



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

PROJECTE O TESINA D'ESPECIALITAT

Títol

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS PUENTES
PREFABRICADOS CHILENOS DURANTE EL SISMO
DE 27 DE FEBERO DE 2010.**

Autor/a

LLUIS GONZÁLEZ CAMPAÑA

Tutor/a

ANTONIO MARÍ BERNAT

Departament

INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

Intensificació

ANÁLISIS Y PROYECTOS DE ESTRUCTURAS

Data

JUNIO DE 2016

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

Autor: Lluís González Campaña

Tutor: Antonio Marí Bernat

PALABRAS CLAVE: Chile, terremoto, sismo, daños, puentes, prefabricado, vigas, doble T, pretensado

RESUMEN

El 27 de febrero de 2010, a las 03:34:08 hora local, Chile se vio azotado por un terremoto de 8.8 grados en la escala de Richter. Se originó por el desplazamiento de una franja de 450 km en la subducción de las placas Sudamericana y de Nazca, situándose su epicentro a unos 500 km al sur de Santiago de Chile y teniendo una duración de algo más de 120 segundos. En su momento, fue considerado el quinto mayor terremoto registrado en la historia de la humanidad.

La particularidad de este sismo radica en que fue el primero del que se pudieron obtener mediciones fiables de la magnitud del mismo. Esto fue posible gracias a la red de acelerómetros instalados a lo largo del país. Las mediciones obtenidas permitieron conocer el grado de intensidad y de nivel de esfuerzo al que se vieron sometidas las estructuras.

Esta tesina tiene como principal objetivo el estudio del comportamiento sísmico de los tableros de puentes construidos mediante vigas doble T prefabricadas y losa de compresión *in situ*. Los trabajos realizados por el autor durante los meses de marzo, abril y mayo de 2010, permitieron llevar a cabo inspecciones en 275 tableros de 70 pasos superiores y viaductos ejecutados con esta tipología, o lo que es lo mismo, se obtuvieron datos de 1.216 vigas de diversa geometría y longitud.

El desarrollo del presente trabajo parte de la exposición de los conceptos sísmicos básicos que son necesarios para poder parametrizar el comportamiento de las estructuras bajo la acción de un terremoto. Posteriormente se presenta el conjunto de normas sísmicas locales vigentes en el momento del suceso. Se analizan los métodos de diseño en ellas definidos así como su adecuación a eventos de gran intensidad y se evalúan las modificaciones posteriormente propuestas por las autoridades locales.

En los dos capítulos siguientes se concentra la presentación y el análisis de los resultados del trabajo de campo realizado. En el primero de ellos (Capítulo 4) se muestran los datos obtenidos de los tableros de puentes inspeccionados, elaborando un conjunto de estadísticas de daños según la vinculación estructural entre el tablero y la infraestructura tales como: estructura transversal en el extremo del tablero; presencia de anclaje vertical; tope sísmico transversal; relación entre tope sísmico transversal y estructura extrema; tope sísmico longitudinal; juntas de dilatación o esviaje del tablero.

En el segundo de estos capítulos (Capítulo 5) se profundiza en el análisis del comportamiento de las estructuras frente a acciones sísmicas de gran intensidad. Se presenta un esquema del mecanismo de daño producido en las vigas doble T y se concluye que la mayoría de los fallos observados se deben a un incorrecto bloqueo transversal de los tableros, que provocó el impacto de las vigas contra elementos no diseñados como tope, dando lugar a diversas situaciones, todas ellas catastróficas: o bien se produjo el colapso de las vigas extremas por concentración del esfuerzo sísmico sobre sus almas o bien se produjo el fallo de los sistemas de retención con el consiguiente descalce, total o parcial, de los tableros.

A pesar de los fallos observados, la ingeniería de puentes chilena demostró un alto grado de competencia sísmica, validándose el desempeño de las vigas prefabricadas como excelentes elementos frente a terremotos de alta intensidad. El problema principal fue una deficiente ingeniería de detalle en los elementos de retención transversal y longitudinal, estando estos relacionados con la totalidad de los colapsos de tableros analizados. Es por ello que este documento concluye con una serie de propuestas de mejora fruto del estudio realizado.

**Behavioral study of the Chilean precast bridges during the earthquake of
February 27, 2010**

Autor: Lluís González Campaña

Tutor: Antonio Marí Bernat

KEYWORDS: *Chile, earthquake, seism, damages, bridges, precast, beams, I-girder, prestressed*

ABSTRACT

On February 27, 2010, at 03:34:08 local time, Chile was struck by an earthquake of 8.8 degrees in the Richter scale. It was caused by the movement of a tranche of 450 km in the subduction of the South American and Nazca plaques, with its epicenter being located at around 500 km to the south of Santiago de Chile and with a duration of slightly more than 120 seconds. It was then considered the fifth greatest earthquake registered in the history of humanity.

The particularity of this seism is that it was the first of which trustworthy measurements could be obtained. This was possible thanks to the network of accelerometers installed throughout the country. The results obtained allowed to establish the degree of intensity and the level of stress to which the structures were tested.

This thesis focuses on the study of the seismic behavior of the bridge decks built on precast I-girders and cast-in-place slabs. The works carried out by the author during the months of March, April and May 2010 allowed him to inspect 275 bridge decks on 70 overpasses and viaducts built on this typology, which means that information regarding 1.216 beams of diverse geometry and length was obtained.

The development of this thesis starts from the layout of the seismic basic concepts which are necessary to parameterize the behavior of the structures under the action of an earthquake. After that, the document presents the set of local seismic rules in force at the time the event took place. It also analyses the design methods defined in such rules, as well as to which extent they proved suitable to high intensity events, and it evaluates the subsequent amendments suggested by the local authorities.

In the following two chapters the thesis focuses on the presentation and analysis of the field-work results. The first (Chapter 4) shows the data obtained from the bridge decks reviewed, providing a set of damages statistics based on the structural link between the deck and infrastructure such as: cross structure on the edge of the bridge deck; vertical anchorage; seismic cross stopper; link between the seismic cross stopper and the edge structure; seismic longitudinal stopper; expansion joints or skewed deck.

The following chapter (Chapter 5) analysis in depth the behavior of the structures when facing seismic actions of high intensity. A scheme of the damage mechanism produced on I-beams is presented, then concluding that most of the failures observed were due to an incorrect cross-blocking of the decks, which triggered an impact of the beams against elements not designed as a stopper, resulting in multiple situations, all of them catastrophic; or the side beams collapsed as a result of the seismic struggle on its webs, or the retention systems failed with the subsequent mismatch –either total or partial- of the decks.

In spite of the failures observed, the Chilean bridges engineering proved to have a high seismic competence, approving the performance of precast beams as excellent elements in the face of high intensity earthquakes. The main problem was the deficient engineering of the details in the cross and longitudinal elements, which were involved in all the decks analyzed that collapsed. For this reason, this thesis ends with a list of proposals which result from the study carried out.

AGRADECIMIENTOS

Hay tanta gente que debería figurar en estos agradecimientos que, aun haciendo un esfuerzo por no dejarme a nadie, sé que no lo lograré. Os pido que me disculpéis.

En primer lugar quiero agradecer a Toni su paciencia, su predisposición y esa voluntad permanente de transmitir conocimiento. Gracias profesor.

Quisiera tener también un recuerdo para Paco, alguien a quien le debo mucho profesionalmente, así como para mis socios y amigos (Marcos, Amaya, Mercé y Miguel). Gracias por hacerlo todo tan fácil y por hacer posible que la experiencia innovadora que compartimos a diario sea un éxito.

La ventaja de haber tardado tantos años en escribir estas líneas es que he tenido la posibilidad de conocer a mucha gente que merece la pena. Pero sin duda, algunos en especial debíais aparecer en esta página. Fran, Alberto, Eva, Pedro, Meri, y Javi, gracias por estar siempre ahí, todos estos años, en los buenos y en los malos momentos, gracias por enseñarme el valor de la amistad. Un recuerdo también para Nuria, quien hace ya muchos años me animó a iniciar esta aventura.

Siempre se deja para el final a la gente que más sufre y disfruta momentos como este. A Cristina, mi compañera en este viaje que es la vida, gracias por tu paciencia estos últimos meses. Esto es por ti y para ti. Y a Guille y a Lucas, pediros perdón por no haberos dedicado el suficiente tiempo estas semanas, os lo compensaré.

Pero si todo esto tiene algún sentido es para poder ofrecérselo a aquellos que han estado ahí desde el principio y me han dado las herramientas para ser quien soy. A mi padre, a l'àvia, a mi hermana, a JM, a Ignasi y en especial a Mamá. Se que això no compensa el fet de que ja no puguis llegir aquestes línies, però tot i la pena que sento en aquest moment, em quedo tranquil sabent que he complert la promesa que et vaig fer ara fa poc més d'un any. Quanta raó tenies...

Gracias!

ÍNDICE GENERAL

Índice de figuras	I
Índice de tablas	IV
Capítulo 1: Introducción y objetivos	
1.1 Introducción: Chile, un país sísmico	1
1.2 El terremoto de 27 de febrero de 2010	2
1.3 Objetivos	9
Capítulo 2: Definición de conceptos en el diseño sísmico	
2.1 Respuesta dinámica de la estructura.....	10
2.2 Aceleración sísmica y aceleración pico del suelo (PGA).....	12
2.3 Espectro de respuesta.....	12
2.4 Carga sísmica.....	15
2.5 Potencial destructivo.....	15
Capítulo 3: Normativa sísmica: estado del conocimiento y criterios de diseño	
3.1 Introducción: el INN como organismo normalizador.....	17
3.2 Normativa sísmica chilena en 2010.....	18
3.2.1 Normas sísmicas para edificación	18
3.2.2 Normas sísmicas para puentes	25
3.3 Exigencias sísmicas <i>versus</i> solicitaciones de diseño.....	33
3.4 Modificación en las normas a raíz del terremoto.....	34
Capítulo 4: Inspección de estructuras y cuantificación de daños	
4.1 Ubicación de las estructuras.....	44
4.2 Clasificación y cuantificación de daños.....	48
4.2.1 Clasificación según la estructura transversal en el extremo del tablero.....	51
4.2.2 Clasificación según anclaje vertical.....	53
4.2.3 Clasificación según el tope sísmico transversal.....	56
4.2.4 Clasificación mixta entre tope transversal y extremo del tablero.....	59
4.2.5 Clasificación según el tope sísmico longitudinal.....	61
4.2.6 Clasificación según las juntas de dilatación.....	63
4.2.7 Clasificación según esviaje del tablero.....	65

Capítulo 5: Análisis del comportamiento de los puentes inspeccionados	
5.1 Mecanismo de fallo en las vigas doble T.....	68
5.2 Comportamiento de la estructura transversal.....	70
5.3 Comportamiento de los anclajes verticales.....	71
5.4 Comportamiento de los topes sísmicos transversales.....	73
5.5 Comportamiento de los topes longitudinales.....	75
5.6 Comportamiento de las juntas de dilatación.....	76
5.7 Comportamiento de los apoyos de neopreno.....	77
Capítulo 6: Conclusiones	80
Referencias bibliográficas	85

Índice de figuras

Figura 1. Anillo de fuego del Pacífico. Fuente: Biblioteca de Valparaíso, Chile	1
Figura 2. Terremotos de mayor intensidad y volcanes en el “Cinturón de Fuego”	2
Figura 3. Velocidades de subducción.....	3
Figura 4. Epicentro del terremoto y principales ciudades de la zona	4
Figura 5. Acelerogramas registrados en Santiago de Chile.....	5
Figura 6. Magnitud y número de réplicas durante los 100 días posteriores	6
Figura 7. Esquema de preparación, ruptura y generación del tsunami.....	7
Figura 8. Altura de la ola y tiempo de llegada estimado	8
Figura 9. Viaducto colapsado en la circunvalación norte de Santiago de Chile	9
Figura 10. Espectros de respuesta según norma chilena NCh433 para distintos suelos y $A_0 = 0,4g$	14
Figura 11. Tablas de parámetros de la norma NCh433.....	19
Figura 12. Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana.....	20
Figura 13. Espectro de respuesta propuesto por el Manual de Carreteras para el método espectral en zona sísmica II.....	29
Figura 14. Momento rotacional debido al impacto entre tablero y estribo (I).....	32
Figura 15. Momento rotacional debido al impacto entre tablero y estribo (II).....	32
Figura 16. Correlación entre el potencial destructivo horizontal del terremoto de 2010 y la propuesta de Saragoni y otros a partir de los datos del terremoto de 1985	34
Figura 17. Promedio de registros sísmicos reales hasta 1985 vs NCh433	35
Figura 18. Comparación espectro diseño NCh433 – registros estación del Hospital de Curicó.....	36
Figura 19. Topes sísmicos y travesaño	41
Figura 20. Sección transversal tablero vigas doble T prefabricadas.....	43

Figura 21. Acceso Nororiente, entre Ruta 5 y Ruta 57, al norte de Santiago de Chile.....	44
Figura 22. Autopista Américo Vespucio, al norte de Santiago de Chile y en la Ruta 70.....	45
Figura 23. Estructuras sobre la Ruta 5, al sur de Santiago de Chile.....	45
Figura 24. Ruta 68, Santiago de Chile y Valparaíso	46
Figura 25. Ruta 5 a su paso por Rancagua, al sur de Santiago de Chile.....	46
Figura 26. Vía Lateral central y Ruta 78 – Nuevo Camino Costero, al oeste de Santiago de Chile	47
Figura 27. Estructuras ubicadas en zonas próximas a Concepción y Talcahuano.....	47
Figura 28. Vigas sin daños tras el terremoto	48
Figura 29. Detalle de viga con daño leve tras el terremoto.....	49
Figura 30. Viga con daños moderados tras el terremoto	49
Figura 31. Tablero con vigas con daño severo.....	50
Figura 32. Travesaño de hormigón armado.....	51
Figura 33. Tablero con vigas sin travesaño	51
Figura 34. Viga con daño moderado en tablero con travesaño.....	52
Figura 35. Viga con daño severo en tablero sin travesaño	53
Figura 36. Barras de anclaje vertical en tablero sin travesaño.....	54
Figura 37. Barras de anclaje vertical en tablero con travesaño	54
Figura 38. Anclaje vertical mediante angular metálico.....	55
Figura 39. Anclaje vertical mediante pletina y pasador.....	55
Figura 40. Inexistencia de tope transversal, dintel con aletas.....	57
Figura 41. Angulares metálicos como topes transversales.....	57
Figura 42. Topes transversales de hormigón en vigas centrales	58
Figura 43. Topes transversales de hormigón en todas las vigas	58
Figura 44. Topes longitudinales mediante pasadores y pletinas.....	62
Figura 45. Topes longitudinales de hormigón armado	62
Figura 46. Junta metálica tipo “peine” entre estribo y tablero	63
Figura 47. Junta elastomérica	63
Figura 48. Continuidad de losa sobre pilas y estribos.....	64
Figura 49. Tablero esviado, con travesaño y anclaje vertical con barras.....	66
Figura 50. Tablero recto, con travesaño y anclaje vertical con barras.....	66

Figura 51. Mecanismo de fallo en las vigas doble T	69
Figura 52. Colapso de viga doble T por fallo de alma y de cabeza inferior	70
Figura 53. Colapso de viga doble T por deficiente retención transversal.....	71
Figura 54. Fallo en las barras debido a la ausencia de topes transversales	72
Figura 55. Anclaje vertical en grapa o clip colapsado por la combinación de esfuerzos horizontales y verticales	72
Figura 56. Fallo en las barras debido a la ausencia de topes transversales.....	73
Figura 57. Topes transversales de hormigón sin daño tras el terremoto.....	74
Figura 58. Topes longitudinales sin daño tras el terremoto	75
Figura 59. Junta de dilatación con daño tras el terremoto	76
Figura 60. Junta de dilatación con daño tras el terremoto	77
Figura 61. Viga y aparato de apoyo anclado desplazado tras el terremoto	78
Figura 62. Aparato de apoyo anclado sin daño tras el terremoto.....	78

Índice de tablas

Tabla 1. Sentido y magnitudes de los desplazamientos en superficie.....	7
Tabla 2. Zonificación regional de los puentes dañados.....	43
Tabla 3. Clasificación general de los daños observados en vigas.....	50
Tabla 4. Clasificación de los daños observados según estructura transversal extrema.....	52
Tabla 5. Clasificación de los daños observados según sistema de anclaje vertical.....	56
Tabla 6. Clasificación de los daños observados según sistema de tope transversal.....	59
Tabla 7. Situaciones de estudio según la relación entre topes transversales y esquema estructural.....	60
Tabla 8. Clasificación de los daños según la relación entre topes transversales y esquema estructural.....	60
Tabla 9. Clasificación de los daños según la presencia o no de tope longitudinal.....	61
Tabla 10. Clasificación de los daños según la presencia o no de juntas de dilatación.....	65
Tabla 11. Clasificación de los daños según el esviaje de los tableros.....	65

Capítulo 1: Introducción y objetivos.

