla 6.27) caracterizados por tener una altura de pilas de cinco metros, es innecesario los reductores de desplazamientos (cables), debido a que los periodos son muy pequeños llevando a tener un desplazamiento de equilibrio de marcos muy bajo.

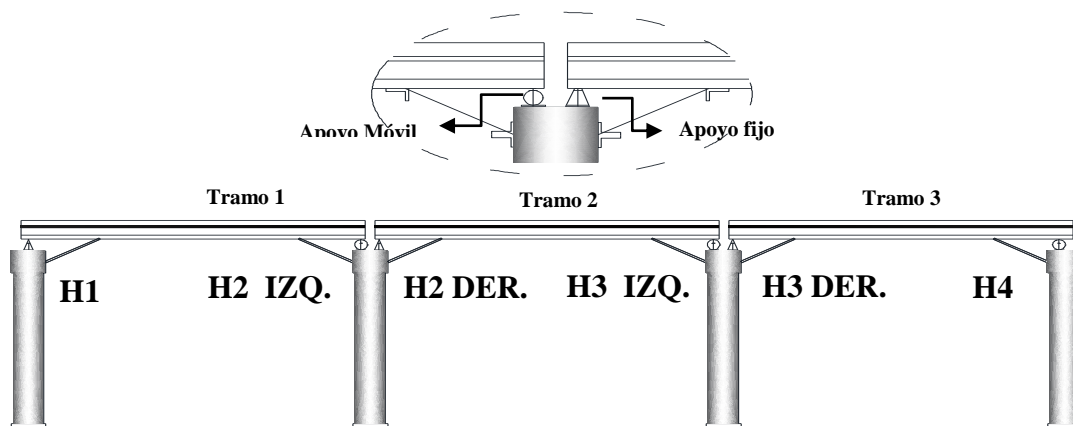


Figura 6.28. Esquema representativo para tipo del nuevo sistema.



Tabla 6.19. Resumen principales de propiedades (modelo1).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	1.011	1.57	12.45	24.39	24.16
H2 IZQ	9721.89	1.59	1.33	24.73	18	19.34
H2 DER	9721.89	1.25	1.526	17.13	22.48	16.64
H3 IZQ	9721.89	1.506	1.268	22.61	17.47	17.18
H3 DER	9721.89	1.378	1.646	19.82	25.85	17.7
H4	9721.89	1.57	1.04	24.08	12.9	23.95

Tabla 6.20. Resumen principales de propiedades (modelo 2).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	1.099	1.7	14.16	25.9	25.618
H2 IZQ	9721.89	1.734	1.417	27.95	20.66	22.96
H2 DER	9721.89	1.338	1.635	18.94	25.58	19.006
H3 IZQ	9721.89	1.61	1.355	25.002	19.44	18.889
H3 DER	9721.89	1.476	1.358	21.95	29.55	21.782
H4	9721.89	1.653	1.79	26.03	14.91	25.697

Tabla 6.21. Resumen principales de propiedades (modelo 3).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	1.177	1.766	15.6	28.74	28.19
H2 IZQ	9721.89	1.857	1.499	30.97	22.48	26.07
H2 DER	9721.89	1.417	1.736	20.66	27.98	20.918
H3 IZQ	9721.89	1.706	1.443	25	21.19	20.1
H3 DER	9721.89	1.57	1.938	24.06	30.01	23.03
H4	9721.89	1.747	1.228	28.28	16.16	27.54

Tabla 6.22. Resumen principales de propiedades (modelo 4).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	0.572	1.11	5.16	14.31	14.56
H2 IZQ	9721.89	1.093	0.907	13.98	10.58	11.05
H2 DER	9721.89	0.833	1.062	9.3	13.34	11.04
H3 IZQ	9721.89	1.053	0.84	13.23	9.416	11.4
H3 DER	9721.89	0.927	1.112	10.91	14.355	10.014
H4	9721.89	1.014	0.582	14.23	5.34	14.55

Tabla 6.23. Resumen principales de propiedades (modelo 5).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	0.626	1.171	6.06	15.64	15.94
H2 IZQ	9721.89	1.196	0.963	16.02	11.73	13.609
H2 DER	9721.89	0.889	1.135	10.27	14.8	12.27
H3 IZQ	9721.89	1.125	0.898	14.6	10.407	12.567
H3 DER	9721.89	0.986	1.222	11.96	16.52	12.784
H4	9721.89	1.171	0.639	15.504	6.2554	15.88





Tabla 6.24. Resumen principales de propiedades (modelo 6).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	0.7	1.313	7.16	18.41	18.765
H2 IZQ	9721.89	1.337	1.074	18.935	13.614	16.123
H2 DER	9721.89	0.991	1.268	12.08	18.66	15.444
H3 IZQ	9721.89	1.253	1.002	17.1855	12.29	14.734
H3 DER	9721.89	1.106	1.373	14.23	19.69	15.32
H4	9721.89	1.303	0.718	18.22	7.45	18.64

Tabla 6.25. Resumen principales de propiedades (modelo 7).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	0.196	0.534	0.6	4.51	4.523
H2 IZQ	9721.89	0.508	0.421	4.07	2.8	3.202
H2 DER	9721.89	0.376	0.502	1.23	3.98	3.502
H3 IZQ	9721.89	0.501	0.376	3.967	2.24	3.831
H3 DER	9721.89	0.423	0.51	2.83	4.11	2.907
H4	9721.89	0.534	0.196	4.5	0.61	4.51

Tabla 6.26. Resumen principales de propiedades (modelo 8).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	0.216	0.579	0.74	5.3	5.31
H2 IZQ	9721.89	0.516	0.456	4.98	3.3	4.087
H2 DER	9721.89	0.409	0.547	2.64	4.72	4.167
H3 IZQ	9721.89	0.545	0.41	4.7	2.66	4.3
H3 DER	9721.89	0.459	0.564	3.33	3.0323	3.785
H4	9721.89	0.578	0.217	5.29	0.75	5.302

Tabla 6.27. Resumen principales de propiedades (modelo 9).

<i>POSICIÓN</i>	<i>kr (kg/cm)</i>	<i>T1 (s)</i>	<i>T2 (s)</i>	<i>D1 (cm)</i>	<i>D2 (cm)</i>	<i>Deq (cm)</i>
H1	9721.89	0.244	0.6444	0.937	6.843	6.852
H2 IZQ	9721.89	0.632	0.507	6.152	4.07	5.186
H2 DER	9721.89	0.456	0.61	3.2829	5.8189	5.144
H3 IZQ	9721.89	0.608	0.457	5.839	3.303	5.339
H3 DER	9721.89	0.511	0.636	4.13	6.22	4.845
H4	9721.89	0.643	0.245	6.77	0.95	6.78

Una vez induciendo los cables al modelo mediante la opción “hook”, se sigue a evaluar los modelos mediante el análisis de mecanismo de colapso induciendo puntos críticos porcentajes. Los resultados se muestran en la tabla 6.28, donde para el modelo 1 se tiene un porcentaje de aumento de resistencia a cortante de 52% en base a la peso de la superestructura, para el modelo 2 un 40%, con el modelo 3 un 33%, con el modelo 4 un 54%, con el modelo 5 un 42%, con el modelo 6 un 34%, con el modelo 7 un 71%, con el modelo 8 un 61% y con el modelo 9 un 41%. Lo que a su vez lleva a un incremento de resistencia a cortante de 4.04%, 2.03%, 278%, 2.5%, 3.17%, 4.16%, 0.59%, 0.65%, 0.95% respectivamente a los modelos indicados. En cuanto a la ductilidad se tiene la misma ductilidad de los modelos existentes, debido a que el método





REHABILITACIÓN DE PUENTES

propuesto su objetivo es mantener elástico el reductor longitudinal. Los valores se dan en la tabla 6.29 columna cinco. También cada modelo se representó con curvas de capacidad para las rigideces de 1.59 t/m, 3.18 t/m, 4.44 t/m y 6.36 t/m, que equivalen a 6, 12, 18 y 24 cables respectivamente por extremo de claro, como se muestra en las figuras 6.29 a la 6.33, de su modelo correspondiente. Se muestra la importancia del aumento de número de reductores que resulta el aumento de capacidad a cortante base. Sin embargo no se incrementó el momento último manteniéndose elásticos los cables.

Tabla 6.29. Resumen principales de las curvas de capacidad de diseño de los nueve modelos propuestos.

Modelo	$V_{basal\ existente} \%$	$V_{basal} \%$	D_{ult} m	μ_{Δ}
1	48%	52%	1.68	3.74
2	38%	40%	1.35	3.09
3	30%	33%	1.12	2.61
4	51%	54%	1.13	2.85
5	39%	42%	1.03	2.58
6	30%	34%	0.92	2.63
7	71%	71%	0.66	2.37
8	60%	61%	0.64	2.22
9	40%	41%	0.52	2.11

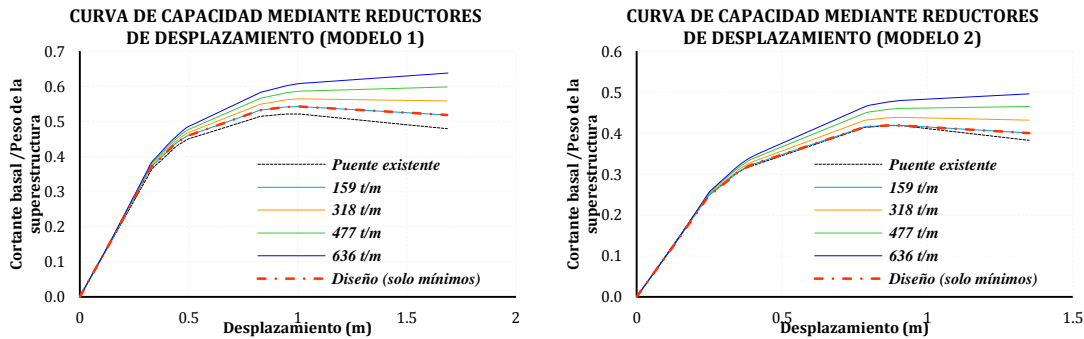


Figura 6.29. Las curvas de capacidad a través de incrementos de rigidez para el modelo 1 y modelo 2.