1.1 Introducción: Chile, un país sísmico

Chile discurre de norte a sur por una angosta franja de terreno delimitada al este por la cordillera de los Andes y al oeste por más de 4.300 km de costa pacífica (en las zonas más anchas apenas supera los 300 km). Las latitudes que delimitan el país van desde las áridas tierras del norte (Desierto de Atacama) hasta las gélidas aguas del Cabo de Hornos (Patagonia Chilena).

Esta zona forma parte del denominado “Cinturón o Anillo de fuego del Pacífico”, mostrado en la Figura 1, que circunscribe, en forma de herradura, todas las costas del Pacífico a lo largo de 40.000 km. Dichas zonas incluyen la costa oeste del continente americano, las islas Aleutianas, las costas orientales de Japón y Rusia así como las islas de Taiwán, Filipinas, Indonesia, Papúa Nueva Guinea y Nueva Zelanda.



Figura 1. Anillo de fuego del Pacífico. Fuente: Biblioteca de Valparaíso, Chile.

Esta enorme área concentra la mayor parte de las zonas de subducción más activas del planeta, que, a su vez, ocasionan una gran actividad sísmica y volcánica en todas las regiones abarcadas. Están registrados un total de 452 volcanes, que suponen más del 75% de los volcanes activos e inactivos del mundo. A nivel global, alrededor del 90% de los terremotos se originan a lo largo del "Cinturón de Fuego" y más del 80% de los mayores registrados hasta la fecha se han producido en esta zona, tal y como muestra la Figura 2.



Figura 2. Terremotos de mayor intensidad y volcanes en el "Cinturón de Fuego".

Fuente: web Universo Marino.

El lecho del océano Pacífico reposa sobre varias placas tectónicas, tal como se muestra en la figura anterior, que al estar en permanente fricción van acumulando tensión. Cuando dicha tensión se libera se producen los terremotos.

Para medir la intensidad de los terremotos existen distintas escalas, siendo las más conocidas las de Mercalli y la de Richter (o escala de magnitud local, M_L). La principal diferencia entre ambas radica en que la primera fue desarrollada para evaluar la intensidad a través de los daños causados a las estructuras determinando 12 puntos mientras que la escala de Richter, desarrollada en la década de 1930 por el sismólogo Charles Francis Richter [1], determina, mediante una escala logarítmica, la magnitud de los terremotos a partir del tiempo transcurrido entre la aparición de las ondas P (o primarias) y las ondas S (o secundarias) que se producen en todo sismo.

La escala Richter, al relacionar la energía que se libera durante el fenómeno sísmico, es considerada más objetiva que la de Mercalli.

Si bien es la más común en cuanto a su uso, para determinar sismos de magnitud igual o mayor a 6,9 se utiliza la escala sismológica de magnitud de momento (o M_w), que se basa en la medición de la energía total que se libera en un sismo y que fue introducida en 1979 por Thomas C.Hanks y Hiroo Kanamori [2]. Esta escala presenta distintas ventajas, como, por ejemplo, el hecho de que no se satura cerca de valores altos, es decir, no tiene un valor por encima del cual todos los terremotos reflejan magnitudes muy similares. Otra de sus ventajas es que coincide y continúa con los parámetros de la escala sismológica de Richter. Dado que esta última es la que goza de mayor popularidad entre la prensa, es común encontrar referencias a la escala M_L cuando, en realidad, se está haciendo referencia a la escala M_w . Por esa razón se recomienda indicar simplemente "magnitud" y evitar hacer referencia a ninguna otra escala. Este criterio es el que se seguirá a lo largo del presente documento.

Si nos centramos ahora en el área en la que se ubica Chile dentro del Anillo de Fuego del Pacífico, se observa que el país se encuentra sobre la confluencia de las placas tectónicas de Nazca, Sudamericana y Antártica. Estas placas de la corteza terrestre se hunden a gran velocidad (varios centímetros por año), tal y como se muestra en la Figura 3.

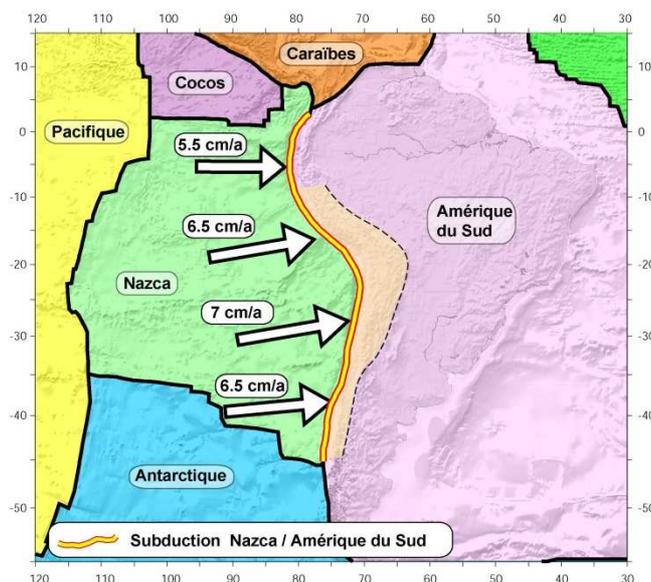


Figura 3. Velocidades de subducción. Fuente: Vigny.

La confluencia de las placas, así como la velocidad de subducción entre las mismas, es la responsable de que Chile sea considerado el segundo país sísmicamente más activo del mundo, tan solo superado por Japón. Como se puede apreciar en la figura anterior, gran parte del territorio continental se ubica junto a la zona de subducción de la placa de Nazca, bajo la placa Sudamericana, que, al moverse a mayor velocidad que la placa Antártica, hace que gran parte del país tenga mayor actividad sísmica que sus áreas meridionales.

Prueba de ello es que desde 1973 se han producido 14 eventos de magnitud mayor a 7,0. Sin embargo, el mayor terremoto registrado desde que existe instrumentación sismológica se produjo en Valdivia en Mayo de 1960 y tuvo una intensidad de 9,5 grados, liberándose una cantidad de energía equivalente a 32.000 millones de toneladas de TNT o 2,14 millones de bombas nucleares como la de Hiroshima. Estas condiciones tan extremas han hecho de Chile, y en especial del pueblo chileno, un país adaptado a las demandas sísmicas extremas.

1.2 El terremoto de 27 de febrero de 2010

El 27 de febrero de 2010, a las 03:34 hora local (UTC-3), un terremoto de 8,8 M_w azotó la región central de Chile. Fue originado por el desplazamiento súbito de una zona de unos 450 km de longitud por unos 150 km de anchura en la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, desde la península de Arauco al sur hasta la localidad de Pichilemu al norte.

El hipocentro, o lugar donde se produce la falla entre placas (no debe confundirse con el epicentro, que es el punto en la superficie que habitualmente se encuentra sobre la vertical del hipocentro), se ubicó en las coordenadas geográficas $36^{\circ} 12' 28''$ S y $72^{\circ} 57' 46''$ W, a una profundidad estimada de unos 30 km, según el sismólogo chileno Sergio Barrientos [3]. Al hallarse a unos 60 km de la provincia de Cauquenes, región del Maule, este terremoto es conocido indistintamente con ambos nombres, aunque se vieron también muy afectadas otras zonas como las de Valparaíso, región metropolitana de Santiago, O'Higgins, Biobío y la Araucanía, que concentran a más del 80% de la población del país (ver Figura 4). Las ciudades más afectadas fueron las de Constitución, Concepción y el puerto de Talcahuano, sufriendo también graves daños otras ciudades más alejadas como las de Curicó, Talca, Rancagua o la misma capital, Santiago de Chile.

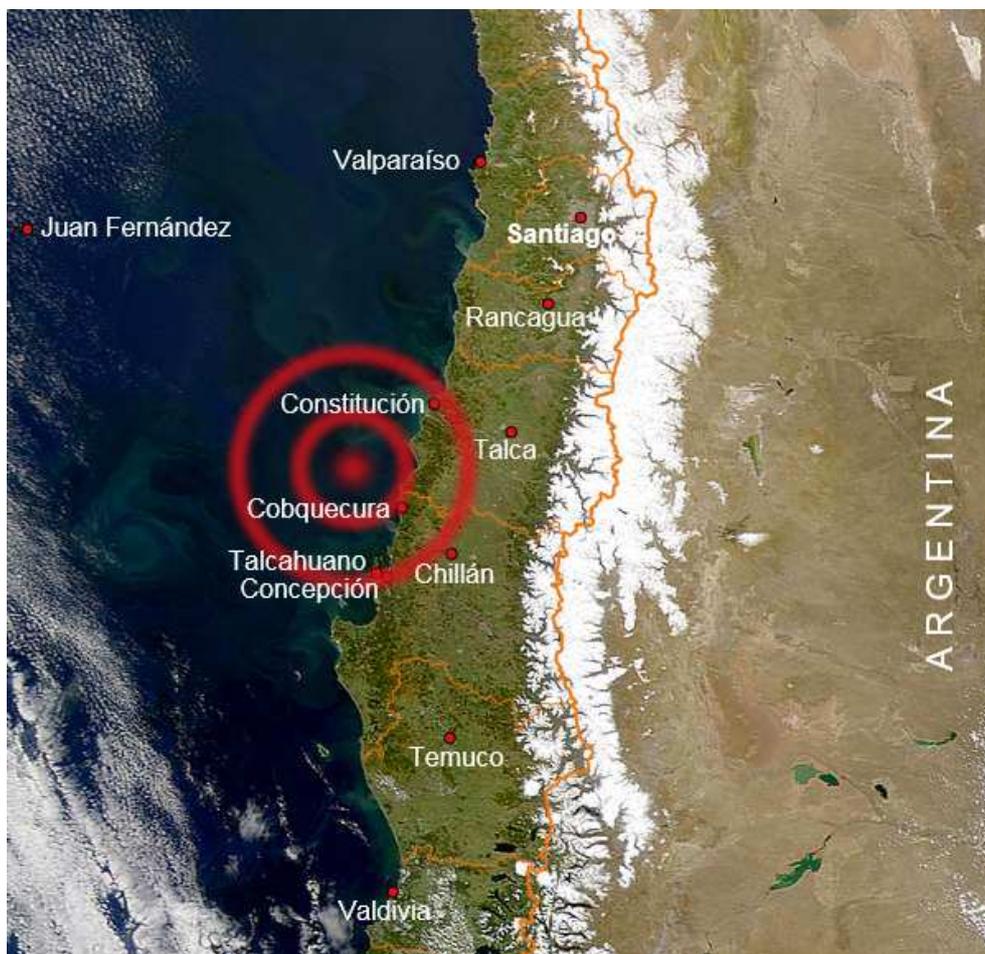


Figura 4. Epicentro del terremoto y principales ciudades de la zona. Fuente: USGS.

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

Según los datos facilitados y registrados por Rubén Boroschek y su equipo del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile [4] y presentados durante el seminario celebrado el 5 de abril de 2010 en Santiago de Chile, la duración del evento superó los 150 segundos, tal y como se puede comprobar en los acelerogramas que registran las aceleraciones longitudinales, transversales y verticales mostrados en la Figura 5.

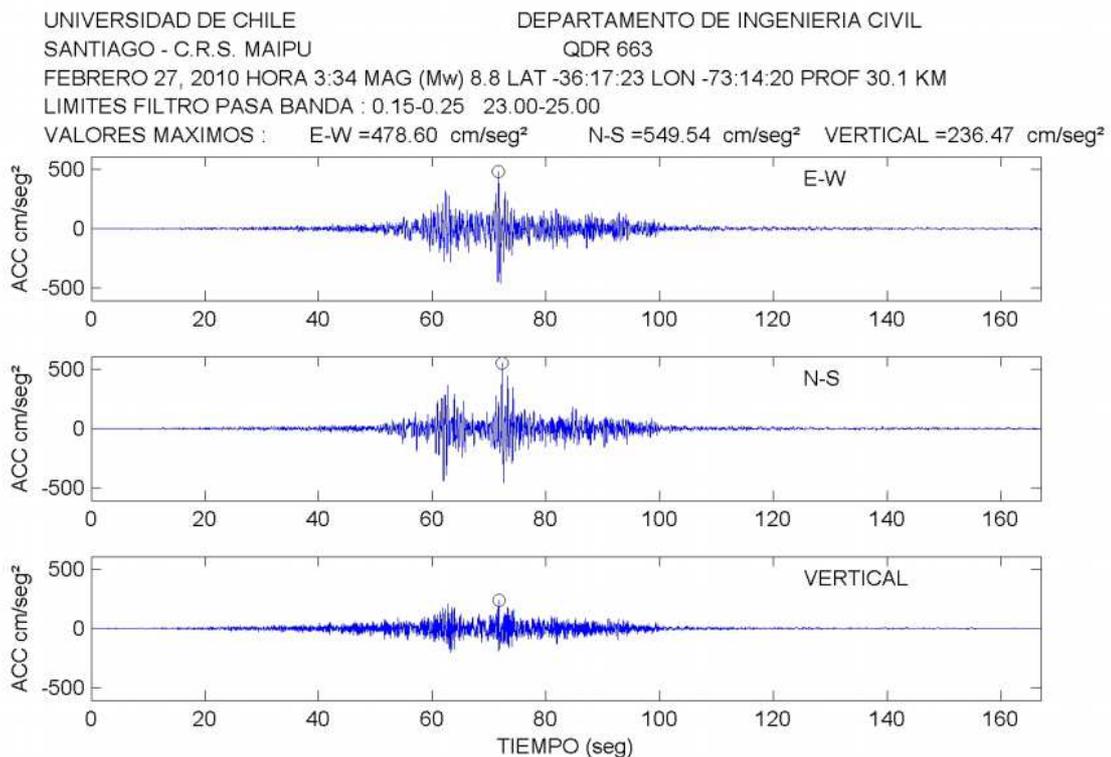


Figura 5. Acelerogramas registrados en Santiago de Chile. Fuente: Universidad de Chile

Si bien este sismo no ha sido el mayor registrado en la historia –hasta la fecha es el octavo-, la importancia que tiene, tal y como destacaba el profesor Boroschek, se debe a que es el primer caso en el que, gracias a la red de estaciones RENADIC de la Universidad de Chile, la red del Servicio Sismológico Nacional, así como a la red PUC de la Universidad Católica, se pudo disponer de hasta 60 registros que facilitaron los acelerogramas de distintas regiones; tipos de suelo; zonas sísmicas definidas por la norma y diversidad de estructuras. Gracias a ello, la posibilidad de evaluar los daños y cotejarlos con los datos registrados, así como poder determinar la bondad de las normas sísmicas vigentes y poder sancionar las prácticas constructivas, eran de una importancia que trascendía el ámbito nacional y abarcaban a toda la comunidad científica internacional.