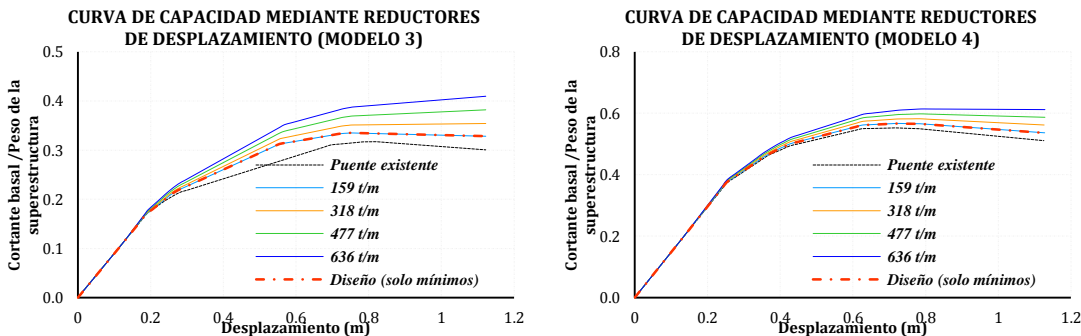


Figura 6.30. Las curvas de capacidad a través de incrementos de rigidez para el modelo 3 y modelo 4.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

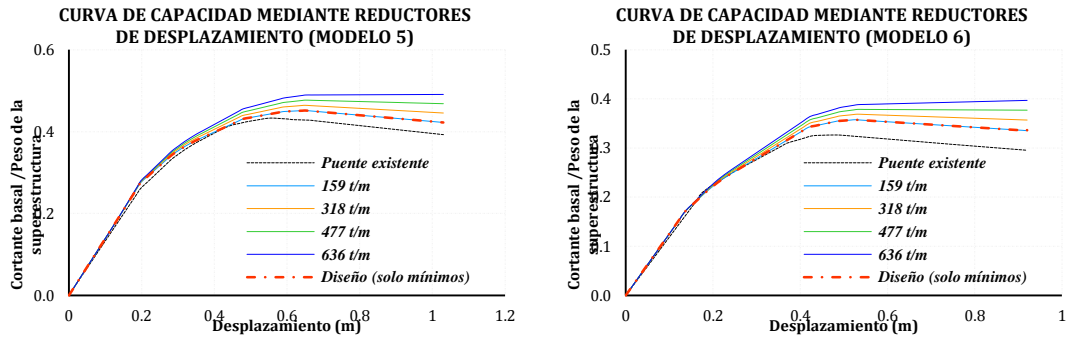


Figura 6.31. Las curvas de capacidad mediante a través de incrementos de rigidez para el modelo 5 y modelo 6

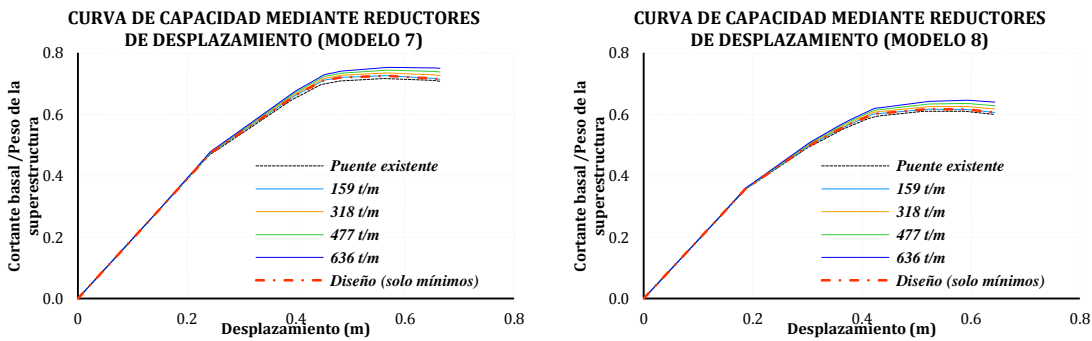


Figura 6.32. Las curvas de capacidad mediante a través de incrementos de rigidez para el modelo 7 y modelo 8

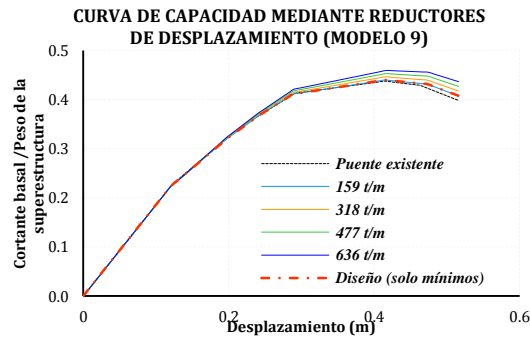


Figura 6.33 Las curvas de capacidad mediante a través de incrementos de rigidez para el modelo 9





6.5 Comparativas de costos de las técnicas de rehabilitación ante carga vertical y acciones sísmicas

En todos los proyectos de diseño estructural, existe siempre la duda si vale la pena realizar una inversión en cuanto a la reparación o aumento de capacidad de resistencia. Esta toma de decisión de invertir o no, principalmente suele determinarse mediante un análisis de costo-beneficio, considerando tanto lo económico, social y ambiental. Todas las inversiones además deben realizarse pruebas de sustentabilidad, financiera y demostración de la importancia para la economía general o muchas veces se basa principalmente en varios factores o criterios como; la valoración, tiempo de ejecución, vida útil, etc., pensando siempre que jamás será gratis, sin importar que tan buena sea la solución.

6.5.1 Evaluación de costo

Para llevar cabo esta evaluación económica se basó generalmente en la cuantificación del material respectivamente de cada técnica y para un incremento de porcentaje de resistencia. También se consideraron otros costos como son: la mano de obra, herramienta o maquinaria, que varían significativamente dependiendo para cada tipo de material a utilizar. Es importante mencionar que faltaron muchas otras consideraciones importantes para la evaluación de las cuales son ubicación, tiempo de ejecución, vida útil, valoración, entre otras.

6.5.2 Resultados obtenidos del análisis de cuantificación y costo para carga vertical

Los resultados más importantes realizados mediante el uso del presfuerzo externo se indican en la tabla 6.28, para los modelos con claros de 20m, 25m, 30m y 35m respectivamente. Esta misma tabla tienen dos configuraciones variando la excentricidad del modelo con un claro 20m, a una excentricidad de 62.87cm medido del centro de gravedad de la sección y también de la misma manera medido del centro de gravedad se tiene una excentricidad 102.87cm. En la primera columna se tiene el incremento de capacidad en porcentaje, en la columna dos el volumen necesario, en la columna tres el costo del cable por kilogramo, en la columna cuatro se determinó el volumen de concreto para los bloques desviadores y de anclaje, en la columna cinco el costo del concreto reforzado para $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, en la columna seis se tiene el costo del tubo de polietileno de alta densidad y finalmente en la columna siete el costo total. Considerando las dos configuraciones del presfuerzo externo para el claro 20m, se tiene un porcentaje de reducción de costo para la excentricidad mayor, obteniendo un menor costo del 17.5% para el incremento de capacidad 10%, 16.3% con 20% de incremento, 20% con 30% de incremento, 23.4% para el incremento 40% y mientras que mayor excentricidad solo llego a 44% de incremento de capacidad debido a las pérdidas. Por otro lado para el modelo de claro de 25m, se tiene también una disminución de costo teniendo 7% debido al incremento de capacidad de 10%, 17.8% con un incremento de 20%, 17.9% para el incremento de 30% y mientras que a mayor excentricidad solo llega a un máxima capacidad de 35%. El modelo del claro 30m, muestra la eficacia de la técnica teniendo una disminución del costo a mayor excentricidad; se tiene 8.9% con un incremento 10%, 15.9% con un incremento de 20% y mientras que a mayor excentricidad se llega a una máxima capacidad 28%. Y finalmente el claro de 35m, indica un de 10.1% de disminución de costo para la excentricidad mayor con un aumento de resistencia de 10%, 16.7% para un incremento 20% y mientras que a mayor excentricidad solo se llega a una máxima capacidad de 26%.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Tabla 6.28 Costo mediante la utilización de presfuerzo externo en incrementos de porcentajes de capacidad.

INCREMENTO DE CAPACIDAD (%)	VOLUMEN DE ACERO m³	ACERO P. (\$ - Kg)	VOLUMEN BLOQUE DESV. Y ANC. m³	\$ BLOQUE DESV. Y ANC. m³	TUBO POLIETILENO (\$ - M/L)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
EXCENT. - 62.87 Claro 20m						
10	0.0682	93.38	1.5	3663.49	198.11	126.853
20	0.1404	93.38	1.5	3663.49	198.11	163.186
30	0.2262	93.38	1.5	3663.49	198.11	226.110
40	0.3369	93.38	1.5	3663.49	198.11	307.265
50	0.4733	93.38	1.5	3663.49	198.11	407.238
EXCENT. - 102.82 Claro 20m						
10	0.0476	93.38	2	3663.49	198.11	104.657
20	0.0911	93.38	2	3663.49	198.11	136.562
30	0.1515	93.38	2	3663.49	198.11	180.875
40	0.2257	93.38	2	3663.49	198.11	235.232
44	0.2982	93.38	2	3663.49	198.11	288.407
EXCENT. - 62.87 Claro 25m						
10	0.1052	93.38	1.5	3663.49	198.11	145.325
20	0.2205	93.38	1.5	3663.49	198.11	229.799
30	0.3607	93.38	1.5	3663.49	198.11	332.636
40	0.5411	93.38	1.5	3663.49	198.11	464.857
50	0.7516	93.38	1.5	3663.49	198.11	619.113
EXCENT. - 102.82 Claro 25m						
10	0.0784	93.38	2	3663.49	198.11	135.200
20	0.1518	93.38	2	3663.49	198.11	188.993
30	0.2664	93.38	2	3663.49	198.11	272.999
35	0.3820	93.38	2	3663.49	198.11	357.742
EXCENT. - 62.87 Claro 30m						
10	0.1526	93.38	1.5	3663.49	198.11	187.996
20	0.3485	93.38	1.5	3663.49	198.11	331.584
30	0.5949	93.38	1.5	3663.49	198.11	512.170
41	0.9614	93.38	1.5	3663.49	198.11	780.846
EXCENT. - 102.82 Claro 30m						
10	0.1168	93.38	2	3663.49	198.11	171.288
20	0.2638	93.38	2	3663.49	198.11	279.003
28	0.4938	93.38	2	3663.49	198.11	447.639
EXCENT. - 62.87 Claro 35m						
10	0.2242	93.38	1.5	3663.49	198.11	248.404
20	0.5605	93.38	1.5	3663.49	198.11	494.942
31	1.1491	93.38	1.5	3663.49	198.11	926.382
EXCENT. - 102.82 Claro 35m						
10	0.1769	93.38	2	3663.49	198.11	223.212
20	0.4351	93.38	2	3663.49	198.11	412.530
26	0.7158	93.38	2	3663.49	198.11	618.309

Los resultados se graficaron en relación al costo en miles de pesos (\$) vs incremento de capacidad (%), mostrados en la figura 6.34, teniendo del lado izquierdo el presfuerzo externo a una excentricidad de 62.87cm y del lado derecha 102.87cm, para sus respectivos modelo.