Aunque en un primer momento se obtuvieron valores cercanos a los 9 m/seg², posteriormente fueron descartados, ya que se comprobó que había existido una interacción entre el terreno y la estructura que había distorsionado los datos. Tal y como corroboró tiempo después el USGS (United States Geological Service [5]), se llegaron a registrar valores de aceleración sísmica superiores a los 6,5 m/seg² en la ciudad de Concepción.

Dichos valores, aunque ya dan una idea de la magnitud del evento, no son los únicos que demuestran la intensidad del terremoto: durante las tres primeras semanas se produjeron más de 260 réplicas de intensidad superior a 5,0, tal y como puede observarse en la Figura 6. Estas réplicas son parte del proceso natural que acontece tras un evento de estas características, ya que el campo de tensiones internas se ha alterado considerablemente después del evento mayor. Dichas réplicas ocurren, principalmente, en la zona de ruptura, en este caso en el extremo norte (VI Región chilena) y en el extremo sur (VIII Región), y es habitual que continúen durante varios meses, si bien en este caso se registraron réplicas hasta dos años después (marzo de 2012).

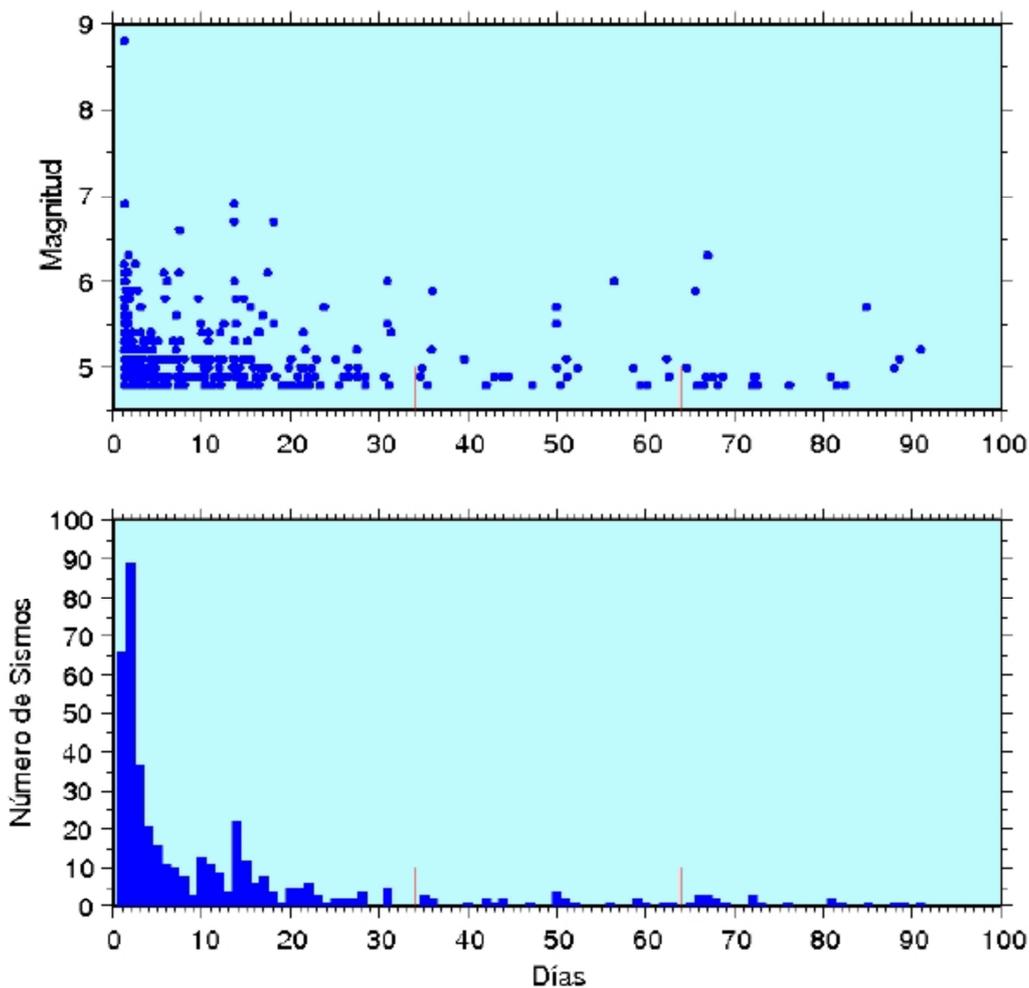


Figura 6. Magnitud y número de réplicas durante los 100 días posteriores. Fuente: NEIC-USGS

La distribución de las réplicas se concentra claramente durante las tres primeras semanas, en especial, durante los tres primeros días de la secuencia, llegándose a producir 18 réplicas de magnitud igual o superior a los 6,0 grados.

Otro fenómeno asociado a este tipo de eventos es la ola gigante o “tsunami” que se genera con posterioridad al terremoto. Como ya se ha observado en la Figura 3, la convergencia de unos 7 cms anuales y la no existencia de desplazamiento relativo provocan la deformación elástica del terreno en las cercanías de la zona de contacto, tal y como se muestra en la Figura 7.

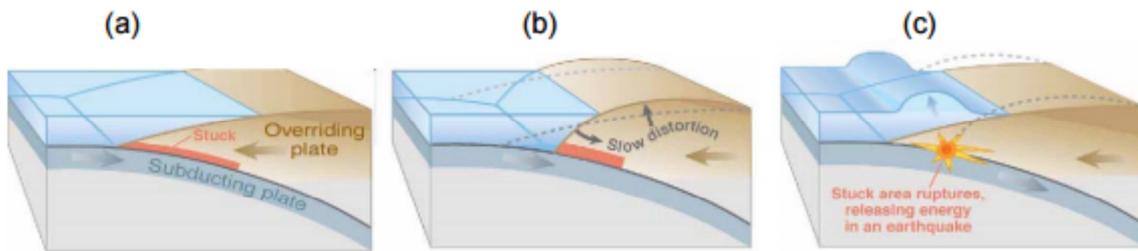


Figura 7. Esquema de preparación, ruptura y generación del tsunami. Fuente: NEIC-USGS

El esquema muestra la preparación y ruptura de la zona de contacto entre las placas de Nazca (subductante) y Sudamericana (cabalgante). En la zona de contacto, mostrada por la línea roja en las secciones (a) y (b), ambas placas impiden el desplazamiento regular y permanente, de manera que se deforman, almacenando energía hasta el colapso del sistema y posterior liberación de la misma.

En este caso, el desplazamiento violento resultante, de más de dos minutos de duración como ya hemos visto, fue superior a los 10 m, si bien no de forma homogénea, ya que se propagó a lo largo de la falla a velocidades que oscilaron entre los 2,5 y los 3,5 km/s. En posteriores mediciones realizadas mediante GPS se pudo comprobar que se habían producido los desplazamientos mostrados en la Tabla 1:

<i>Ubicación</i>	<i>Sentido</i>	<i>Magnitud (m)</i>
Concepción	N-S	3,7
Concepción	Vertical	1,1
Constitución	N-S	4,7
Frontera peruana	E-O	1,0
Punta Lavapié	Vertical	2,0

Tabla 1: Sentido y magnitud de los desplazamientos en superficie

En la sección (c) de la Figura 7 se muestra el fenómeno que se produce una vez liberada la energía y producidos los desplazamientos mostrados en la tabla anterior: los movimientos no solo se producen en el plano vertical sino que también lo hacen en el plano horizontal.

En el terremoto del 27 de febrero el fondo marino llegó a ascender un total de 4 m, generando la ola gigante o de unos 8 o 10 m. Las marejadas originadas por este fenómeno arrasaron el archipiélago de Juan Fernández, que, pese a no sentir el sismo, fue el lugar donde mayor número de víctimas mortales se contabilizaron.

La alerta de tsunami generada para el océano Pacífico se extendió posteriormente a 53 países ubicados a lo largo de gran parte de la cuenca. Según datos del USGS [5], alguna de las alturas de ola más significativas registradas, por encima del nivel del mar, fueron (en centímetros): 261 en Valparaíso; 22 en Winter Harbour, Canadá; 33 en las Islas Cook; 95 en Hanasaki, Japón; 32 en las Islas Midway; 98 en Owenga, Nueva Zelanda; 36 en Kodiak, Alaska; 91 en Santa Bárbara, California o 86 en Kahului, Hawai.

La magnitud del maremoto posterior, así como la zona en la que se pudo registrar el fenómeno, quedan perfectamente definidas en la Figura 8. Además de mostrar la altura de ola también se puede ver la estimación del tiempo, en horas, que tardaron en llegar las olas desde el momento en que se produjo el terremoto.

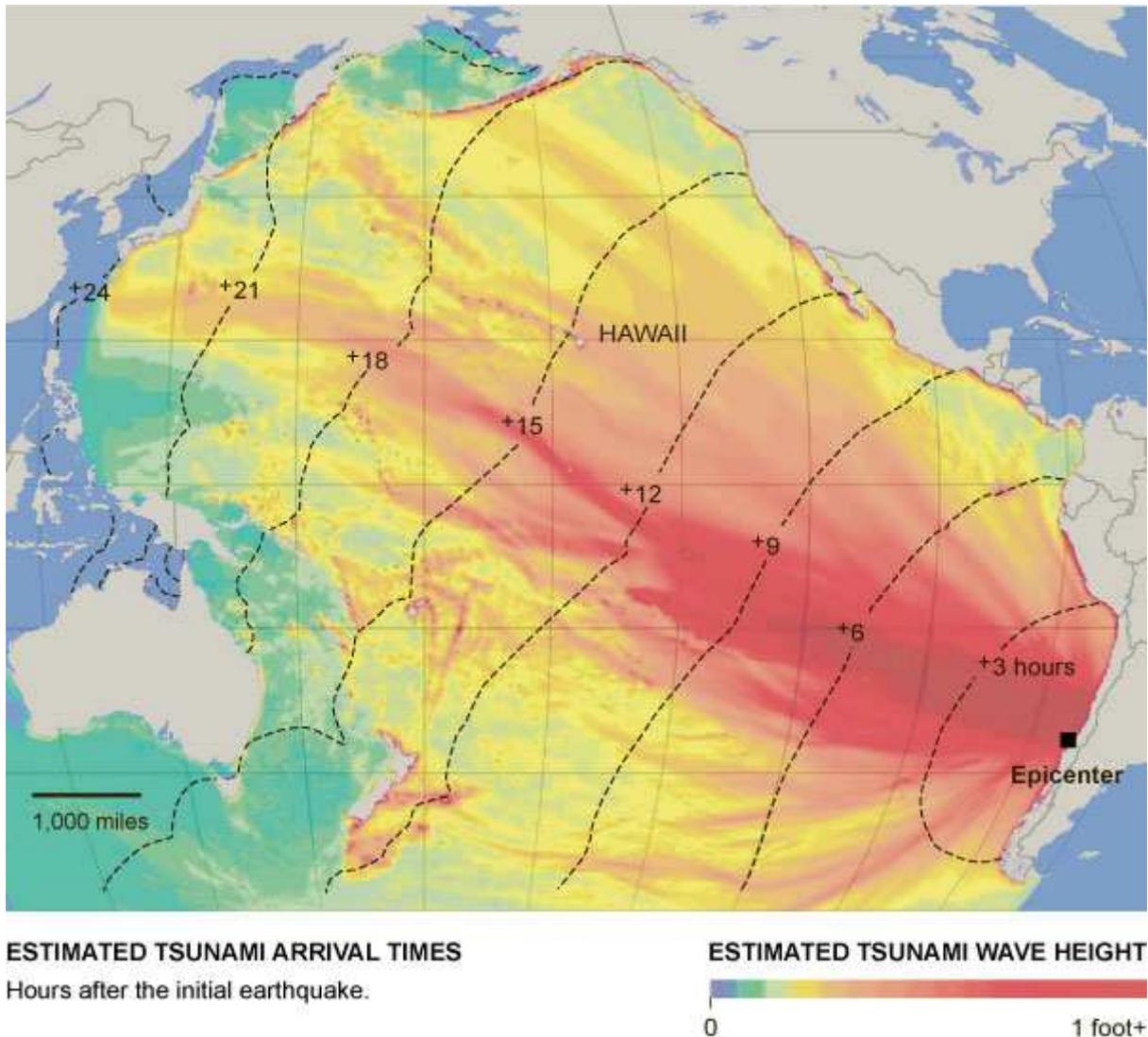


Figura 8. Altura de ola y tiempo de llegada estimado. Fuente: NY Times

Si bien es cierto que toda pérdida humana es una tragedia, el sismo de 27 de febrero de 2010 provocó “solo” 525 muertes, la mayoría de las cuales se debieron al tsunami posterior. Baste recordar que apenas unas semanas antes, el 12 de enero de 2010, tuvo lugar en Haití un terremoto de 7,0 *M*. Es decir, el terremoto de Chile liberó 178 veces más energía que el haitiano, en el que fallecieron más de 315.000 personas y otras 350.000 resultaron heridas de diversa consideración. Tan solo con estos datos podemos hacernos una idea del elevado nivel de exigencia y capacidad de las estructuras, y de Chile en general, para soportar este tipo de devastadores acontecimientos.

1.3 Objetivos

Una vez expuestos los elementos de contorno que explican la situación que se vivió en Chile la madrugada del 27 de febrero de 2010, pensemos en la primera imagen que nos viene a la cabeza al imaginar los efectos causados por un terremoto. Fácilmente podría ser la que se muestra a continuación en la Figura 9:



Figura 9. Viaducto colapsado en la circunvalación norte de Santiago de Chile. Fuente: El Mercurio, Chile.

Desde el punto de vista técnico, las preguntas pertinentes serían: ¿Cómo quedaron la mayoría de estructuras después del terremoto? ¿Funcionaron los sistemas constructivos planteados en términos generales? ¿Qué fue lo que no funcionó y debería cambiarse? ¿Cuáles fueron las propuestas que se hicieron? ¿Eran acertadas? A lo largo de los próximos capítulos trataremos de dar respuesta a estas preguntas en relación con las estructuras viales afectadas.

Después de analizar sobre el terreno 275 tableros de vigas prefabricadas, es posible correlacionar el nivel de exigencia de un gran evento sísmico con el estado final de los puentes. Para ello, se mostrará un conjunto de clasificaciones y “catastros” o estadísticas de daños en función de su severidad. Con base en esta clasificación trataremos de determinar qué esquemas estructurales y qué vinculaciones entre tablero de vigas e infraestructura funcionaron mejor. Con estos análisis se pretende obtener una serie de conclusiones que permitan mejorar el diseño y la construcción de puentes, de forma que sean capaces de resistir sismos de gran magnitud.

Capítulo 2: Definición de conceptos en el diseño sísmico

Existen muchas razones por las que las vibraciones que recibe una estructura durante un movimiento sísmico pueden variar y afectar de forma muy distinta a estructuras homogéneas. Así, podemos identificar las más importantes, tales como la proximidad de la construcción a la fuente de origen, las características propias del lugar y del terreno sobre el que está emplazada la estructura o de la atenuación de la aceleración pico.