REHABILITACIÓN DE PUENTES

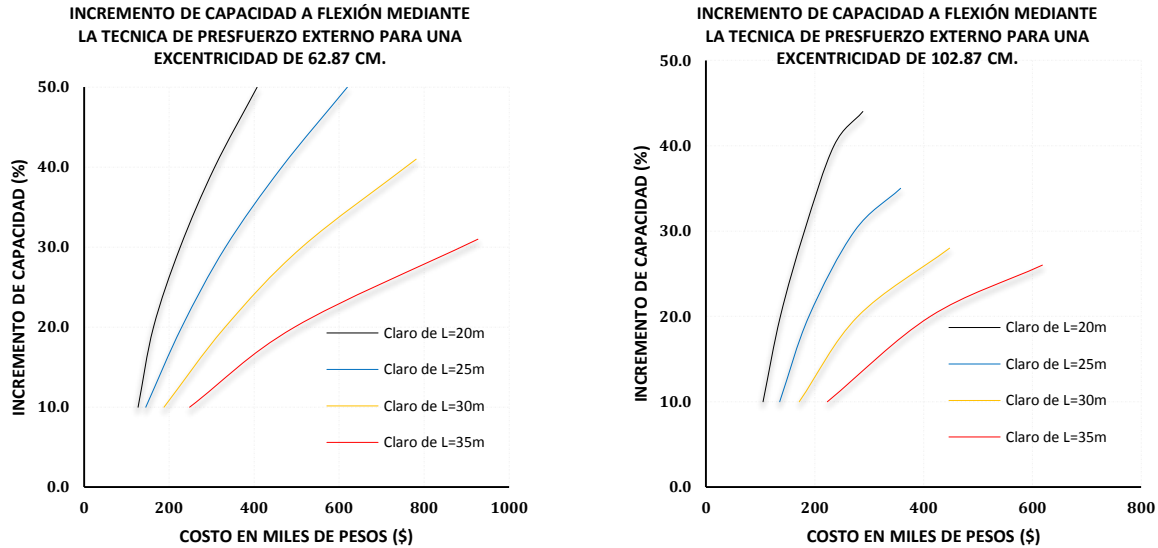


Figura 6.34 Las curvas de costo en miles de pesos (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m mediante la utilización del presfuerzo externo

Por otra parte la fibra de carbono es una técnica eficaz en el aumento de resistencia, sin embargo se limita de acuerdo a la longitud del claro. En la tabla 6.31 se indican los valores más importantes de la evaluación en base a la cuantificación del material considerando en la primera columna el incremento de capacidad en porcentaje (%), en la segunda columna se indica el volumen de la fibra de carbono, en la tercera columna se tiene el costo de la fibra de carbono y finalmente en la cuarta columna se tiene el costo total. Como de esperarse a mayor longitud se tiene mayor costo alcanzando valores importantes que a su vez se limita su incremento de resistencia a flexión debido a la longitud del claro, mientras para el reforzamiento a cortante se alcanza mayores porcentajes de capacidad. Finalmente se graficó el corto vs incremento de capacidad, representados en la figura 6.35 para flexión (izquierdo) y cortante (derecho).

Tabla 6.31. Costo mediante la utilización de la fibra de carbono en incrementos de porcentajes de capacidad.

INCREMENTO DE CAPACIDAD (%)	VOLUMEN DE FRP m^3	FRP (\$ - M^2)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
FLEXIÓN			
Claro 20m			
10	0.0052	2180.13	87.20
20	0.0156	2180.13	261.61
28	0.0239	2180.13	401.14
Claro 25m			
10	0.0065	2180.13	109.00
20	0.0182	2180.13	305.21
25	0.0260	2180.13	436.02
Claro 30m			
10	0.0078	2180.13	130.80
18	0.0234	2180.13	392.42
Claro 35m			
10	0.0127	2180.13	213.65
11.5	0.0273	2180.13	457.82
CORTANTE			

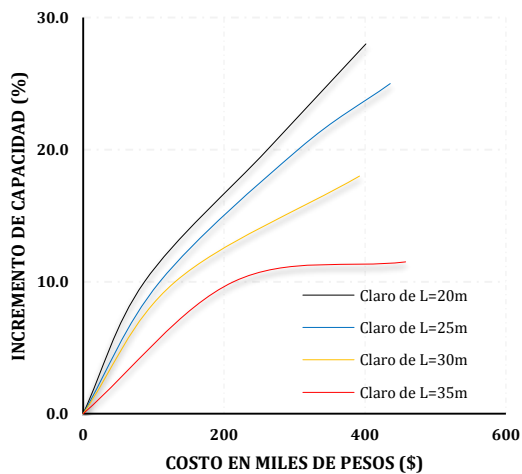




REHABILITACIÓN DE PUENTES

20m			
10	0.012	1312.11	26.24
20	0.018	1312.11	38.73
30	0.024	1312.11	51.95
40	0.034	1312.11	73.47
50	0.048	1312.11	104.96
25m			
10	0.019	1312.11	41.56
20	0.027	1312.11	58.40
30	0.035	1312.11	77.44
40	0.053	1312.11	115.46
50	0.069	1312.11	150.89
30m			
10	0.027	1312.11	59.95
20	0.038	1312.11	82.66
30	0.054	1312.11	118.08
40	0.071	1312.11	155.87
50	0.097	1312.11	212.56
35m			
10	0.034	1312.11	74.70
20	0.049	1312.11	106.54
30	0.071	1312.11	156.14
40	0.097	1312.11	211.24
50	0.126	1312.11	275.54

INCREMENTO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN
MEDIANTE LA TÉCNICA DE FRP



INCREMENTO DE CAPACIDAD A CORTANTE
MEDIANTE LA TÉCNICA DE FRP

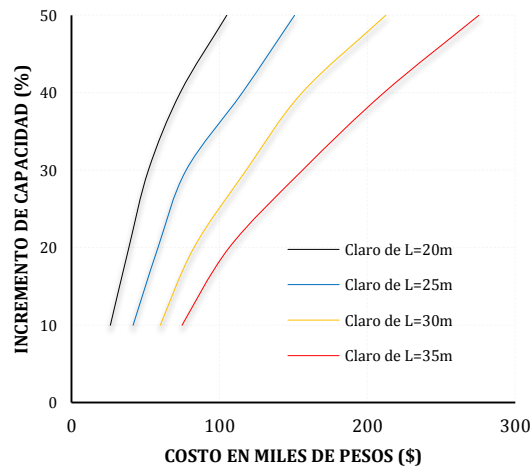


Figura 6.35 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m, mediante la utilización de la fibra de carbono.

En cuanto a la técnica de adición de vigas en la superestructura en puentes, se tiene grandes cantidades respecto acero de prefuerzo, acero de confinamiento y concreto. Como se mencionó anteriormente esta técnica tiene una importancia cuando se tiene poca capacidad de resistencia de las traveses existente, que se refleja a su vez en el costo total alto, comparado con las otras dos técnicas anteriores. En tabla 6.32 se indican en la primera columna el incremento





REHABILITACIÓN DE PUENTES

de capacidad (%), en la segunda columna el número de vigas adicionales, en la tercera columna el costo de gaje por viga (eje), en la cuarta columna el costo por demolición, en la quinta el volumen de acero de presfuerzo a flexión, en la sexta columna el costo por kilogramos de acero de presfuerzo, en la séptima el volumen acero de confinamiento, en la octava el costo por kilogramo del acero de confinamiento, en la novena el volumen del concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, en la décima columna el costo del concreto y por último en la onceava columna el costo total. Los valores de esta misma tabla demuestran claramente que a mayor longitud mayor costo en base al reforzamiento por capacidad, esto también se representó en la figura 6.36, indicando la relación de costo en miles de pesos (\$) vs incremento de capacidad (%).

Tabla 6.32. Costos variando la longitud para los modelos propuestos usando la técnica de adición de vigas

INCREMENTO DE CAPACIDAD (%)	Nº VIGAS	\$ GATEO POR EJE	DEMOLICIÓN (\$ - M ³)	VOL. ACERO P. FLEXIÓN m ³	ACERO P. (\$ - m ³)	VOL. ACERO P. CORTANTE m ³	ACERO (\$ - m ³)	VOL. CONCRETO m ³	CONCRETO (\$ - m ³)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
20m										
20	5	36045.1	516	0.0474	93.38	0.0175	16.8	10.12	2340.1	241.30
33.34	6	36045.1	516	0.0870	93.38	0.0330	16.8	20.24	2340.1	332.07
42.85	7	36045.1	516	0.1186	93.38	0.0457	16.8	30.38	2340.1	416.71
50	8	36045.1	516	0.1424	93.38	0.0572	16.8	40.52	2340.1	495.41
25m										
20	5	36045.1	516	0.0790	93.38	0.0238	16.8	12.62	2340.1	271.16
33.34	6	36045.1	516	0.1482	93.38	0.0445	16.8	25.26	2340.1	390.19
42.85	7	36045.1	516	0.2075	93.38	0.0619	16.8	37.91	2340.1	501.59
50	8	36045.1	516	0.2569	93.38	0.0775	16.8	50.57	2340.1	605.53
30m										
20	5	36045.1	516	0.1422	93.38	0.0311	16.8	15.10	2340.1	324.22
33.34	6	36045.1	516	0.2725	93.38	0.0572	16.8	30.21	2340.1	494.61
42.85	7	36045.1	516	0.3910	93.38	0.0791	16.8	45.34	2340.1	655.81
50	8	36045.1	516	0.4977	93.38	0.0991	16.8	60.48	2340.1	808.11
35m										
20	5	36045.1	516	0.2488	93.38	0.0394	16.8	17.53	2340.1	409.13
33.34	6	36045.1	516	0.4838	93.38	0.0724	16.8	35.07	2340.1	662.83
42.85	7	36045.1	516	0.7049	93.38	0.1000	16.8	52.64	2340.1	905.74
50	8	36045.1	516	0.9122	93.38	0.1232	16.8	70.22	2340.1	113.79