La aceleración, la frecuencia y el tiempo de duración de todo evento sísmico son parámetros clave para clasificar el movimiento. Estos parámetros quedan registrados en acelerogramas, como los que se muestran en la Figura 5. A partir de estos registros, las normas sísmicas de cada país delimitan áreas o zonas con un potencial de riesgo sísmico similar, teniendo en cuenta la frecuencia de la ocurrencia; la predicción de la magnitud del sismo; la probabilidad de excedencia de esta magnitud; la distancia al origen; la localización de la falla de origen y las características geológicas del área. Estas demarcaciones son presentadas como mapas de riesgo sísmico que, a su vez, contienen zonas con valores propios de aceleraciones pico del suelo.

Veamos a continuación algunos conceptos con mayor detalle para posteriormente analizar su tratamiento en la normativa sísmica chilena.

2.1 Respuesta dinámica de la estructura

Las cargas gravitatorias que actúan sobre una estructura son fuerzas estáticas, ya que son independientes del momento temporal en el que las analicemos. En cambio, las fuerzas sísmicas actuantes sobre toda estructura, por efecto de la vibración variable del suelo, causan una respuesta dependiente del tiempo.

Entendemos como respuesta dinámica de la estructura el comportamiento de la misma cuando se ve sometida a cargas dinámicas y, por tanto, variables en el tiempo. Dicha respuesta depende de varios factores, en particular: de la magnitud y duración de la excitación; de las propiedades de la estructura y de las características de los estratos de suelo del lugar (potencia, tipología, consistencia, etc.).

La vibración del suelo puede verse amplificada en la estructura dependiendo del periodo fundamental de ésta. Existe también el fenómeno del amortiguamiento o resistencia a la fricción de la estructura en la vibración impuesta. Este efecto influye en la magnitud y duración del

movimiento inducido sobre la construcción, siendo variable para distintos tipos de estructuras –en breve volveremos a este tema para tratarlo con mayor detalle.

Veamos ahora la ecuación típica del movimiento. Empezaremos determinando la ecuación de un oscilador armónico simple (que no sufre amortiguamiento). El sistema consiste en una masa m que experimenta una fuerza simple F , que tira de la masa en la dirección del punto de equilibrio y depende solo de la posición de la masa x y de la constante de elasticidad del muelle k . Equilibrando las fuerzas (segunda ley de Newton y ley de Hooke tenemos):

$$F = ma = -kx \quad [\text{Ec.1}]$$

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = -kx \quad [\text{Ec.2}]$$

En los osciladores reales se dan fenómenos de fricción o amortiguamiento que frenan el sistema. Podemos igualar la fuerza F como la proporción de la velocidad v por el coeficiente c también conocido como amortiguación viscosa o amortiguación de Coulomb. Si volvemos a plantear el equilibrio de fuerzas obtenemos la siguiente ecuación:

$$F = F_{ext} - kx - c \frac{dx}{dt} = m \frac{d^2x}{dt^2} \quad [\text{Ec.3}]$$

Cuando no existen fuerzas exteriores actuantes ($F_{ext} = 0$), la fórmula del movimiento puede ser reescrita como:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\xi\omega_0 \frac{dx}{dt} + \omega_0^2 x = 0 \quad [\text{Ec.4}]$$

Obteniendo la ecuación que gobierna el movimiento de un sistema simple amortiguado, donde $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ es la frecuencia angular del oscilador y $\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$ el coeficiente de amortiguamiento. Si consideramos la ecuación 3, sujeta a la aceleración del suelo $\frac{d^2x}{dt^2}g(t)$ y dividimos esta ecuación por la masa obtenemos:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\xi\omega_0 \frac{dx}{dt} + \omega_0^2 x = \frac{d^2x}{dt^2}g(t) \quad [\text{Ec.5}]$$

De donde podemos concluir que, para una $\frac{d^2x}{dt^2}g(t)$ o aceleración dada, la respuesta o posición $x(t)$ tan solo depende de la frecuencia angular del oscilador (o del periodo del sistema T , ya que $\omega = \frac{2\pi}{T}$) y del amortiguamiento.

Debido a que la aceleración del suelo durante un sismo varía irregularmente no es posible solucionar analíticamente la ecuación del movimiento. Por lo tanto, es necesario el empleo de métodos numéricos para determinar la respuesta estructural. Veamos cómo.

2.2 Aceleración sísmica y aceleración pico del suelo (PGA)

La aceleración sísmica se define como la medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del terreno durante un terremoto. Normalmente, la unidad de aceleración utilizada es la intensidad del campo gravitatorio ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$), por lo que se habla siempre de valores decimales o porcentaje de g . En geofísica también se utiliza el *Galileo* o 1 Gal que equivale a $0,01 \text{ m/s}^2$.

Es la medida de un terremoto más utilizada en ingeniería y el valor de diseño establecido en las normativas sísmicas, permitiendo diferenciar, a su vez, las zonas de riesgo sísmico. Durante un terremoto, el daño en las estructuras está íntimamente relacionado con la velocidad y la aceleración sísmica, no con la magnitud del sismo. Así, tal como ya apuntó Bruce A. Bolt [6], la aceleración es un indicador preciso del daño en terremotos moderados, mientras que la velocidad sísmica adquiere mayor importancia en caso de terremotos más severos.

Sin embargo, el valor más usado en aplicaciones estructurales es la aceleración pico de suelo o PGA (siglas en inglés de *peak ground acceleration*). Este valor es igual a la máxima aceleración del suelo durante un terremoto o, lo que es lo mismo, la amplitud de la mayor aceleración (en valor absoluto) obtenida de un acelerograma durante un terremoto determinado, siendo muchas veces considerado como el valor de diseño frente a terremotos (es el valor que aparece en los mapas o zonificaciones de riesgo sísmico que recogen las distintas normas considerando una probabilidad de excedencia o periodo de retorno).

2.3 Espectro de respuesta

Una vez definidos los conceptos previos, ya podemos hablar del *espectro de respuesta* como resolución a la ecuación del movimiento amortiguado descrito anteriormente. Dicho espectro es el valor que se utiliza en los cálculos de diseño sísmico para medir la reacción de una estructura ante la vibración del terreno sobre la que está construida.

Si bien existen distintos tipos de espectros de respuesta en función de la reacción que se quiera comparar (como velocidad o deformación), el más habitual para los cálculos sísmicos es el *espectro elástico de respuesta*, relacionado con la aceleración. Se denomina así debido a que lo que mide es el comportamiento o *respuesta* de la estructura a las acciones que son inducidas exteriormente por el terremoto.

Considerando una estructura perfectamente rígida, podríamos concluir que, en caso de sufrir una vibración por efecto de un sismo, se vería afectada por el mismo valor de vibración que la transmitida por el terreno. Esta situación dista mucho de ser real, ya que todas las estructuras tienen cierto grado de elasticidad, por lo que la vibración de la estructura no coincide con la del terreno y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de suelo y estructura son diferentes.

El espectro elástico de respuesta determina el valor absoluto de la aceleración máxima de vibración con el que se debe diseñar la estructura y tiene, por lo tanto, unidades de aceleración.

Así, el espectro depende de dos factores fundamentales:

- La aceleración de la vibración que transmite el terreno. Aun siendo diferentes las vibraciones entre terreno y estructura no se pueden considerar de forma independiente ya que el incremento de una conlleva el incremento de la otra, generalmente de forma lineal. Esta es la razón por la que en muchas ocasiones el *espectro elástico de respuesta* no sea mostrado como una aceleración sino como el cociente entre el espectro de respuesta en si y la aceleración del terreno originada por el sismo.
- El periodo de oscilación de la estructura. Cada estructura tiene su propio periodo de vibración en función de sus grados de libertad, pudiendo tener distintos valores. La resolución del sistema matricial resultante determina los valores propios de la misma, ya que las matrices resultantes son simétricas y positivas (existe abundante bibliografía que profundiza en el desarrollo algebraico del problema pero que, por quedar fuera del campo de este trabajo, no abordaremos con mayor detalle, recomendándose especialmente la “*Dinámica de estructuras*” de Chopra [7]). Así, para estructuras muy rígidas tenemos periodos muy cortos de vibración, de manera que la oscilación de la estructura se asemeja mucho a la del terreno. En cambio, en periodos mucho más largos, la vibración es mucho más lenta que la del terreno, lo que determina que la estructura se independice y el espectro elástico de respuesta sea muy reducido. Los mayores valores de espectro elásticos se dan para periodos de oscilación intermedios, en torno a 0,3 a 0,6 segundos.

Además de estos factores también afectan, aunque en menor grado, el tipo de suelo sobre el que se cimienta la estructura o el índice de amortiguamiento de la misma. Hablemos ahora de este último como característica estructural, según hemos planteado anteriormente en la ecuación de movimiento oscilatorio.

El amortiguamiento influye en la respuesta sísmica porque hace decrecer el movimiento oscilatorio y se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico (ξ). Este último es aquel que provoca que el movimiento resultante decrezca exponencialmente con el tiempo hasta hacerse cero.

Las estructuras pueden disipar energía a través de mecanismos de fricción y deslizamiento de las partes estructurales, por radiación de energía de la estructura al suelo o por la producción de ruido. Cuanto mayor es la energía disipada por medio de deformaciones plásticas, menor es la energía disipada por el amortiguamiento. Esto significa que, a medida que un evento sísmico provoca mayores deformaciones en la estructura y esta responde mediante la formación de rótulas plásticas, el amortiguamiento va disminuyendo. Es lógico suponer que, cuando la estructura incursiona en el rango inelástico y se va degradando su rigidez, las partículas que componen las secciones, que ya están agrietándose progresivamente, contribuyen menos al fenómeno. Dicho de otra forma, la degradación de la rigidez provoca la pérdida de resistencia y de amortiguamiento.

La magnitud de la disminución de estos efectos es difícil de cuantificar con precisión y, además, aun entrando en la no linealidad, no es significativa, por lo que la mayoría de los reglamentos indican aproximadamente un amortiguamiento igual al 5% del crítico. A pesar de que este valor puede invitar a quitarle relevancia al fenómeno, debemos ser conscientes de la importancia del

mismo. Por un lado, evita la resonancia (entendida esta como amplificación del efecto sísmico debido a la cercanía de periodos o frecuencias propias de la estructura y los del mecanismo perturbador). Por otro, en estructuras de alto valor de frecuencia (por lo tanto, rígidas y con bajos periodos), su participación es fundamental.

A continuación (Figura 10) se mostrarán algunos ejemplos de espectros de diseño de la normativa sísmica de referencia en Chile para un amortiguamiento del 5% o $\xi = 0,05$. Se tomará como referencia un valor de A_0 igual a 0,4g, correspondiente a la zona de mayor exigencia sísmica de diseño, así como distintos tipos de suelos para poder observar las diferencias entre los espectros elásticos de diseño resultantes.

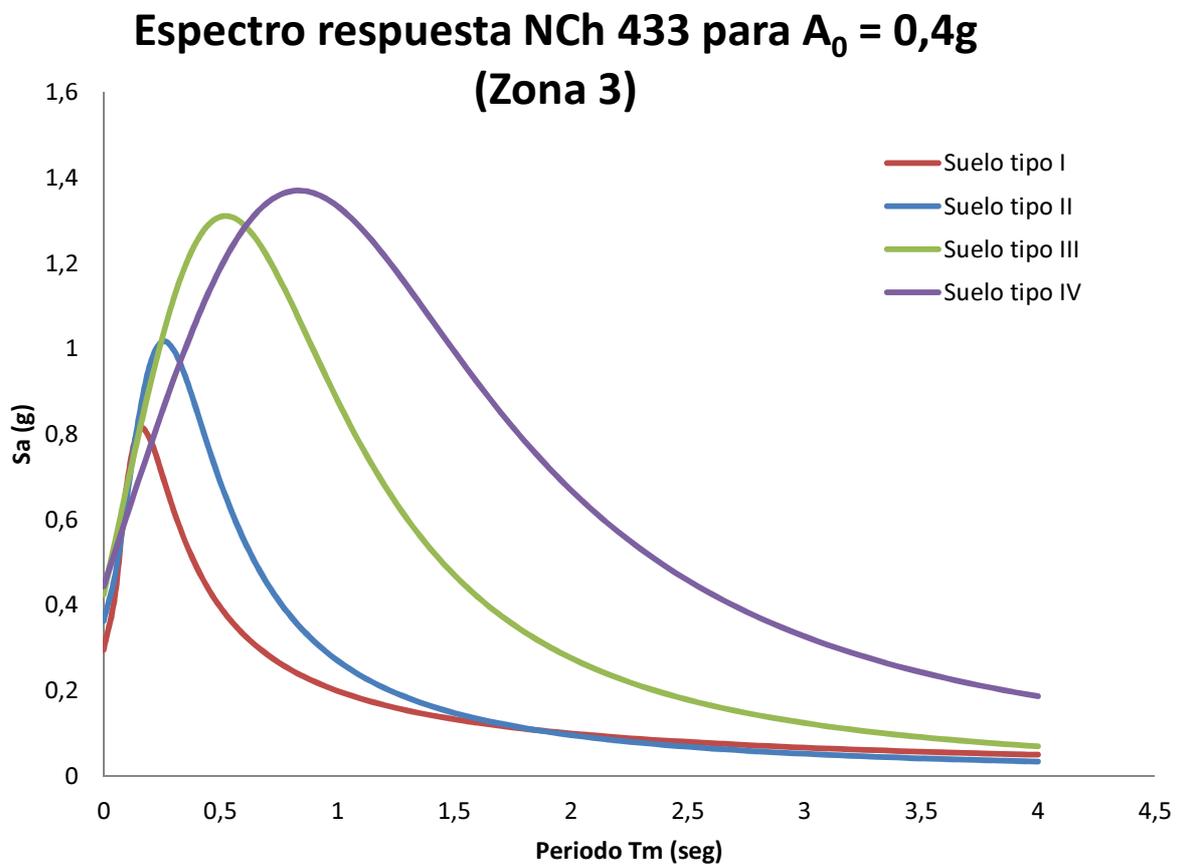


Figura 10. Espectros de respuesta según norma chilena NCh433 para distintos suelos y $A_0 = 0.4g$.
Fuente: Propia

En el próximo capítulo se analizarán en profundidad las particularidades de la normativa sísmica chilena, definiendo todos los criterios relevantes a tener en cuenta. Con esta figura tan solo se pretende dar una muestra gráfica del tipo de resultados que reportan las ecuaciones planteadas para describir los espectros de diseño.

2.4 Carga sísmica

La *carga sísmica* permite definir las acciones que un sismo provoca sobre la estructura y que, a su vez, deben ser soportadas por esta. Para el diseño de las estructuras se utilizan cargas equivalentes, habitualmente consideradas de dos modos distintos:

- Fuerzas estáticas equivalentes: se determina un sistema de fuerzas equivalentes aplicado directamente sobre el centro de gravedad de la estructura. Es el método más sencillo.
- Consideraciones energéticas: se establece sobre la estructuras una transmisión de energía equivalente a soportar un sismo. Es un método más complejo, pero permite el cálculo de sistemas estructurales y tipos de sismo cuyo comportamiento no se adecúa bien a sistemas de fuerzas estáticas.

2.5 Potencial destructivo

Todos los parámetros definidos anteriormente representan la energía e intensidad de un movimiento sísmico y pueden ser obtenidos, como ya hemos visto, de diferentes formas numéricas. De esta manera, los sismos son caracterizados cuantitativamente y se puede relacionar la caracterización del fenómeno con el comportamiento estructural.