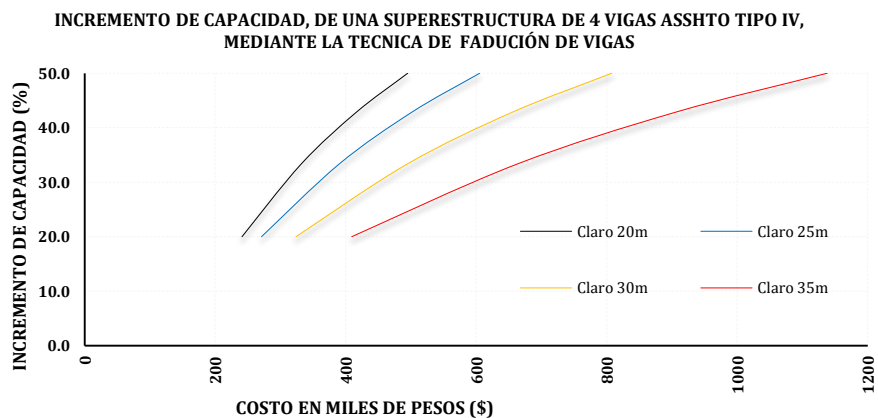


Figura 6.36 Las curvas costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m, mediante el uso de la técnica de adición de vigas





REHABILITACIÓN DE PUENTES

La comparativa de costos para las diferentes técnicas usadas en esta sección, mostradas en la figuras 6.37 y 6.38 para claros con longitudes de 20 y 30m respectivamente. La figura 6.37 indica que para incrementos de 10% de capacidad es más factible el uso de FRP, para incrementos 10% a 50% se recomienda el presfuerzo externo a una excentricidad de 102.87cm. La figura 6.38 indica que para capacidades menores de 11% el FRP sería la mejor opción, de 11% a 25% el presfuerzo de muestra ser la más atractiva y 25% a 50% la adición de vigas sería la eficaz.

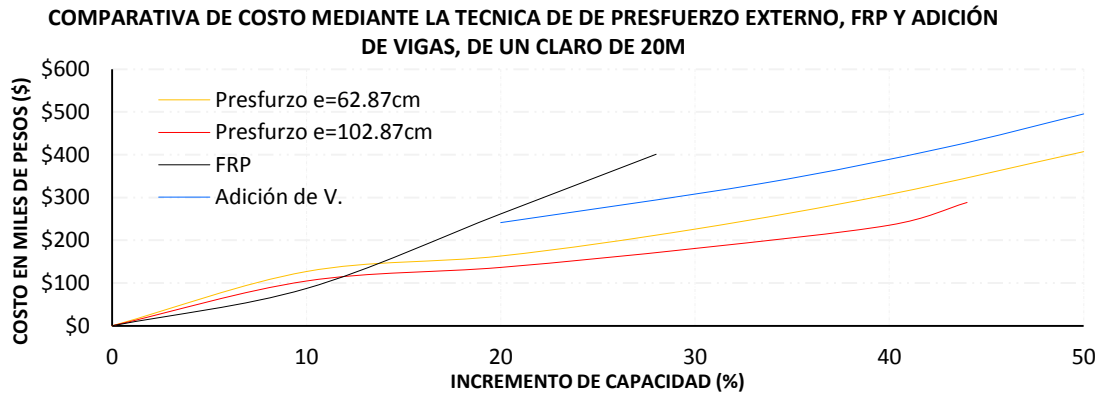


Figura 6.37 Comparativa de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m.

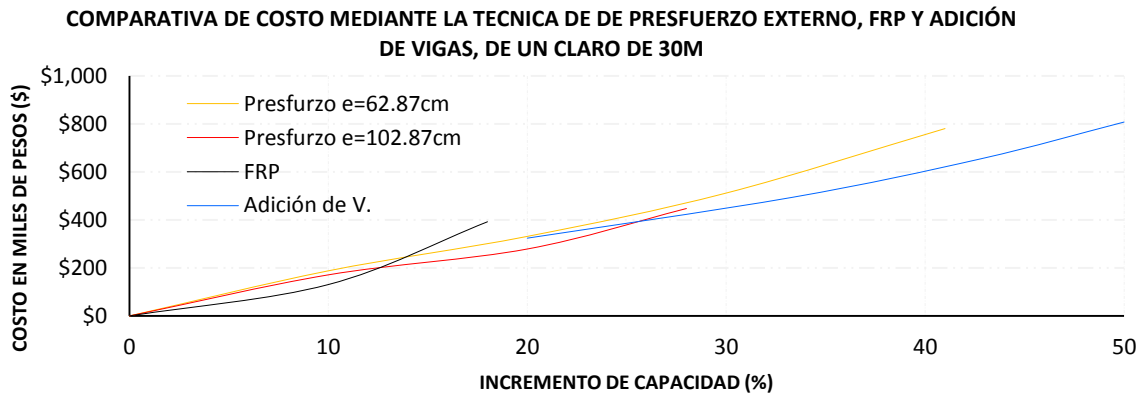


Figura 6.38 Comparativa de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m.





6.6 Resultados obtenidos del análisis de cuantificación y costo para fuerzas sísmicas

Lo más importante en el reforzamiento de pilas es la presión de confinamiento aplicado en la cara de la columna del puente, siendo una ventaja en secciones circulares ya que la presión necesaria es uniforme. La evaluación del costo con distintos encamisados siendo cuatro materiales diferentes, se determinó la presión de confinamiento requerida para su diseño y en base a la presión se estableció la cuantificación del material necesario un las zonas potenciales de las pilas de cada modelo propuesto para acciones sísmicas. Además cada pila respectivamente de cada modelo se incrementó su capacidad de resistencia en presiones de confinamiento de 1, 2, 3, y 4 MPa.

Tabla 6.33. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de encamisado de acero A-36

ALTURA (M)	DIÁMETRO (M)	PRESIÓN DE C. (MPa)	VOLUMEN (m ³)	ACERO (\$ - KG)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
15	1.8	1.00	0.0168	10.54	3.8
15	1.8	2.00	0.0335	10.54	7.5
15	1.8	3.00	0.0497	10.54	11.2
15	1.8	4.00	0.0671	10.54	15.2
MODELO 1					
EXT. 15	1.8	1.68	0.0278	10.54	6.2
CEN. 15	1.8	1.75	0.0289	10.54	6.5
MODELO 2					
EXT. 15	1.8	3.57	0.0588	10.54	13.3
CEN. 15	1.8	2.40	0.0411	10.54	9.3
MODELO 3					
EXT. 15	1.8	4.68	0.0776	10.54	17.5
CEN. 15	1.8	4.78	0.0790	10.54	17.9
10	1.6	1.00	0.0099	10.54	2.2
10	1.6	2.00	0.0197	10.54	4.4
10	1.6	3.00	0.0295	10.54	6.6
10	1.6	4.00	0.0393	10.54	8.9
MODELO 4					
EXT. 10	1.6	1.09	0.0107	10.54	2.4
CEN. 10	1.6	0.94	0.0092	10.54	2.0
MODELO 5					
EXT. 10	1.6	1.58	0.0155	10.54	3.5
CEN. 10	1.6	1.03	0.0101	10.54	2.2
MODELO 6					
EXT. 10	1.6	3.04	0.0299	10.54	6.7
CEN. 10	1.6	2.57	0.0252	10.54	5.7
5	1.4	1.00	0.0050	10.54	1.1
5	1.4	2.00	0.0100	10.54	2.2
5	1.4	3.00	0.0151	10.54	3.4
5	1.4	4.00	0.0205	10.54	4.6
MODELO 7					
EXT. 5	1.4	1.80	0.0091	10.54	2.0
CEN. 5	1.4	1.85	0.0093	10.54	2.1
MODELO 8					
EXT. 5	1.4	1.26	0.0063	10.54	1.4
CEN. 5	1.4	1.32	0.0066	10.54	1.4
MODELO 9					
EXT. 5	1.4	1.14	0.0057	10.54	1.2
CEN. 5	1.4	0.71	0.0036	10.54	.8





REHABILITACIÓN DE PUENTES

Mediante la utilización de encamisados de placas de acero (A-36) se realizó un análisis de costos considerando los parámetros más importantes mostrados en la tabla 6.33, indicando en las columnas de esta misma tabla, la altura de la pila, en seguida el diámetro, después el confinamiento, volumen de acero, precio por kilogramo y finalmente el costo total de la camisa para su respectiva presión necesaria aplicados a los nueve modelos propuestos. Claramente se puede distinguir que a mayor altura o diámetro de la sección de la pila, aumenta el costo, que a su vez es causa de la deficiencia de capacidad de resistencia, llegando a cantidades significativas de inversión económica. Esta representación gráfica se muestra en la figura 6.39, indicando con líneas de incremento de confinamiento de 1 a 4 MPa respectivamente de cada modelo y además se indicó con puntos en el mismo gráfico con relación de costo vs confinamiento de los diseños de todos los modelos.

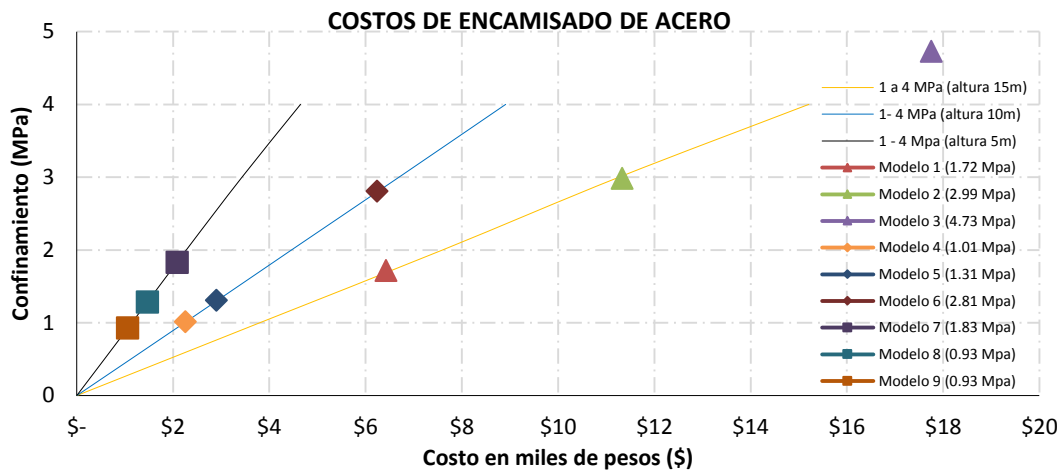


Figura 6.39 Costo (\$) vs incremento de capacidad (%), para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m

Del mismo modo se llevó a cabo la evaluación económica con base a la cuantificación del material, considerando los parámetros de altura, diámetro, presión de confinamiento, volumen de la cantidad requerida de la fibra de carbono, precio m^2 y finalmente el costo total. Todos estos parámetros se observan en la tabla 6.34, indicados para cada modelo en particular. Los valores de esta misma tabla, muestran la importancia de la falta de capacidad de resistencia a flexión o cortante, reflejándose en altos costo proporcionales a su deficiencia.

Tabla 6.34. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de FRP

ALTURA (M)	DIÁMETRO (M)	PRESIÓN DE C. (MPa)	VOLUMEN (m^3)	FRP (\$ - KG)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
15	1.80	1.00	0.0118	3027.1	3.5
15	1.80	2.00	0.0237	3027.1	7.1
15	1.80	3.00	0.0346	3027.1	10.4
15	1.80	4.00	0.0473	3027.1	14.3
MODELO 1					
EXT. 15	1.80	1.68	0.0191	3027.1	5.7
CEN. 15	1.80	1.75	0.0200	3027.1	6.0
MODELO 2					
EXT. 15	1.80	3.57	0.0410	3027.1	12.3
CEN. 15	1.80	2.40	0.0282	3027.1	8.5





REHABILITACIÓN DE PUENTES

MODELO 3					
EXT. 15	1.80	4.68	0.0537	3027.1	16.2
CEN. 15	1.80	4.78	0.0552	3027.1	16.7
10	1.60	1.00	0.0070	3027.1	2.1
10	1.60	2.00	0.0137	3027.1	4.1
10	1.60	3.00	0.0207	3027.1	6.2
10	1.60	4.00	0.0274	3027.1	8.2
MODELO 4					
EXT. 10	1.60	1.09	0.0070	3027.1	2.1
CEN. 10	1.60	0.94	0.0066	3027.1	2.0
MODELO 5					
EXT. 10	1.60	1.58	0.0109	3027.1	3.3
CEN. 10	1.60	1.03	0.0073	3027.1	2.2
MODELO 6					
EXT. 10	1.60	3.04	0.0213	3027.1	6.4
CEN. 10	1.60	2.57	0.0174	3027.1	5.2
5	1.40	1.00	0.0036	3027.1	1.0
5	1.40	2.00	0.0071	3027.1	2.1
5	1.40	3.00	0.0107	3027.1	3.2
5	1.40	4.00	0.0142	3027.1	4.3
MODELO 7					
EXT. 5	1.40	1.80	0.0062	3027.1	1.8
CEN. 5	1.40	1.85	0.0064	3027.1	1.9
MODELO 8					
EXT. 5	1.40	1.26	0.0043	3027.1	1.2
CEN. 5	1.40	1.32	0.0046	3027.1	1.3
MODELO 9					
EXT. 5	1.40	1.14	0.0047	3027.1	1.4
CEN. 5	1.40	0.71	0.0036	3027.1	1.0

En la figura 6.40 se representa la relación costo (\$) vs confinamiento (MPa), observando tres líneas que representan la tendencia del incremento de confinamiento lateral (1 a 4 MPa) para cada altura en particular. En esta misma figura se indican con puntos la presión de diseño de los nueve modelos propuestos. Con base a los diseños se observa que a mayor altura de la pila, se requiere cantidades de material significativas, teniendo mayor inversión económica.

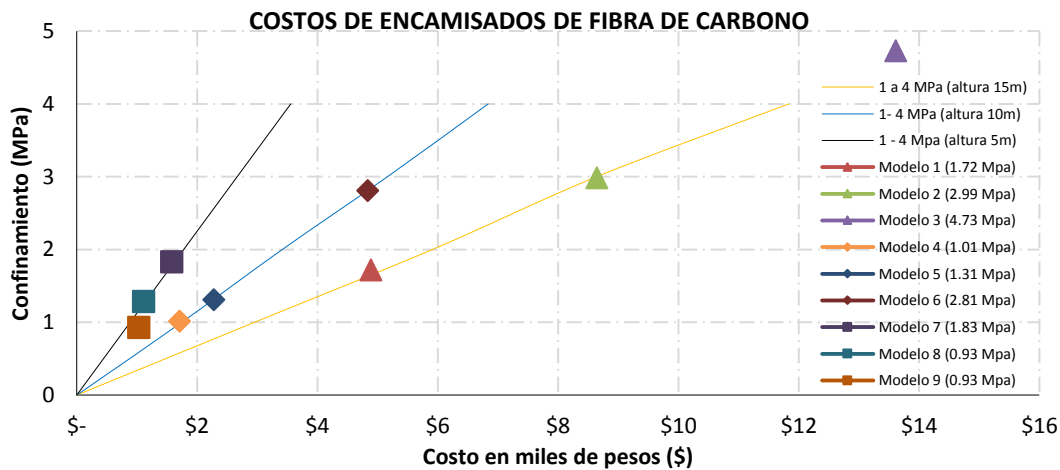


Figura 6.40 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m





REHABILITACIÓN DE PUENTES

El presfuerzo externo concéntrico, se evaluó considerando la cuantificación del material necesario para la presión lateral pasiva y activa de confinamiento, dado exclusivamente por esta técnica. Los parámetros más importantes se muestran en la tabla 6.35, siendo la altura de las pilas, diámetro, confinamiento lateral, volumen de acero de presfuerzo, costo por kilogramo de acero de presfuerzo y costo total. El costo por pila en zonas potenciales para cada modelo y el incremento de presión lateral (1 a 4 MPa), se observa en la columna seis de esta misma tabla, indicando una variación sobre el incremento de inversión económica debido a mayor presión que es sinónimo de deficiencia de detalle de refuerzo interno de la pila.

Tabla 6.35. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de presfuerzo externo concéntrico

ALTURA (M)	DIÁMETRO (M)	PRESIÓN DE C. (MPa)	VOLUMEN (m ³)	ACERO P. (\$ - KG)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
15	1.80	1.00	0.0095	39.00	2.9
15	1.80	2.00	0.0196	39.00	6.0
15	1.80	3.00	0.0286	39.00	8.7
15	1.80	4.00	0.0398	39.00	12.1
MODELO 1					
EXT. 15	1.80	1.68	0.0169	39.00	5.1
CEN. 15	1.80	1.75	0.0181	39.00	5.5
MODELO 2					
EXT. 15	1.80	3.57	0.0335	39.00	10.2
CEN. 15	1.80	2.40	0.0227	39.00	6.9
MODELO 3					
EXT. 15	1.80	4.68	0.0449	39.00	13.7
CEN. 15	1.80	4.78	0.0461	39.00	14.1
10	1.60	1.00	0.0060	39.00	1.8
10	1.60	2.00	0.0120	39.00	3.6
10	1.60	3.00	0.0189	39.00	5.7
10	1.60	4.00	0.0264	39.00	8.0
MODELO 4					
EXT. 10	1.60	1.09	0.0077	39.00	2.3
CEN. 10	1.60	0.94	0.0064	39.00	1.9
MODELO 5					
EXT. 10	1.60	1.58	0.0104	39.00	3188.2
CEN. 10	1.60	1.03	0.0072	39.00	2208.1
MODELO 6					
EXT. 10	1.60	3.04	0.0183	39.00	5.6
CEN. 10	1.60	2.57	0.0159	39.00	4.8
5	1.40	1.00	0.0035	39.00	1.0
5	1.40	2.00	0.0061	39.00	1.8
5	1.40	3.00	0.0096	39.00	2.9
5	1.40	4.00	0.0131	39.00	4.0
MODELO 7					
EXT. 5	1.40	1.80	0.0057	39.00	1.7
CEN. 5	1.40	1.85	0.0058	39.00	1.7
MODELO 8					
EXT. 5	1.40	1.26	0.0047	39.00	1.4
CEN. 5	1.40	1.32	0.0049	39.00	1.5
MODELO 9					
EXT. 5	1.40	1.14	0.0047	39.00	1.4
CEN. 5	1.40	0.71	0.0033	39.00	1.0





REHABILITACIÓN DE PUENTES

La relación costo (\$) vs confinamiento (MPa) para el presfuerzo externo concéntrico es graficado en la figura 6.41, observando tres líneas con tendencia de incremento de confinamiento para su respectivo costo con base a la altura de la pila. También se indicaron en esta misma figura los confinamientos de diseño con respecto a cada modelo.

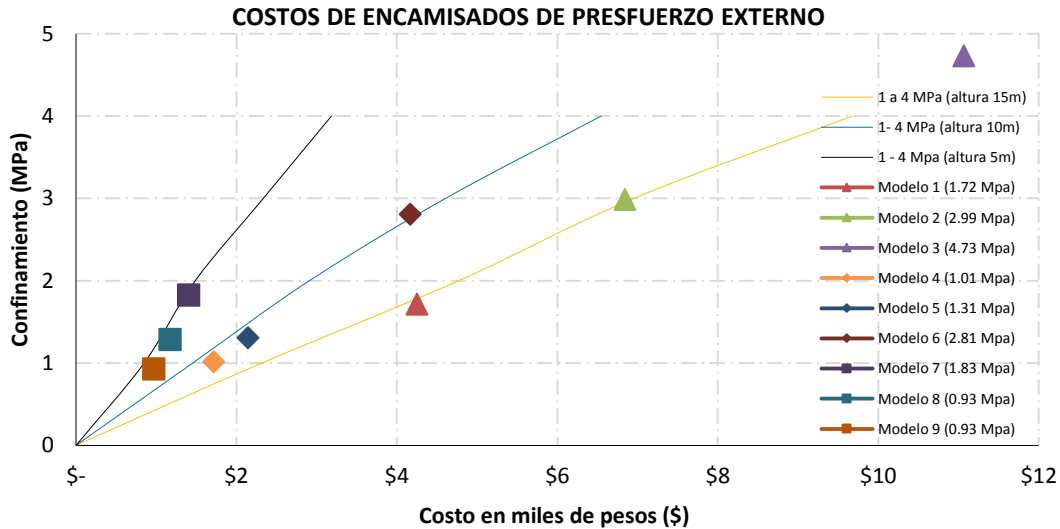


Figura 6.41 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m

Finalmente se utilizó un encamisado con material de concreto reforzado para espesor de 12 cm. Su cuantificación volumétrica se basó en dos parámetros los cuales son: concreto con resistencia a compresión de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y el volumen de acero de refuerzo. En la tabla 6.36, se estable parámetros importantes como: la altura de la pila, diámetro de la sección nueva, confinamiento requerido para su diseño, volumen de acero de refuerzo, volumen de concreto reforzado, costo del concreto, costo de acero de refuerzo por kilogramo y el costo total para cada modelo.