Se han visto parámetros concernientes al movimiento, como el PGA, o el espectro de respuesta, que permite identificar y representar la respuesta estructural. Otro parámetro a tener en cuenta es el *Potencial Destructivo* (P_D), que considera el contenido de frecuencia y representa la capacidad destructora del terremoto.

El Potencial Destructivo definido por Araya y Saragoni, 1984 [8], permite evaluar la capacidad destructora de un evento sísmico, pudiendo distinguir entre un sismo que realmente es capaz de producir daño y otro que no lo es, independientemente de en qué lugar del mundo nos encontremos.

Antes de analizar la expresión que lo define es necesario hacer referencia a otro concepto: la *Intensidad de Arias* (I_A), definida por el mismo en 1970 [9] y que refleja la energía total contenida en el registro de aceleraciones y se relaciona con la capacidad de los movimientos sísmicos de producir daño en las estructuras. Representa la suma de energía disipada por unidad de masa por un conjunto de osciladores elásticos amortiguados de un grado de libertad cuyas frecuencias están uniformemente distribuidas en todo el rango de frecuencias, entre 0 e infinito. Su expresión es la siguiente:

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_{t_0}^{t_0+D} a(t)^2 dt \quad [\text{Ec.6}]$$

Donde I_A es la Intensidad de Arias; g la aceleración de la gravedad; t_0 es el tiempo inicial del registro de aceleraciones; D la duración del registro de aceleraciones y $a(t)$ el registro de aceleraciones.

A continuación, la expresión que define el *Potencial Destructivo*:

$$P_D = \frac{I_A}{v_0^2} \quad [\text{Ec.7}]$$

Donde P_D es el Potencial Destructivo, I_A es la Intensidad de Arias y v_0 es la intensidad de cruces por cero o intersecciones con el eje de abscisas. De esta forma, la ecuación Ec. 7 considera la aceleración máxima del suelo, la duración del movimiento fuerte y el contenido de frecuencia, obtenido mediante v_0 , que se calcula directamente del registro de aceleraciones contabilizando la cantidad de veces que se interseca el eje o se “pasa por cero” por el tiempo total transcurrido.

Diversos estudios e investigaciones han puesto en evidencia que este parámetro resulta estar bastante bien correlacionado con los daños observados y con las intensidades sísmicas equivalentes. Este es el parámetro más completo y el que mejor se ajusta a los daños observados según Orosco y Alfaro, 2008 [10].

Capítulo 3: Normativa sísmica: estado del conocimiento y criterios de diseño.

3.1 Introducción: el INN como organismo normalizador

La elaboración del conjunto de normas chilenas, también conocidas como *NCh*, depende del Instituto Nacional de Normalización (INN) [11], creado en el año 1973 como organismo técnico en materia de la infraestructura de la calidad. El INN es continuador legal del Instituto Nacional de Investigaciones Tecnológicas y Normalización (Inditecnor), creado en 1944.

El INN representa a Chile en los distintos organismos y foros internacionales, siendo uno de los 25 países fundadores de la International Organization for Standardizations (ISO), organismo del cual es parte de manera ininterrumpida desde su fundación en el año 1947. Además, es miembro fundador de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas (Copant) desde 1969 y miembro del Acuerdo Mercosur de Normas (AMN).

En el ámbito de la acreditación, es miembro pleno del Foro Internacional de Acreditación (IAF) desde el año 2013 y miembro signatario de los Acuerdos de Reconocimiento Mutuo (MLA de IAF) para organismos de certificación de sistemas de gestión de calidad y de medio ambiente (ISO 9000 e ISO 14000) desde 2010.

La elaboración de normas por parte del INN depende de la *División de Normas* del organismo, siendo responsable de la redacción el *Comité Técnico* correspondiente. De entre las normas chilenas más importantes en el ámbito de la construcción destacan las siguientes:

- NCh127, “*Hormigón Armado - Requisitos generales*”
- NCh203, “*Acero para uso estructural*”
- NCh204 – 205, “*Acero en barras para uso en hormigón armado*”
- NCh427, “*Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero*”
- NCh430, “*Hormigón Armado - Requisitos de diseño y cálculo*”
- NCh1537 “*Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso*”

3.2 Normativa sísmica chilena en 2010

Chile tiene una gran influencia de las distintas normativas americanas (ACI, ASTM y AASHTO) en sus normas nacionales, dándose la circunstancia de que, en muchos casos, las normas locales son una adaptación de la normativa norteamericana correspondiente. Esto se explica tanto por el aislamiento geográfico como por la situación política vivida durante los años de la dictadura del general Pinochet.

En lo que se refiere a las normas sísmicas y debido a las solicitaciones excepcionales que se llegan a registrar, Chile es uno de los países más avanzados del mundo en cuanto a exigencias de diseño sísmico. Durante los últimos 450 años se tiene constancia de, por lo menos, 38 terremotos de más de 7,5 grados y 17 tsunamis. Tan solo en el siglo XX se produjo, de media, un terremoto superior a 7,5 M_w cada 7 años (Madariaga [12]).

No es de extrañar que, debido a esas condiciones tan extremas, Chile haya desarrollado una normativa muy específica en cuanto a requerimientos sísmicos. Enumeremos las normas más importantes que estaban vigentes en 2010:

- NCh433. Of1996, “*Diseño sísmico de edificios*” [13]
- NCh2369. Of2003, “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*” [14]
- NCh2745. Of2003, “*Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*”

Como puede observarse, no existe en esta relación una normativa específica para puentes. En este caso, los requerimientos de diseño para este tipo de estructuras vienen fijados en el “*Volumen 3. Manual de Carreteras – Instrucciones y criterios de diseño*” [15], en particular, en el “*Capítulo 3.1000 Puentes y estructuras afines*”. Veamos con mayor detalle las particularidades de las normas de edificación y las de las recomendaciones específicas para puentes.

3.2.1 Normas sísmicas para edificación

La norma NCh, en su artículo primero, excluye del alcance de la misma a las obras civiles (puentes, presas, túneles, acueductos, muelles y canales), así como a los edificios e instalaciones industriales. La filosofía de diseño de la norma considera como factor determinante la protección de la vida y está orientada a lograr estructuras que resistan de distinta forma en función de la intensidad de los terremotos.

Así, considera que las estructuras no deben presentar daños frente a movimientos sísmicos de intensidad moderada; pueden presentar daños limitados en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad y se permite la aparición de daños aunque se debe evitar el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Se señala explícitamente que la conformidad con sus disposiciones no asegura, en todos los casos, el cumplimiento de los objetivos antes mencionados. Tal y como indica Guendelman [16],

es importante que no se olvide que, frente al potencial devastador de un terremoto, no siempre se puede evitar que “las cosas se caigan”.

Asimismo, destaca que, a pesar de evitar daños estructurales, a veces quedan al margen los elementos no estructurales, que también pueden actuar como caja de amplificación del pánico. De ahí la importancia de reducir los fallos en elementos no estructurales. En esa línea, la norma NCh2369. Of2003, amplía la filosofía de la anterior, al incluir la protección de los contenidos asegurando la continuidad de la operación.

3.2.1.1 Parámetros de diseño

Para dar cumplimiento a los objetivos indicados, la norma NCh433 define una serie de parámetros, tales como la zonificación sísmica, las tipologías de suelos, la clasificación de los edificios en función de su importancia y el coeficiente sísmico. En la Figura 11 se muestran los valores expresados en la norma mediante los cuales se define el espectro de diseño para cada estructura.

Tabla 6.1 - Valor del coeficiente I

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva A_e

Zona sísmica	A_e
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	T_{os}	T^*	n	p
I	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
II	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
III	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
IV	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0

Tabla 6.4 - Valores máximos del coeficiente sísmico C

R	$C_{máx.}$
2	$0,90 SA_e / g$
3	$0,60 SA_e / g$
4	$0,55 SA_e / g$
5,5	$0,40 SA_e / g$
6	$0,35 SA_e / g$
7	$0,35 SA_e / g$

Figura 11. Tablas de parámetros de la norma NCh433. Fuente: NCh433

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

Las tres zonas sísmicas que se distinguen en el artículo 4.1 de la norma se basan en una división del país en tres franjas verticales, con sentido de identificación decreciente desde el Pacífico, la zona potencialmente de mayor riesgo, hasta la zona delimitada al este por la cordillera de Los Andes, tal y como se muestra en la Figura 12. Para las regiones IV a la IX, así como para la región Metropolitana, se establece una zonificación basada en la división política por comunas, tal y como se indica en la tabla 4.1 de la propia norma. En función de dicha zonificación obtenemos los valores de A_0 (aceleración efectiva máxima) 0,2; 0,3 y 0,4 g, correspondientes a las zonas 1, 2 y 3.

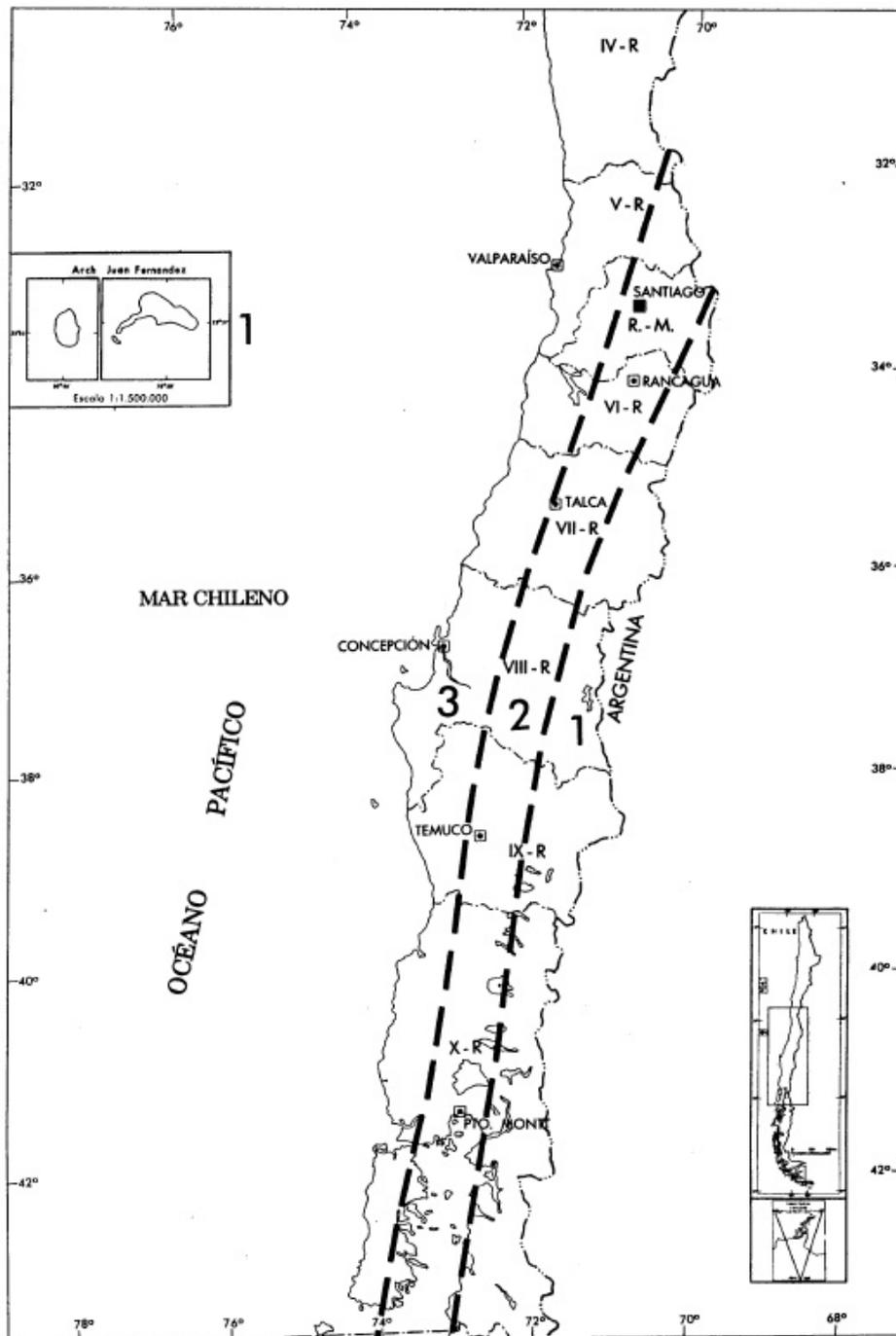


Figura 12. Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana. Fuente: NCh433

La clasificación de edificios y estructuras se divide en 4 subgrupos. A cada uno de ellos se le asigna un valor de I (o *coeficiente relativo de importancia, uso y riesgo de falla del edificio*) en función de las siguientes categorías:

- Categoría A: edificios gubernamentales, de servicios y utilidad pública (cuarteles de policía, centrales eléctricas, centros de telecomunicaciones, etc.), así como aquellos de especial importancia en el caso de catástrofes (hospitales, parques de bomberos, estaciones terminales).
- Categoría B: edificios cuyo contenido es de gran valor (bibliotecas, museos, etc.) y aquellos en los que existe aglomeración frecuente de gente.
- Categoría C: edificios destinados a la habitación privada o al uso público y que no pertenezcan a la categoría A o B, y edificios cuya falla pueda poner en peligro a edificios de las categorías A, B o C.
- Categoría D: construcciones aisladas o provisionales no destinadas a la habitación.

En cuanto a los efectos del suelo de la cimentación en la estructura, se identifican una serie de parámetros tales como: S , T_0 y T' medidos en segundos, n o p (o *parámetros que dependen directamente del tipo de suelo*). Los suelos quedan clasificados de la siguiente forma:

- Tipo I: roca natural; material con velocidad de propagación de ondas de corte superior a 900 m/s; o resistencia de compresión uniaxial de 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
- Tipo II: suelo con velocidad de propagación mayor a 400 m/s; gravas densas (densidad seca igual o mayor a 20 kN/m³ o Proctor Modificado superior al 95%); arenas densas (Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 o Proctor Modificado superior al 95%) o suelo cohesivo duro (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa). El espesor mínimo del sustrato deberá ser superior a 20 m para todos los casos.
- Tipo III: arenas permanentes no saturadas (N mayor que 20); grava o arena no saturada con grado de Proctor Modificado inferior al 95%; suelo cohesivo con valores de q_u entre 0,025 y 0,10 MPa; arenas saturadas con N comprendido entre 20 y 40. El espesor mínimo del sustrato deberá ser siempre superior a 10 m.
- Tipo IV: suelo cohesivo saturado con q_u menor que 0,05 MPa siendo el espesor mínimo del estrato superior a 10 m.

La norma excluye específicamente de esta clasificación los suelos parcialmente licuables y los suelos susceptibles de densificación por vibración, así como los terrenos que no presenten una topografía y estratificación horizontal. Para todos estos casos la norma requiere de un estudio especial.

El último valor que aparece en la tabla de la Figura 12 es la C o *coeficiente sísmico*. Este coeficiente viene condicionado por el valor de R o factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático) o R_0 (para el análisis modal espectral).

El factor de modificación de respuesta R_0 (o R) se establece en función del material y del sistema estructural, diferenciando entre pórticos y muros o sistemas arriostrados y especificando distintos valores para acero, hormigón, madera o albañilería. Este factor pretende reflejar las características de absorción y disipación de la energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos estructurales.

3.2.1.2 Métodos de análisis

Una vez definidos todos los parámetros podemos pasar a estudiar los métodos de análisis propuestos. La norma NCh433 propone dos principalmente: el *análisis estático* y el *análisis modal espectral*.