Tabla 6.36. Resumen de los resultados más importante sobre el costo por confinamiento requerido mediante la técnica de concreto reforzado

ALTURA (M)	DIÁMETRO (M)	PRESIÓN DE C. (MPa)	VOLUMEN ACERO (m^3)	VOLUMEN CONCRETO (m^3)	CONCRETO $F'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ($\$ - \text{m}^3$)	ACERO ($\$ - \text{KG}$)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
15	2.04	1.00	0.0243	1.1392	2340.10	16.80	5.8
15	2.04	2.00	0.0486	1.1149	2340.10	16.80	9.0
15	2.04	3.00	0.0730	1.0906	2340.10	16.80	12.1
15	2.04	4.00	0.0973	1.0662	2340.10	16.80	15.3
MODELO 1							
EXT. 15	2.04	1.68	0.0407	1.1228	2340.10	16.80	7.9
CEN. 15	2.04	1.75	0.0387	1.1248	2340.10	16.80	7.7
MODELO 2							
EXT. 15	2.04	3.40	0.0846	1.0789	2340.10	16.80	13.6
CEN. 15	2.04	2.40	0.0822	1.0813	2340.10	16.80	13.3
MODELO 3							
EXT. 15	2.04	4.68	0.1146	1.0489	2340.10	16.80	17.5





REHABILITACIÓN DE PUENTES

CEN. 15	2.04	4.78	0.1089	1.0547	2340.10	16.80	16.8
10	1.84	1.00	0.0148	0.7682	2340.10	16.80	3.7
10	1.84	2.00	0.0296	0.7534	2340.10	16.80	5.6
10	1.84	3.00	0.0444	0.7386	2340.10	16.80	7.5
10	1.84	4.00	0.0592	0.7238	2340.10	16.80	9.5
MODELO 4							
EXT. 10	1.84	1.09	0.0148	0.7681	2340.10	16.80	3.7
CEN. 10	1.84	0.94	0.0135	0.7695	2340.10	16.80	3.5
MODELO 5							
EXT. 10	1.84	1.58	0.0229	0.7601	2340.10	16.80	4.7
CEN. 10	1.84	1.03	0.0148	0.7681	2340.10	16.80	3.7
MODELO 6							
EXT. 10	1.84	3.04	0.0429	0.7400	2340.10	16.80	7.3
CEN. 10	1.84	2.57	0.0356	0.7474	2340.10	16.80	6.4
5	1.64	1.00	0.0081	0.4546	2340.10	16.80	2.1
5	1.64	2.00	0.0156	0.4471	2340.10	16.80	3.1
5	1.64	3.00	0.0237	0.4390	2340.10	16.80	4.1
5	1.64	4.00	0.0312	0.4315	2340.10	16.80	5.1
MODELO 7							
EXT. 5	1.64	1.80	0.0132	0.4495	2340.10	16.80	2.7
CEN. 5	1.64	1.85	0.0132	0.4495	2340.10	16.80	2.7
MODELO 8							
EXT. 5	1.64	1.26	0.0092	0.4535	2340.10	16.80	2.2
CEN. 5	1.64	1.32	0.0096	0.4531	2340.10	16.80	2.3
MODELO 9							
EXT. 5	1.64	1.14	0.0084	0.4543	2340.10	16.80	2.1
CEN. 5	1.64	0.71	0.0060	0.4567	2340.10	16.80	1.8

La figura 6.42, indica la representación de la relación costo (\$) vs confinamiento (MPa) respecto a la altura de pilas, marcadas con líneas caracterizada con una tendencia de costo con base al confinamiento de diseño. A su vez se indica con puntos el confinamiento de diseño de los modelos propuestos, teniendo que a mayor deficiencia de detalles de estructuración interna se requiere mayores costos.

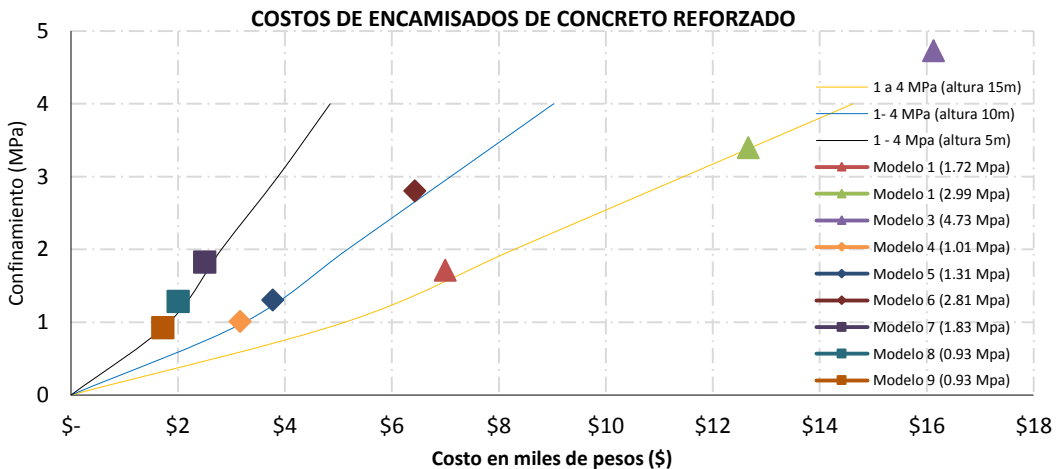


Figura 6.40 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%) para los modelos de claro 20m, 25, 30m y 35m

La comparativa de resultados sobre los modelos propuestos se tiene que la camisa de prefuerzo externo es la que proporciona menor inversión económica, para ello esta técnica se utilizó como patrón base de normalización. Los resultados obtenidos para el modelo 1, indican





que la camisa de acero tiene un aumento de costo de 20.1%, con la fibra de carbono 10.7% y con el concreto reforzado 47.1%. En el modelo 2 se tiene mediante el uso de camisa de acero 31.6%, con el FRP un 21.6% y con el concreto reforzado 57.2%. En el modelo 3 el uso de la camisa de acero resulta un incremento de 27.5%, con el FRP 18.4% y con el concreto reforzado 23.6%. Para el modelo 4 se tiene mediante uso de camisa de acero un incremento de 4.5%, con FRP -4.2% siendo menor que el patrón de costo (presfuerzo externo), y con el concreto reforzado 70%. El modelo 5 se tiene mediante la camisa de acero 7.5% de incremento, con el FRP 2.2% y con el concreto reforzado 58.7%. Para el modelo 6 se tiene para la camisa de acero 19.1%, con el FRP 11.8% y el concreto reforzado 32%. El modelo 7 se tiene un 18.2% de incremento para la camisa de acero, con el FRP 8.4% y el concreto reforzado 58.6%. Para el modelo 8 se disminuye por debajo del costo del patrón de carga siendo -0.7%, con el FRP -8.7% y con el concreto reforzado 65.7%. Y finalmente el modelo 9 se tiene una disminución del -13.2% para la camisa de acero, con el FRP 2.3% y con el concreto reforzado 65.7%. Claramente puede demostrarse que la segunda opción es el uso de la fibra de carbono, en seguida la camisa de acero y finalmente el concreto reforzado. En la figura 6.43, se muestra una comparativa de resultados de diseño con el costo en miles de pesos (\$), donde en esta misma figura izquierda indica los valores para las pilas con una altura 15m y a la derecha indica los valores para una pila de 5m. El presfuerzo externo en ambas figuras muestra menor costo y cuanto a la camisa de concreto reforzado muestra mayor incremento de costo. Es importante mencionar que los valores son para una sola pila de puente.

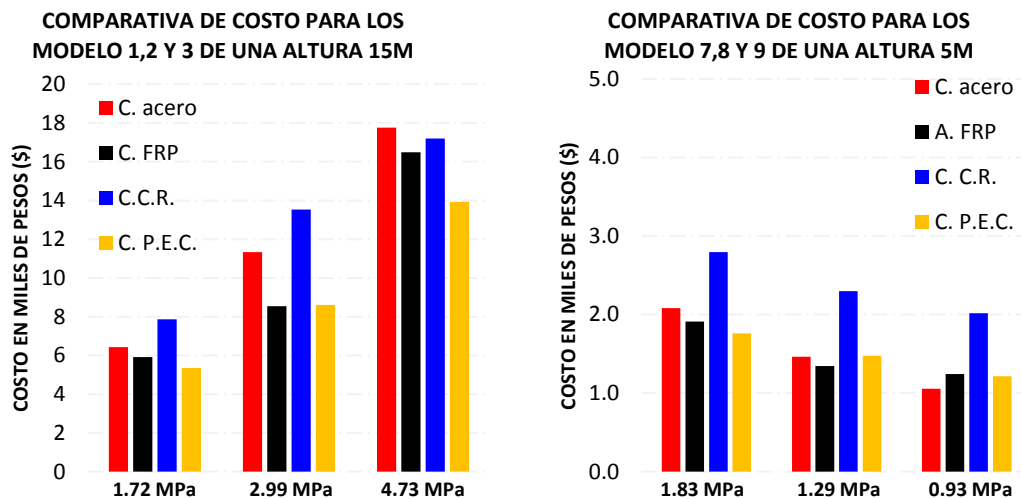


Figura 6.43 Comparativa de costos aplicando los cuatro encamisados propuestos para los modelos con altura de 15 y 5m.

Respecto a la técnica de aisladores base no se encontraron valores para determinar costo requerido con base al incremento de amortiguamiento equivalente efectivo, por lo que se deja de lado.



6.7 Resultados obtenidos del análisis de cuantificación y costo de los reductores de desplazamiento (cable)

Los reductores de desplazamiento longitudinal se realizó considerando cables de alta resistencia. Los valores más importantes se indican en la tabla 6.37 determinado el número de cables por extremo de claro, la rigidez del grupo de cables, el volumen de acero, el costo de una placa de acero, el costo del cable en kilogramos y el costo total. Como es de esperarse los valores demuestran, usando una normalización el patrón de cargas los reductores de desplazamiento mínimos dado en el primer renglón, comparado para incremento al uso de 12 cables se tiene incremento de su costo al doble, mientras que un uso 18 cables se tiene un incremento de tres veces y por ultimo para un uso de 24 cables se alcanza un valor mayor de 4 veces. La figura 6.44 indica la tendencia parabólica de la relación de costo (\$) vs incremento de rigidez (kg/cm)

Tabla 6.37. Resumen de los resultados más importante sobre el costo de reductores de desplazamiento usando cables de presfuerzo.

NÚMERO DE CABLES	Kr (Kg/cm)	Volumen (m ³)	\$ 1 PLACA	ACERO P. (\$-KG)	COSTO TOTAL EN MILES DE PESOS (\$)
6.00	9540	0.0030	466.06	31.22	6.3
12.00	38160	0.0060	466.06	31.22	12.6
18.00	85860	0.0090	466.06	31.22	18.9
24.00	152640	0.0120	466.06	31.22	25.3

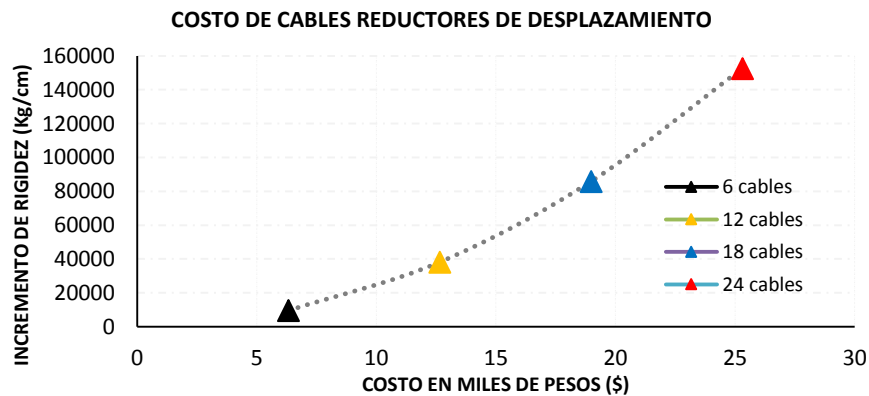


Figura 6.44 Las curvas de costo (\$) vs incremento de capacidad (%)

Es importante mencionar que los valores indicados en la tabla 6.35, son los mismos para todos los modelos propuestos, ya que estos modelos solo se requerían cables en cantidad mínima.





CONCLUSIÓN Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Este trabajo consistió principalmente en conocer las técnicas más usadas para rehabilitación de superestructuras y subestructuras, bajo fuerzas verticales y sísmicas. Por tal motivo se tuvo la necesidad de conocer su comportamiento para cada una de las técnicas. A continuación se describen las conclusiones más importantes con respecto a las técnicas que se utilizan para la rehabilitación de puentes por carga vertical:

1. Las tres técnicas estudiadas cumplen con el objetivo principal de aumentar la capacidad de resistencia en las trabes que componen la superestructura.
2. Con respecto al del uso del presfuerzo externo, se puede observar que es una técnica eficaz, al aumentar la capacidad de resistencia de la superestructura. Sin embargo se debe tener cuidado durante el diseño, debido a los cambios de dirección de los cables, ya que este parámetro tiene una importancia clave en las pérdidas del presfuerzo, disminuyendo su eficacia.
3. La adición de elementos trabes, es una de las técnicas más comunes, en aquellos casos en los que se tiene poca capacidad de resistencia, y ha demostrado ser eficaz al disminuir los esfuerzos en los elementos existentes. Sin embargo, hay que recalcar que no deja ser una opción sumamente pesada, que podría aumentar significativamente los esfuerzos tanto en la subestructura como en la cimentación.
4. La fibra de carbono es uno de los materiales poco explotados para el reforzamiento de puentes en México debido a su alto costo. Sin embargo no deja de ser eficaz siendo una técnica segura, capaz de aumenta la resistencia de la superestructura, tanto a flexión como a cortante.

Los encamisados mediante distintos material han exhibido un buen comportamiento, al aumentar la resistencia a flexión y cortante en la subestructura de los puentes. En este trabajo se estudió principalmente el comportamiento adicionando presión lateral de confinamiento, ya que es un parámetro importante en la respuesta, porque la falta de confinamiento podría ser una desventaja durante un evento sísmico dejando daños severos. Además se observado que las pilas al someterlas a este tipo de presión lateral, experimentan incremento de resistencia y





ductilidad. A continuación se describen las conclusiones más importantes recabadas durante la aplicación del análisis estático no lineal:

1. El encamisado de acero al igual que la fibra de carbono, mostraron una mayor eficiencia para incrementar la ductilidad.
2. Por otro lado, los encamisados con presfuerzo externo y concreto reforzado, han exhibido mayor aumento en la resistencia del elemento.
3. La presión de confinamiento varía dependiendo del porcentaje acero longitudinal y transversal que tenga el elemento existente. Sin embargo no siempre las pilas de los puentes podrán rehabilitarse mediante encamisados; es decir cuando se tenga muy baja resistencia, al someterla a un confinamiento grande, existe el riesgo de dañarla ante un evento sísmico, por lo cual esta técnica de encamisado no sería eficaz.
4. Es importante antes de aplicar una técnica, conocer sus propiedades no-lineales, ya que es un factor que de no ser tomado adecuadamente podrá cambiar el comportamiento estructural.
5. Muchas de la veces se tiene el criterio de reforzar las pilas con mayor altura a flexión y las pilas cortas a cortante, o encamisar toda la pila, sin embargo no siempre es así, habrá que realizar un diseño en particular conociendo las deficiencias; es decir determinar la capacidad a flexión y cortante en zonas potenciales de las pilas ya que ahí es donde se concentra la mayor parte de la disipación de la energía sísmica, exigiendo mayores presiones de confinamiento.

Unas de las técnicas poco explotadas en los puentes en México, es el aislamiento base mediante apoyos de neopreno con núcleo de plomo. En este estudio, los aisladores han resultado muy eficaces cuando se tiene demasiada baja capacidad de resistencia en las subestructuras de puentes, brindado un comportamiento satisfactorio al disipar la mayoría de la energía sísmica en los dispositivos propuestos. A continuación se describen las conclusiones obtenidas mediante aislamiento sísmico:

1. La implementación de esta técnica ha sido satisfactoria ya que cumple con el objetivo en cuanto la disminución de los esfuerzos y desplazamientos en la subestructura de los modelos propuestos.
2. Mediante el análisis estático no lineal se pudo observar que el daño se produce primeramente en el apoyo elastómero, lo cual es una ventaja para que las pilas permanezcan elásticas.

La implementación de reductores de desplazamiento a través de cables de presfuerzo en la superestructura de puentes, juega un papel importante al reducir los desplazamientos a un límite donde no exista riesgo de colapso. A continuación se mencionan las conclusiones más importantes sobre esta técnica:

1. Con el uso de cables de alta resistencia se logra reducir el desplazamiento en la superestructura en la dirección del eje longitudinal del cable.
2. Al hacer la comparativa de los tres métodos que se utilizan normalmente para el diseño de los reductores de desplazamiento (*CALTRANS, AASHTO Y Propuesto*) se obtuvo que





el método *Propuesto* determina el grupo de cables necesarios para estar fuera de riesgo de colapso, mientras que los otros dos métodos son muy conservadores.

3. Durante el análisis estático no lineal se observó que los reductores de desplazamiento aumentan poco la resistencia de la subestructura, mientras que en la ductilidad no existe incremento debido a que el método *Propuesto* está diseñado para que el cable permanezca en estado lineal.

A partir de este trabajo se surgen varios puntos importantes como línea de investigación a futuro:

1. Implementar otro tipo de material como placas de acero en la cara inferior de la trabe o fibra de vidrio para comparar su eficacia y ampliar los criterios de diseño.
2. Debido a la adición de traveses se tiene el incremento de peso, lo cual habrá que realizar un estudio de evaluación en subestructura y cimentación.
3. Desarrollar programas que consideren la función de incorporar o adherir a la cara de los miembros varios tipos de material para su modelación. Para ello se deja como línea a futura implementar otro tipo de software por ejemplo con análisis del elemento finito.
4. Existen otros tipos de disipadores de energía sísmica como péndulo de fricción, pistones con líquidos de silicona y sistemas *Znoidal* que podrían estudiarse.
5. Proponer más configuraciones de puentes tales como subestructuras con pilas altas, claros más extensos, pilas de secciones rectangulares, puentes encajados o con pendientes mayores al 5%, puentes irregulares con alturas de pilas distintas, puentes curvos etc.
6. Ampliar la evaluación del análisis costo beneficio tomando más factores que influyen en cuanto al costo económico como: vida útil, mantenimiento, lugar, etc.





BIBLIOGRAFÍA

- "Bridge Inspection and Maintenance Manual". (2001). *Transit New Zealand*, Capitulo 4.
- Federal Highway Administration (FHWA), F. H. (2010). "*Steel Bridge Design Handbook: Corrosion Protection of Steel Bridges*". Buffalo: 5 edition.
- (XXX), C. Y. (s.f.). "Bridge Rehabilitation Techniques".
- Reported by ACI Committee 440, (2002). "Guide for the Design and Construction of External Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". *American Concrete Institute*.
- Antoine Naaman, J. B. (1990). "External Prestressing in Bridges". *Michigan*.
- Compasan. (España, 2010). "Rehabilitación Integral de Estructuras". *Administración de Compasan*.
- C. Gomez Soberon, Luis. A. Barrera Bautista y Daniel Miranda, (2006). "Metodología de Estimación Preliminar de la Vulnerabilidad de Puentes Basada en Procedimientos de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte. Aplicación a Puentes Carreteros del Pacífico". *Memoria XV Congreso nacional de ingeniería de puentes, Puerto Vallarta Jalisco*.
- By Reginald DesRoches. (2008). "Seismic Design and Retrofit Detailing Fundamentals". *Sixth National Seismic Conference on Bridges and Highways*, Charleston.
- Duan, W. F. (2003). "*Bridge Engineering: Seismic Design*". CRC Press LLC.
- Erdik, M. (s.f.). "Report on 1999 Kocaeli and Duzce (Turkey) Earthquakes". *Dept. of Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey*.
- Reginald DesRoches and Gregory L. Fenves, (2008). "Design Procedures for Hinge Restrainer and Hinge Seat Width for Multiple-Frame Bridges". *Technical Report MCEER, Buffalo*.
- Francisco J. Carrion, Saúl E. Crespo, Juan A. Quintana, (2013). "*Esquema de Monitoreo y Evaluación de Estructuras en Servicio*". Morelia, Michoacán: Memorias de Simposio Internacional de Puentes.
- H. Hernandez, J. J. (2011). "Revision of Constitutive models for Repairing Bridge Columns with Fiber Polymers". *International Journal of Engineering, Science and Technology*.
- H., Y. K. (2001). "Overview of the 1995 Hyogo-Ken Nambu Earthquake and Proposals for Earthquake Mitigation Measures". *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*.
- Hai, H. M. (2010). "Recent Technology of Prestressed Concrete Bridges in Japan". *Memoria de Conferencia Internacional en Ingeniería de Puentes II*.
- Hota V.S. Ganga Rao, N. T. (2007). "Reinforced Concrete Design with FRP Composites". *Taylor & Francis CRC New York London*.