Asimismo, en el artículo 5, la norma indica que, para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica, se debe considerar el comportamiento lineal y estático de la estructura. Sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales debe hacerse por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, pudiendo ser por *tensiones admisible* (las cargas permanentes, las sobrecargas y las acciones de sismo, mayoradas por 1) o bien por el *método de factores de carga y resistencia* (acciones permanentes, sobrecargas de uso y sismo mayoradas por 1,4).

- Análisis estático

Este método solo puede ser usado para el análisis sísmico de las estructuras tipo C y D ubicadas en la zona 1; para edificios de menos de 5 plantas y alturas no superiores a 20 m; o edificios de 6 a 15 plantas pero que satisfagan en todas las direcciones las condiciones impuestas en el artículo 6.2.1 de la norma.

Consiste en asimilar un sistema de fuerzas sobre la estructura. Se calcula siguiendo los procedimientos de la estática, aplicando dicho sistema sobre los centros de gravedad de la estructura. La fuerza actuante que simula el esfuerzo sísmico o Q_0 (esfuerzo de corte basal) viene definido por la siguiente ecuación:

$$Q_0 = CIP \quad [\text{Ec.8}]$$

Siendo estos coeficientes:

C : el coeficiente sísmico

I : el coeficiente de importancia relativo al edificio

P : el peso del edificio sobre el nivel del terreno

Para obtener el valor del coeficiente sísmico C se emplea la siguiente expresión:

$$C = \frac{2,75 A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad [\text{Ec.9}]$$

Dónde:

n, T' : parámetros relativos al tipo de suelo de cimentación (tabla 6.3 de la Figura 9)

A_0 : aceleración efectiva máxima en función de la zona sísmica del país

R : factor de reducción

T^* : periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis

Se puede observar que el valor de C viene determinado por 4 factores, dos son siempre propios de la estructura (T^* y R) y los otros dos son propios del fenómeno (T' y A_0). Analizando como afectan estos parámetros al valor de C y, por tanto, al valor de la carga sísmica de diseño, es fácil concluir que a mayores valores de A_0 y de T' el valor de C aumenta y, en consecuencia, la carga sísmica será mayor. En cambio, a mayores valores de T^* y R , el valor de la carga sísmica será menor.

Analicemos con más detenimiento esta última observación. Así, cuanto mayor sea el valor de T^* y, por tanto, el periodo de la estructura, más flexible será la misma, más se desplazara y menor será la carga sísmica de diseño a aplicar.

Citemos a continuación los 5 factores que influyen en el valor del parámetro R :

- Debido al rozamiento se logra disipar energía gracias al calentamiento. A pesar de que la disipación causa rotura, si no existe desplazamiento o descabalgamiento se podrá reparar.
- Considerando la sobrerresistencia de los materiales. La sobrecapacidad de los mismos, llevados a la plastificación, nos permite una deformación superior pero que no será reparable.
- La interacción suelo-estructura. Es función de la cohesión del suelo. Disipa mucha energía por compactación del terreno pero puede llegar a dejar la estructura inservible.
- La redundancia o disponibilidad de más sistemas resistentes mediante la repetición de elementos, como, por ejemplo, el grado de hiperestatismo de la estructura.
- La ductilidad (μ) como relación entre el desplazamiento o giro final o máximo de la estructura y el desplazamiento o giro último obtenido en el diseño de la misma. Dado que el valor de cálculo que obtenemos para la flecha o deformación elástica es muy inferior al que se produce antes del colapso, por infravaloración de la capacidad de los materiales, el valor de μ es muy superior a 1 y determina principalmente el valor de R , por lo que, a mayor ductilidad, mayor capacidad de deformación y menor fuerza sísmica de diseño.

Esta es una consideración esencial, pues fue una de las razones principales de las fallas en muchas estructuras afectadas por el terremoto, ya que, al permitirse grandes deformaciones de las estructuras gracias a su diseño dúctil por la formación de las consiguientes rótulas plásticas, no se tuvieron en suficiente consideración los posibles fenómenos de descabalgamiento de las estructuras por excesivo recorrido o desplazamiento de las mismas.

- Análisis modal espectral

Este método viene prescrito, de acuerdo con la norma chilena, para aquellas estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, es decir, con amortiguamientos modales del orden del 5% del amortiguamiento crítico.

De forma previa se deben determinar los periodos naturales, los modos de vibrar y definir las masas equivalentes para cada modo n . Se deben incluir en el análisis todos los modos normales, ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*} \quad [\text{Ec.10}]$$

en la que los todos los valores ya han sido definidos a excepción de α o factor de amplificación, que se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1+4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad [\text{Ec.11}]$$

en la que T_n es el periodo de vibración del modo n y T_0 , p son parámetros relativos al suelo de la cimentación y vienen determinados por la tabla 6.3 de la Figura 11. En cuanto al parámetro R^* o factor de reducción, viene determinado por parámetros ya conocidos:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad [\text{Ec.12}]$$

A su vez, la norma indica que los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de cada elemento deben calcularse para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar.

3.2.2 Normativa sísmica para puentes

A diferencia de lo que sucede en edificación, no puede decirse que exista una normativa sísmica específica para los puentes. En todo lo referente a la ingeniería vial, el documento de carácter normativo que sirve de guía es el “*Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad*”. En él se fijan los criterios, procedimientos y métodos que indican las condiciones a cumplir por los proyectos viales.

El Manual está estructurado en nueve volúmenes, de acuerdo con las diferentes etapas y/o especialidades involucradas; son los siguientes:

- Volumen N°1: Planificación, Evaluación y Desarrollo Vial
- Volumen N°2: Procedimientos de Estudios Viales
- Volumen N°3: Instrucciones y Criterios de Diseño
- Volumen N°4: Planos de Obras Tipo
- Volumen N°5: Especificaciones Técnicas Generales de Construcción
- Volumen N°6: Seguridad Vial
- Volumen N°7: Mantenimiento Vial
- Volumen N°8: Especificaciones y Métodos de Muestreo, Ensaye y Control
- Volumen N°9: Estudio y Criterios Ambientales en Proyectos Viales

Es el volumen tercero el que fija los criterios de diseño de las carreteras y caminos así como también el de todas las estructuras empleadas en este tipo de proyectos, donde encontramos el “*Capítulo 3.1000 PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES*”.

Este capítulo, como bien indica el Manual en los objetivos y alcance del mismo, fija como normativa propuesta para el diseño de los puentes, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas peatonales y estructuras de contención de tierras la AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges” americana [17]. A dicha norma se le han aplicado todas las modificaciones y complementos necesarios para adaptarla a la experiencia chilena en cuanto a las particularidades de los materiales, de los suelos, de los ríos y de las características sísmicas de Chile.

Como alternativa a la citada norma, la Dirección de Vialidad chilena permite la aplicación de la norma “AASHTO LRFD Bridges Design Specifications” [18] en el diseño y proyecto de puentes, exigiéndose que sea usada una única norma para el diseño completo de la estructura, así como de todos los elementos relacionados.

En lo que respecta al diseño sísmico, la “*Sección 3.1004 Diseño Sísmico*” es la que fija dichos criterios. Ya en la introducción de dicha sección se establecen las recomendaciones de diseño sísmico de puentes, viaductos, etc., con tramos de luces libres no mayores de 70 m (estructuras que la propia norma define como *menores* y *medias*) para así evitar el daño sísmico.

Este hecho se explica fácilmente por la orografía chilena, con ríos de recorrido corto, poco caudalosos, de forma irregular y con morfología mucho más torrencial, permitiéndose salvar sus cauces con estructuras de pocos vanos, muchas veces con vano único, y con longitudes no mayores de los 30 o 40 m por norma general (situación recogida por la propia norma en su introducción).

Los movimientos sísmicos y las fuerzas sísmicas indicadas en la sección están basadas en una probabilidad de no excedencia del 90% durante la vida útil de un puente o pasarela estimada en 50 años, lo que es equivalente a un periodo de retorno medio de 475 años (igual al considerado en la AASHTO 2002). Es importante destacar que, tal y como comenta la propia norma, los niveles de fuerzas elásticas tienen una probabilidad de no excedencia de 90% para una vida útil de 50 años. Sin embargo, los niveles de fuerzas elásticas de diseño por sí solas no determinan el riesgo sísmico. El riesgo se ve influenciado también por las prácticas de diseño y procedimientos de análisis considerados.

La norma permite que los puentes y sus componentes, que son diseñados para resistir estas fuerzas y que son construidos de acuerdo a las especificaciones que fija la misma, puedan sufrir daño, pero tengan una muy baja probabilidad de colapsar debido a la acción sísmica. Como objetivo, se busca que el conjunto de normas de diseño logre estructuras que:

- a) Resistan sin daño, en el rango elástico, movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c) Aunque presenten daños, eviten su colapso total o parcial durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Dentro de lo posible, el daño que ocurriera debería presentarse en zonas en que pueda ser detectado rápidamente y de fácil acceso para su inspección y reparación. El riesgo para la vida humana en estos casos debería ser mínimo, no aceptándose como principio general.

Esta mentalidad en la limitación del daño está perfectamente alineada con la planteada en la NCh433, tal y como ha quedado reflejado anteriormente. Dicha concurrencia de criterios no es casual, ya que el propio Manual fija tres categorías de comportamiento sísmico (CCS) en base a la aceleración efectiva máxima del suelo A_0 del lugar (con idéntica zonificación que en la NCh433) y a un coeficiente de importancia del puente (CI).

Este coeficiente depende de un criterio de línea vital para el conjunto puente-camino. Como consecuencia de ello un puente con carácter de esencial deberá funcionar durante y después de un terremoto. La definición de un puente como esencial depende de aspectos económicos, sociales, de mitigación del desastre sísmico y de defensa (CI tipo I). Al coeficiente de importancia, para el caso de los puentes esenciales, así como para el resto de estructuras (CI tipo II), le corresponden dos valores de K_1 , tales como 1,0 y 0,8.

Otro parámetro que define la norma de carreteras de la misma forma que la NCh433 es el Coeficiente del Suelo (S), con idénticos tipos de suelo y valores de coeficiente correspondientes.

Todas estas disposiciones, tal y como indica la norma, están inspiradas en el satisfactorio comportamiento que tuvieron los puentes diseñados según la práctica chilena durante el terremoto de carácter subductivo de la zona central de Chile del 3 de marzo de 1985 y 8,0 M_w . Es a partir de este terremoto de 1985 o terremoto de Valparaíso [19], que se elaboraron o adaptaron la mayoría de normas sísmicas chilenas (así como sus espectros de diseño, coeficientes, etc.) que estaban vigentes el 27 de febrero de 2010. Veamos a continuación los métodos de análisis propuestos por el Manual de Carreteras.

3.2.2.1 Métodos de análisis

Para determinar las cargas sísmicas que deben utilizarse en el análisis elástico de los efectos sísmicos se describen a continuación cinco métodos:

- Método del Coeficiente Sísmico
- Método del Coeficiente Sísmico modificado por la respuesta Estructural
- Método Modal Espectral
- Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico
- Método de Análisis Lineal o no-Lineal en el Tiempo

Los dos primeros métodos consideran coeficientes de respuesta sísmica y el tercero, un análisis modal espectral basado en un espectro de aceleración de diseño. Los dos últimos son métodos más rigurosos de análisis, que pueden ser requeridos por la Dirección de Vialidad para puentes que se consideren estructuras críticas, para estructuras de geometría complejas o próximas a fallas geológicas activas superficiales.

Asimismo, los tres primeros métodos consideran el cálculo de la superestructura e infraestructura pero sin incluir los estribos, los cuales se consideran a estos efectos solo como apoyos. Los métodos de análisis consideran que la superestructura es libre de vibrar sísmicamente sobre los apoyos elastoméricos o similares de los estribos, sin restricciones significativas para los desplazamientos horizontales, considerando para esto las juntas de expansión adecuadas.

- Método del Coeficiente Sísmico

Este método se aplica en pasarelas, pasos a distinto nivel y puentes simplemente apoyados de hasta dos tramos, con luces libres que no superan los 70 metros y en los que la diferencia de cotas entre la base de apoyo de la superestructura y la base de la cimentación no superan los 12 m de altura.

El coeficiente sísmico horizontal de diseño K_h se obtiene de la siguiente fórmula, siempre con un valor no inferior a 0,10.

$$K_h = K_1 \cdot S \cdot \frac{A_0}{2g} \geq 0,10 \quad [\text{Ec.13}]$$

Donde el K_1 o coeficiente de importancia varía según el CI del puente; la S y la A_0 , parámetros de los que ya hemos hablado brevemente y definidos en el propio manual con los mismos valores ya determinados en el NCh433. Los valores de los factores de modificación de respuesta (R) son todos iguales a 1.

Este análisis deberá hacerse de manera independiente para dos direcciones ortogonales, quedando fijadas por la propia norma como la longitudinal y transversal de la estructura.

- Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural

Este método es aplicable a puentes simplemente apoyados de más de dos vanos y puentes continuos, con luces libres que no superan los 70 metros y en los que la diferencia de cotas entre la base de apoyo de los tableros y la cota inferior de las cimentaciones no puede superar los 25 metros.

El coeficiente sísmico o $K_h(T_n)$ viene definido por las siguientes expresiones, donde S , K_1 y A_0 son valores ya definidos y los coeficientes T_1 y K_2 vienen fijados por el código en función del tipo de suelo.

$$K_h(T_n) = \begin{cases} 1,5 \cdot K_1 \cdot S \cdot \frac{A_0}{g} & T_n \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot T_n^{2/3}} & T_1 < T_n \end{cases} \quad [\text{Ec.14}]$$

Los valores para T_1 y K_2 se fijan entre los 0,20 y los 1,10 segundos para el primer parámetro y entre 0,513 y 1,598 para el segundo, siendo los valores menores los correspondientes a suelos tipo I y los mayores a suelos tipo II.

Para definir el periodo fundamental o T_n se emplean distintas fórmulas en función del sistema estructural. Así nos encontramos que, para puentes simplemente apoyados sobre pilas de hormigón, la fórmula es idéntica independientemente de la dirección. En cambio, para puentes continuos con estribos rígidos, se definen distintos valores del periodo fundamental, diferenciando entre dirección longitudinal y transversal. En todos los casos se considera que el puente puede estar cimentado de forma directa o mediante cimentación profunda. La propia norma indica que otra forma de obtener este valor es mediante métodos más exactos, como el Método de Rayleigh.

- Método Modal Espectral

El Manual de Carreteras prescribe este método para puentes altos simplemente apoyados y continuos, con tramos con luces libres no superiores a 70 metros y en los que la diferencia de cotas entre la base de apoyo de los tableros y el nivel de socavación considerado en el diseño no puede superar los 50 metros. Este método también se puede aplicar para todos aquellos casos definidos en los dos métodos anteriores, por lo que podemos decir que es el método más generalizado en cuanto a su uso.

El valor espectral de la aceleración absoluta correspondiente al modo "m", $S_a(T_m)$, se obtendrá del siguiente espectro de aceleración de diseño:

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1,5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 & T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{T_m^{2/3}} & T_1 < T_m \end{cases} \quad [\text{Ec.15}]$$

Donde T_m es el periodo del modo m, y los coeficientes T_1 , K_1 y K_2 ya han sido definidos previamente.

El *Manual* indica que para esta metodología, los desplazamientos, rotaciones y solicitaciones de cada elemento estructural deberán calcularse para cada dirección longitudinal y transversal del puente, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. Tanto la superposición de valores modales máximos como los coeficientes de acoplamiento modal vienen determinados por sus correspondientes expresiones, considerando un amortiguamiento del 5%. Asimismo, se establece que se analizarán todos los modos normales ordenados por sus frecuencias propias de forma creciente, de manera que la suma de masas equivalentes sea igual o mayor al 90% de la masa total, considerando cada una de las dos direcciones de análisis sísmico.

Veamos ahora el espectro de respuesta que se obtiene por este método para un puente ubicado en la zona sísmica II ($A_0 = 0,3 \cdot g$); con un coeficiente de importancia tipo I ($K_1 = 1$) y los valores de S , T_1 y K_2 correspondientes a cada tipo de suelo.

El resultado obtenido es el mostrado en la Figura 13, en la que comprobamos algo que ya se intuía en la ecuación 15: la eliminación de la rama creciente para los periodos más bajos (estructuras más rígidas). Este planteamiento no se encuentra contemplado en las normas sísmicas chilenas de edificación comentadas anteriormente.

Otro hecho que nos parece relevante y sobre el que haremos más hincapié es en la sustancial diferencia de respuesta para suelos de los tipos II y III. A modo de introducción, un primer análisis nos hace prever una sobreestimación de demanda para las estructuras ubicadas en suelos tipo III o un déficit de la misma para todos aquellos puentes ubicados sobre suelos del tipo II.

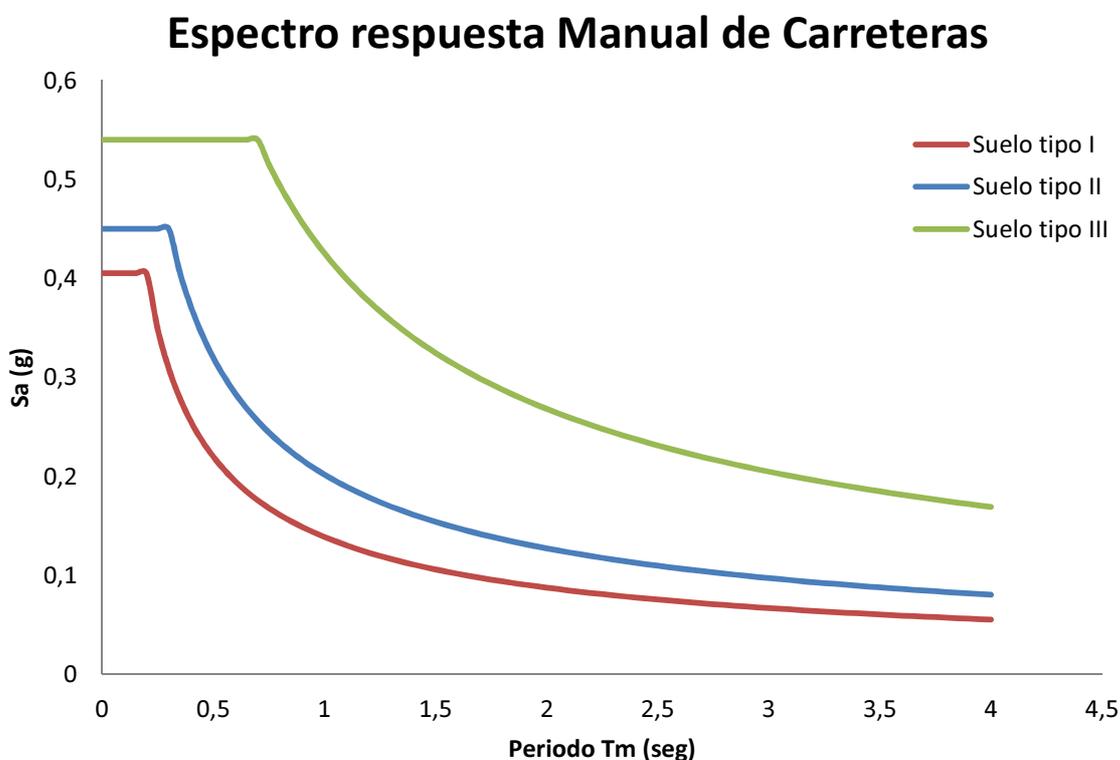


Figura 13. Espectro respuesta propuesto por el Manual de Carreteras para el método espectral en zona sísmica II. Fuente: Propia.

- Otros métodos

El Manual de carreteras también plantea, de forma muy escueta, otros dos métodos para el cálculo sísmico: el *Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico* y el *Método de Análisis Lineal o no-Lineal en el Tiempo*.

En ambos métodos, deja a criterio de la autoridad administrativa o *Dirección de Vialidad* la posibilidad de solicitar un análisis por alguno de estos métodos debido a la consideración de tratarse de un puente especial o bien por la presencia de aisladores o disipadores sísmicos.

En el primer método se deberá realizar un estudio de riesgo sísmico específico para el lugar de emplazamiento del puente. En el segundo, se podrán solicitar análisis sísmicos especiales en el tiempo, considerando acelerogramas artificiales *ad hoc* al riesgo sísmico y características del suelo del lugar de emplazamiento del puente. El análisis puede ser lineal o no-lineal, dependiendo del caso considerado.

3.2.2.2 Consideraciones adicionales en el diseño sísmico de puentes

En este apartado se describirán algunos elementos o cuestiones constructivas que están citadas en el Manual y que, por su importancia, como se comprobará posteriormente en el análisis de daños y sus causas, merecen ser desarrolladas a continuación. Veamos cuales son:

- Largo de apoyo mínimo

Con independencia de la categoría de comportamiento sísmico, todos los puentes deberán cumplir con los requerimientos que fijan la longitud de mínima de “culata” (distancia entre el eje de apoyo y final de viga). Dichos valores mínimos vienen definidos en función de la CCS y dependen de la longitud del tablero del puente, del ángulo de esviaje del mismo de la altura de las pilas y estribos sobre los que se asienten.

- Diafragmas o vigas travesaño

El Manual fija la obligatoriedad de disponer vigas travesaño a modo de unión entre los cabezales de las vigas para todos aquellos puentes que estén ubicados en la zona sísmica 3, debido a las elevadas aceleraciones, tanto horizontales como verticales, que se registran en esta zona.

Para el caso de vigas de hormigón prefabricado, tal y como prescribe el norma AASHTO, el Manual impone la obligatoriedad de disponer de diafragmas en los extremos de las vigas con sección doble T y vigas cajón, siempre que no se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y para mantener la sección geométrica del tablero. Para ello se exige un detallado análisis estructural que demuestre su adecuado comportamiento. No obstante, en los puentes emplazados en la zona sísmica 3, se mantiene la obligatoriedad de disponer de dichos diafragmas, tal y como se ha indicado anteriormente.

- Barras de anclaje

Este tipo de elementos de sujeción tienen por finalidad incrementar la carga vertical sobre los apoyos a fin de reducir la componente ascendente de la aceleración vertical y, así, reducir el efecto de pérdida de resistencia horizontal debida al rozamiento por parte de los elementos aparatos de apoyo.

El Manual fija que se deberán emplear barras de acero de 22 mm de diámetro o superior. Para su diseño se utiliza un coeficiente sísmico vertical ($K_v = A_v/2g$) actuando solamente la fuerza sísmica en sentido ascendente y despreciando la contribución de las cargas de peso propio. Estas barras deberán cumplir con las disposiciones de la normativa norteamericana (ASTM), permitiéndose el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420, siempre que se cumplan una serie de condiciones adicionales referentes a la resistencia real a la fluencia y la relación entre tensiones reales últimas de tracción y fluencia.

- Topes transversales

Los dinteles y pilas deberán considerar topes sísmicos transversales que restrinjan el desplazamiento de la superestructura en ese sentido, a fin de evitar un desplazamiento excesivo del tablero sobre las zonas de apoyo o cargaderos. La altura de los topes deberá ser igual o mayor a 30 cm.

Para el diseño de cada tope transversal se considerará un medio de la fuerza sísmica horizontal total que actúa en sentido transversal.

Se deberá dejar una holgura entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico más 5 cm. Los topes transversales deberán ser lo suficientemente dúctiles para así evitar la caída del tablero.

- Juntas sísmicas

Se fija también una distancia mínima para las juntas sísmicas o juntas de dilatación entre tableros. Este espaciamiento debe ser tal que garantice los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño.

El valor de dicha separación es la suma de los desplazamientos sísmicos de cada uno de los apoyos elastoméricos, expresados en centímetros, así como un múltiplo de la aceleración sísmica correspondiente a la zona en la que se ubica el puente.

- Aisladores sísmicos

En lo referente al uso de aisladores sísmicos como elementos de apoyo, el Manual indica que están regulados, tanto en el diseño como en los ensayos, por la "Guide Specifications For Seismic Isolation Design", de la AASHTO de 1999 [20].

- Tableros esviados

El fenómeno de la rotación en este tipo de tableros bajo los efectos de un sismo ha sido estudiado durante años por presentar una serie de efectos únicos asociados a la geometría de los tableros, así como a la interacción entre la flexión y la torsión de los mismos.

De la bibliografía existente cabe destacar a Chen y Penzien, en 1975; Liu, Rieles, Imbsen, Priestley y Seible, en 1990; o a los mismos Priestley, Seible y Calvi, en 1995. Asimismo, en 2004, Kawashima y Watanabe [21] presentaron un estudio en el que modelizaban el comportamiento de un puente cuyos tableros, al ser estar esviado, chocaban con el estribo, generándose una reacción contraria en los mismos que, al no pasar por el centro de gravedad del tablero, generaba una momento de rotación horizontal sobre el mismo, tal y como puede observarse en la Figura 14.

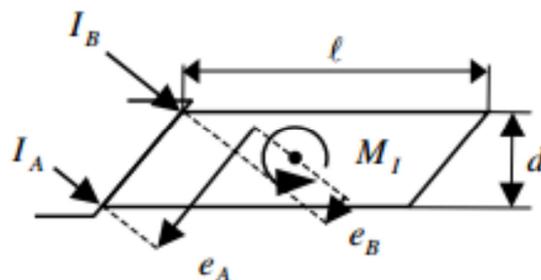


Figura 14. Momento rotacional debido al impacto entre tablero y estribo (I). Fuente: Watanabe et al.

Si la respuesta sísmica de la subestructura no es idéntica a la del tablero, se produce un desplazamiento relativo entre las subestructuras, lo que provoca una rotación sobre el tablero, tal y como se muestra en la Figura 15. Esta respuesta se produce cuando las rigideces de los estribos no son iguales o bien cuando el puente está sometido a un movimiento diferencial del terreno. Este desplazamiento de los bordes de los tableros en la dirección perpendicular al esviaje hace que el movimiento se amplifique hasta provocar la caída del tablero.

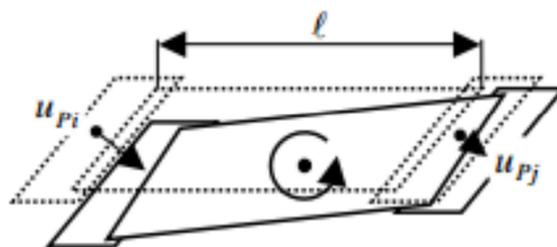


Figura 15. Momento rotacional debido al impacto entre tablero y estribo (II). Fuente: Watanabe et al.

Una buena forma de evitar este tipo de fenómenos, tal y como demostraron los investigadores japoneses, consiste en la disposición de una serie de elementos de retención mediante cables combinados en distintas posiciones (longitudinales, transversales o cruzados entre tableros), siendo estos últimos los más efectivos según el citado estudio.

3.3 Exigencias sísmicas *versus* solicitaciones de diseño

Hasta ahora se han analizado las condiciones normativas que regían en Chile en febrero de 2010, las metodologías de cálculo propuestas y las consideraciones específicas para elementos relevantes en el diseño específico para puentes viales. A continuación estudiaremos si todos estos requisitos fueron suficientes, si estaban correctamente establecidos para conseguir el objetivo para el que fueron definidos y, en definitiva, si hubo una correcta correlación entre lo esperado y lo sucedido.

Como ya se ha mencionado previamente, el terremoto de El Maule fue el primer terremoto de 8,8 registrado a nivel mundial por una red de acelerómetros, dando con ello la oportunidad de comprender sus características físicas, verificar las suposiciones de diseño consideradas hasta la fecha y, posteriormente, establecer las modificaciones de diseño necesarias a la luz de los nuevos antecedentes.

A raíz del terremoto de 1985 los departamentos de Geofísica e Ingeniería Civil de la Universidad de Chile tomaron la decisión de desplegar una red de acelerógrafos analógicos con el fin de medir el próximo terremoto que se estimaba que iba a producirse en la zona al sur de Matanzas debido a la existencia de un "hueco sísmico". Este concepto define la zona en la que han ocurrido terremotos en el pasado pero en la cual ha transcurrido un largo periodo sin terremotos, motivo por el cual se espera la próxima ocurrencia de uno de ellos.

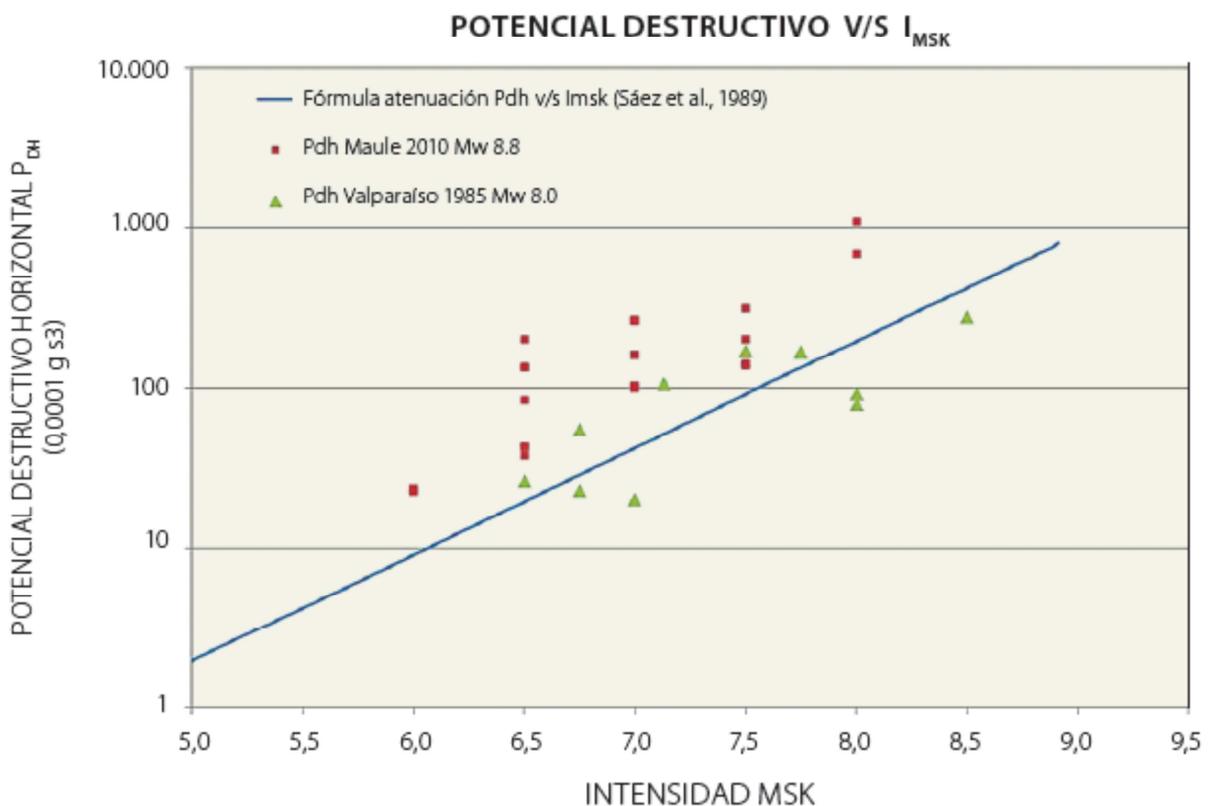
El pronóstico para este hueco era la ocurrencia de un terremoto de magnitud 8,0 o similar, con un largo de ruptura de 150 a 200 km. El resultado real fue un terremoto de mayor magnitud, recordemos que la escala es logarítmica, con un largo de ruptura de 500 km, que dejaron 525 víctimas mortales, 800.000 personas desplazadas y daños que las aseguradoras han valorado en un 18% del PIB chileno de 2010. Los seguros pagados por la industria aseguradora ascendieron a más de 8.000 millones de U\$, suponiendo del orden de unas 100 veces más de lo indemnizado por las pérdidas ocasionadas por el terremoto de 1985, que recordemos, fue la base sobre la que se desarrolló la normativa sísmica vigente en 2010, tal y como indica Saragoni [22].