- Ian Buckle, M. C. (2006). "Seismic Isolation of Highway Bridges". *Federal Highway Administration, Buffalo*.
- Ian G. Buckles, Ian Friedland, John Mander, Geoffrey Martin, Richard Nutt and Maurice Power, (2006). "*Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1-Bridges*". Buffalo: Federal Highway Administration.
- J.H. Wood, N. E. (2012). "Performance of Linkage bars for Restraint of Bridge Spans in Earthquakes". *New Zealand transport Agency*.
- Jara Diaz Manuel, Olmos Navarrete Bertha y Jara Guerrero José, (2014). "Eficiencia de Distintos Esquemas de Refuerzo para Pilas de Puentes de una sola Columna". *Memoria del Congreso Latinoamericano REHABEND*.
- Jorge Molina Rogriguez, (1996). "Socavacion de Puentes".
- José M. Jara G., Manuel Jara D y Bertha A. Olmos N, (2013). "Metodologia y Tecnicas de Rehabilitación de Puentes". Memoria simposio internacional de diseño de puentes, Morelia Michoacán.
- Kawashima, K. U. (2010). "Damage of Transportation Facility due to 2010 Chile Earthquake". *Bridge Team Dispatched by Japan Society of Civil Engineers*.
- Kawashima, Z. (2000). "*Seismic Design Responce Modification and Retrofit of Wridges*". Department of Civil Engineering Tokyo Institute of Technology, Nª Pag 74-97.
- M.C. Constantinou, A.S. Whittaker, Y. Kalpakidis, D.M. Fenz and G.P. Warn, (2007). "Performance of Seismic Isolation Hardware Under Service and Seismic Loading". *Earthquake Engineering to Extreme Events (MCEER), Buffalo*.
- M.C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R.A. Ecker Lay, (2011). "LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridges Bearings and Seismic Isolators". *Technical Report XXXX, Buffalo*.
- Manuel Jara D, José M. Jara Guerrero (2011, Costa Rica). "Eficiencias de las Tecnicas de Rehabilitación de Puentes". *Memoria del Congreso*.
- Marco Petrangeli, Gaetano Usai y Eugenio Zoppis, (2002). "Bridges Repair External Prestress".
- Matthew J. Randall, M. S. (1999). "Restrainer Design Procedures for Multi-Span Simply-Supported Bridges". *Technical Report MCEER, Buffalo*.
- Nawy, E. G. (2009). "*Prestressed Concrete a Fundamental Aproach*". New Jersey: Prentice-Hall.
- Obaidat, Y. T. (2011). "Structural Retrofitting of Concrete Beams Using FRP". *Department of Construction Sciencer*.
- Paul Bott P.E y Greg Knutson P.E. (2008). "Seismic Isolation Bearing on the SR 520 West Aproach Bridge". *Federal Highway Administration*.





- PerumaLsamy balaguru, A. N. (2008). "FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures". *Taylor @ Francis, New York and London*.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M. (1996). "*Seismic Design and Retrofit of Bridges*". New York: John Wiley @ Song.
- Prota, A. (2013). "Externally Bonded FRP Confinement".
- Rigobert Burgueño, (2007). "Strengthening and Preserving Concrete Bridges Using FRP Composite". *Department of civil and Environmental Engineering, Michigan State*.
- Ryall, M. J. (2010). "Bridge Management". *Butterworth Heinemann, Second edition, Nº pag 43-77*.
- Sika, W. (2013). "Reforzamiento de Puentes con Materiales Compuesto FRP". *Colombia*.
- Tatsumi, M. (2007). "Inspección de Puentes". *Dirección de Puentes, Costa Rica*.
- Wai-Fah Chen, L. D. (2000, New York). "Bridges Engineering Handbook". *CRC Press LLC*.
- Whittaker, G. P. (Buffalo, 2007). "Performance Estimator for Seismically Isolated Bridges". *Earthquake Engineering to extreme events (MCEER)*.

FUENTES DE INFORMACIÓN DE INTERNET

- Eje Vial Nº 1. INTERNET: Dir.: <http://strongerchristchurch.govt.nz/article/south-brightons-bridge-street-bridge-becoming-one-way-exit-only>
- Eje Vial Nº 2. INTERNET: Dir.: <http://www.calit2.net/newsroom/release.php?id=1890>
- Eje Vial Nº 3. INTERNET: Dir.: <http://www.wthitv.com/news/local/sr-46-bridge-to-re-open-in-november>
- Eje Vial Nº 4. INTERNET: Dir.: <http://www.luckett-farley.com/frp-strengthening/>
- Eje Vial Nº 5. INTERNET: Dir.: <http://rba-global.com/proyectos/puente-rio-claro/>
- Eje Vial Nº 6. INTERNET: Dir.: <http://ysdk1.hatenablog.jp/entry/2012/05/19/234024>
- Eje Vial Nº 7. INTERNET: Dir.: http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/other_products.html
- Eje Vial Nº 8. INTERNET: Dir.: <http://camelliajaponica.web.fc2.com/kobe/portliner/movingwalk01/movingwalk01.htm>
- Eje Vial Nº 9. INTERNET: Dir.: <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-transp.html>
- Eje Vial Nº 10. INTERNET: Dir.: <http://stone-fusion.com/gavin%20failure%20images.htm>





APÉNDICE A

Tabla 2.1. Parámetros del método de Pezeshk y colaboradores

Parámetro	Categoría	Valor	Parámetro	Categoría	Valor
a) Características estructurales			b) Características de cimentación y sitio		
Superestructura	Discontinua	5	Perfil del suelo	Dependiendo	1-10.
	Continua	0	Potencial de licuación	Nula susceptibilidad	0
	No existen	3		Moderada	5
N ^o . Juntas de expansión	Hay dos o tres	4		Gran susceptibilidad	10
	Hay cuatro o mas	5	Altura de estribo	Entre 0 y 4.6 m	0
Tipo de apoyo	Deslizante	0		Entre 4.6 y 9.1 m	5
	Elastómero	3		Mayor a 9.1 m	10
	De rolado	4	c) Importancia del puente como línea vital		
	Rígido	5	Trafico diario promedio	Menor a 2000 vehículos	0
Alineamiento	Conforme al ángulo de Esviaje	1-10.		Entre 2000 y 1000 vehículos	5
Año de construcción	Dependiendo del código	1-10.		Más de 10000 vehículos	10
Clasificación	Código actual	0	Longitud de retorno	Menor a 2 millas	0
	Irregular	5		Entre 2 y 4 millas	5
	Regular	0		Más de 4 millas	10
Alturas de pilas	Pilas con alturas < 5 m	0			
	Pilas con alturas > 5 m	5			
Longitud de soporte	Longitud ≤ Nd	0			
	Longitud > Nd	5			

Tabla 2.2. Parámetros del método de Kim

Parametro	Categoría	Peso (W)
Aceleracion maxima	1: $a_{max} < 0.1g$. 2: $0.1g < a_{max} < 0.2g$;	
Del suelo	3: $0.2g < a_{max} < 0.31g$; 4: $a_{max} > 0.3g$	0.141
Reglamento de diseño	1: 1981; 2: 1972 – 1980; 3: 1949 – 1971; 4: < 1940	0.456
Tipo de Superestructura	1: <i>en suspensión, colgante o armadura</i> ; 2: <i>arcos, vigas monolíticas o armaduras</i> ; 3: <i>vigas continuas y armaduras</i> ; 4: <i>vigas simplemente apoyadas y armaduras, claros múltiples</i>	0.114
Forma de la superestructura	1: <i>recto</i> ; 2: <i>esviaje de 20 a 45° o curvatura entre 40 a 90°</i> ; 3: <i>esviaje de 45 a 60° o curvatura entre 90 y 180°</i> 4: <i>esviaje mayor a 60° o curvatura mayor a 180°</i>	0.437
Articulaciones internas	1: <i>ninguna</i> ; 2: <i>si, con retensores o longitud de apoyo mayor a 12"</i> ; 3: <i>si, con longitud de apoyo entre 6 y 12</i> ; 4: <i>si, con longitud de apoyo menor a 6"</i>	0.089
Tipo de pila	1: <i>pilas de ejes múltiples o monolíticas</i> ; 2: <i>pilas de ejes múltiples articuladas</i> ; 3: <i>pilas monolíticas simples</i> ; 4: <i>pilas simples articuladas</i>	0.029
Tipo de cimentación	1: <i>zapatas aisladas</i> ; 2: <i>cimentación continua</i> ; 3: <i>cimentación con pilotes</i> ; 4: <i>ejes de pilas</i>	0.024
Material de la subestructura	1: <i>acero</i> ; 2: <i>concreto dúctil</i> ; 3: <i>concreto no dúctil</i> ; 4: <i>madera o mamposteria</i>	0.034
Irregularidad estructural	1: <i>ninguna</i> ; 2: <i>altura de dos pilas ≠ mas de 1.25 veces</i> ; 3: <i>altura de dos pilas adyacentes ≠ mas de 1.25 veces</i> 4: <i>altura de dos pilas adyacentes ≠ mas de 1.5 veces</i>	0.278
Condiciones de suelo	1,2,3 o 4 conforme a los tipos de suelo definidos en el reglamento	0.188
Potencial de licuación	1: $LSI^* < 5$; 2: $5 < LSI < 25$; 3: $25 < LSI < 100$; 4: $LSI > 100$	0.932
Longitud de apoyo	1: <i>buena</i> ; 2: <i>escasa</i> ; 3: <i>pbre</i> ; 4: <i>muy pobre</i>	0.512

LSI^* = factor que caracteriza el efecto del potencial de licuación conforme al procedimiento de Youd y Perkins





Tabla 2.3. Grados de degradación del método de Kim

IK_{K1}	Grado de daño	IK_{K2}	Grado de daño
0	Sin daño	< 1.5	Daño menor
1	Daño menor		
2	Daño moderado	Entre 1.5 y 2.5	Daño moderado
3	Daño severo		
4	Colapso	Mayor a 2.5	Daño mayor