Antes de analizar el desempeño normativo, es imprescindible comentar los valores obtenidos de los acelerogramas y determinar el potencial destructivo asociado al evento. Lamentablemente, algunos acelerómetros localizados en la zona del hueco sísmico de Concepción no funcionaron, por lo que no disponemos de información espacialmente completa del terremoto. A pesar de ello, en la zona de Cauquenes, el valor máximo obtenido en el registro del hospital de la población se aprecia un valor de 1,25g, si bien el acelerómetro se saturó, ya que sus componentes se cruzaron en el registro. Este valor de aceleración máxima corresponde a casi el doble del valor registrado para el terremoto de Chile Central de 1985 (Llolleo 0,67g) y Tarapacá 2005 (Pica 0,72g).

Dado que no se pueden correlacionar completamente los resultados obtenidos, debido a la inexistencia de registros en la zona epicentral y que a una de las limitaciones más importantes era la de interpretar los registros atendiendo a la clasificación dinámica de los suelos, se considerarán como máximas aceleraciones las siguientes: componente horizontal NS, estación de Angol con 0,93g, máxima aceleración vertical, estación Llolleo con 0,70g.

A partir de los datos obtenidos se puede establecer una clasificación numérica del poder destructivo que, recordemos, se define como una intensidad instrumental para estimar los posibles daños en estructuras y obras de tierra. El máximo valor de P_{dh} correspondió a la estación de Constitución con 110,98 cm-seg, valor que supera al obtenido para el terremoto de Chile Central de 1985 y que fue de 28,76 cm-seg. (Saragoni, 1989, [23]).

Asimismo Saragoni y otros establecieron una función de correlación entre la intensidad instrumental P_{dh} y la intensidad de Mercalli Modificada para los datos del terremoto de 1985. En la Figura 16 se puede observar que los valores obtenidos para este terremoto son sustancialmente mayores que los pronosticados a partir del terremoto de Valparaíso y que, por término medio, tal y como indica Guendelman, el potencial destructivo de este sismo fue del orden de 3 a 4 veces superior al de 1985.



En particular, la norma NCh433 Of. 96 de diseño sísmico de edificios en su Sección 5.1 sobre principios e hipótesis básicas, está orientada a la protección de vidas, no aceptando el colapso de edificios y estructuras, aún para un terremoto de magnitud excepcional como fue el del 27 de febrero de 2010.

Desgraciadamente, se dio el colapso de 6 edificios, la mayoría de ellos por el incumplimiento de la norma sísmica. Por este motivo, de forma unánime y a nivel global, se ha considerado un éxito el resultado de las normas y de la ingeniería sísmica chilena. A pesar de ello del excelente desempeño, no hay que obviar que, en determinadas condiciones y lugares, el valor previsto por la norma fue ampliamente superado.

Tal y como indica Rafael Riddell [25], el espectro de diseño es una combinación de dos factores: (i) la amenaza entendida como la intensidad del movimiento en un lugar, asociada a cierta probabilidad de ser excedida en un periodo de tiempo (por ejemplo el 10% en 50 años) y que da lugar a la zonificación sísmica, y (ii) la amplificación espectral como forma del espectro basada en un análisis estadístico de espectros de respuesta de una región sísmica. Así, a modo de ejemplo, en la Figura 17 podemos ver el espectro de diseño de la NCh433 respecto al promedio de registros chilenos hasta el 1985 (estando la amenaza normalizada a 1g).

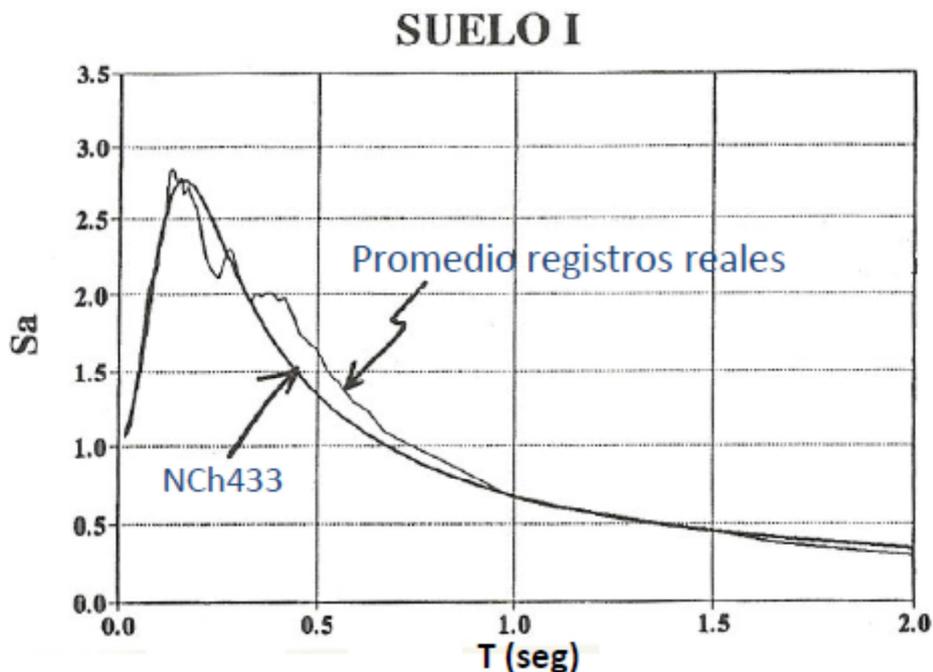


Figura 17. Promedio de registros sísmicos reales hasta 1985 vs NCh433.

Fuente: Riddell

Así, considerando la propuesta de espectro normativo como referencia, un valor claramente válido para los sismos que se habían registrado hasta el momento, y comparándolo con lo demandado por el movimiento registrado por alguno de los acelerogramas de la red del RENADIC, podremos tener un buen indicador de la severidad del sismo. Dicha comparación, presentada por el profesor Boroschek y otros (2010) en su estudio [26] mostraba la diferencia entre los espectros de

respuesta de un oscilador viscoelástico, con una razón de amortiguamiento crítico del 5%, y la demanda elástica establecida por la norma para una estructura, sin incorporar factores de mayoración u otros modificadores.

La comparativa mostrada en de la Figura 18 fue generada a partir de la señal no corregida en el área de Curicó, correspondiente a la zona II, con una A_0 de 0,30g y la correspondiente a la NCh 433. Como puede apreciarse claramente, la mayoría de estructuras con bajos periodos de vibración, las más rígidas (en especial las de menos de 1 seg –periodo propio habitual para las superestructuras de los puentes), registraron solicitaciones en sus componentes longitudinal y transversal muy por encima del espectro de diseño fijado por la norma, siendo en algunos casos del orden del doble del valor teórico.

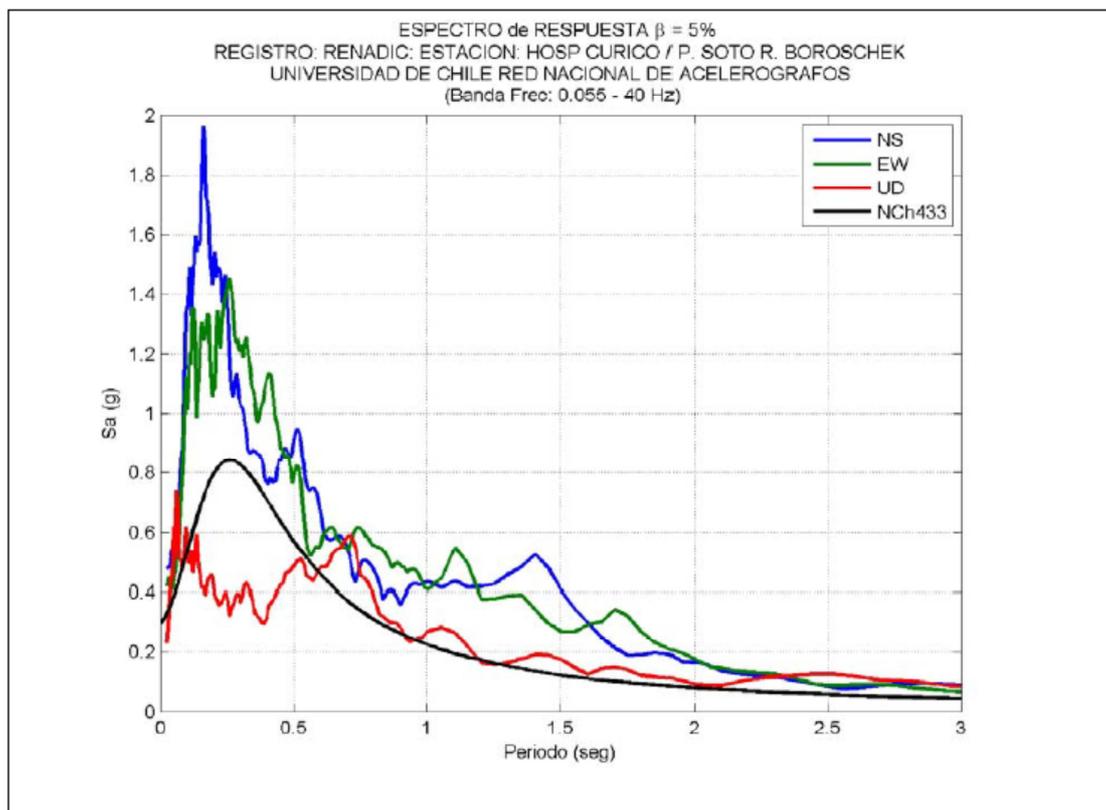


Figura 18. Comparación espectro diseño NCh433 - registros estación del Hospital de Curicó.
Fuente: Boroschek.

Con todos estos antecedentes y atendiendo a que la energía liberada fue 32 veces mayor que la del terremoto de 1985, base de la normativa entonces vigente, no parece excesiva la caída de 26 puentes. Ahora bien, aplicando el mismo razonamiento de la NCh433, no es aceptable el daño que sufrieron, habida cuenta que, al producirse de madrugada, el número de víctimas fue muy inferior al que se podría haber producido en cualquier otro momento del día.

A pesar de lo mostrado hasta ahora, el incumplimiento de la norma, así como la insuficiente demanda de diseño, provocaron que se aprobase una serie de medidas urgentes para corregir y mejorar las condiciones frente a terremotos futuros. Veamos a continuación qué tipo de cambios se propusieron.

3.4 Modificación en las normas a raíz del terremoto

Después del 27F, y a la vista de algunos edificios que sufrieron colapsos estructurales, se revisaron las normas sísmicas, aunque los resultados no se vieron reflejados en las mismas hasta dos años después. Durante este periodo transitorio se establecieron distintas normas de emergencia, conformadas por artículos y recomendaciones que variaban los puntos clave del análisis sísmico. En el ámbito de la normativa de edificación se aprobó el decreto N°117 en noviembre de 2010 que incluía los siguientes cambios:

- Se definió un nuevo ensayo de suelos, consistente en evaluar la rigidez de los mismos para bajas deformaciones, en todos los estratos de suelos en los primeros 30 metros de profundidad.
- Se modificó totalmente el espectro de diseño, principalmente para las estructuras más flexibles, con periodos superiores a los 0,8 segundos.
- Se definió también el espectro elástico de desplazamientos, con el fin de incorporar al desarrollo de diseños de muros de hormigón la demanda de desplazamientos de techos.

Con posterioridad, en noviembre de 2011, se aprobó el decreto N° 61, que derogaba el N°117, pasando a ser el primero, junto con la NCh433.Of96 modificada en 2009, la actual normativa chilena para edificios. Los principales cambios que introdujo el citado decreto son los siguientes:

- Se definió un nuevo tipo de suelo entre los suelos II y III, en la actualidad definidos como B y D respectivamente. Con esta actuación se buscó reducir la diferencia de diseños obtenida de los espectros de los suelos II y III, que podían llegar a suponer una diferencia del 50% de armadura para dos estructuras idénticas ubicadas en ambos tipos de suelo.
- Se eliminó el espectro del decreto N°117 y se volvió al espectro original de la versión anterior de la normativa. Esta conclusión se alcanzó debido a que la mayoría de edificios que sufrieron daños de importancia fueron “víctimas” de la clasificación de los suelos contenida en las normas anteriores al sismo y no debidas al espectro de diseño. Sin embargo, se calibró el espectro con un factor “s”, factor que depende del tipo de suelos y que varía entre 0.9 para suelos tipo A (antes tipo I) y 1.3 para suelos tipo E (antes tipo IV).
- Se calibró el espectro de desplazamientos mediante un factor de amplificación C_d^* . Las ecuaciones obtenidas para este factor son el resultado del ajuste analítico de los valores del espectro elástico de desplazamientos obtenido de los registros del 27 de febrero.

Una vez vistos los cambios introducidos en la norma sísmica de edificación, analicemos como influyó en la reglamentación de construcción de puentes los daños observados en los mismos. Veamos primero cuales fueron las primeras conclusiones y recomendaciones que hicieron los expertos que analizaron sobre el terreno y en un primer momento los daños sufridos por las estructuras viales. A continuación veremos la incidencia de dichas recomendaciones sobre la normativa y, en los siguientes capítulos, analizaremos los daños observados por el autor sobre el terreno así como las posibles causas de los mismos, concluyendo con una serie de recomendaciones que se basan en los resultados obtenidos.

Como ya se ha indicado con anterioridad el terremoto se caracterizó por el colapso de pocos (pero importantes) puentes, pasos a nivel y pasarelas. Casi la totalidad de estas estructuras, por las características hidráulicas y las longitudes a salvar, son estructuras simplemente apoyadas y han sido realizadas con vigas de hormigón prefabricado.

La primera y principal razón del colapso de las estructuras según la mayoría de expertos fue la eliminación de las vigas transversales o vigas riostra, que unían entre sí los extremos de las vigas pretensadas que conforman los tableros. Así lo indica Roberto Aguiar [27] en su análisis del puente de Llacolen, que unía la ciudad de Concepción con San Pedro de la Paz, en una de las zonas más afectadas por el terremoto. Aun reconociendo la posibilidad que recogen las normativas, tanto chilena como norteamericana, de permitir la construcción de este tipo de estructuras sin las vigas riostra, Aguiar hace incidencia en que la diferencia de rigidez transversal respecto a la longitudinal, siendo muy inferior la primera, fue la principal causa del colapso del viaducto.

Este análisis se basa en el trabajo realizado por los ingenieros japoneses Kawashima, Unjoh y otros [28], llevado a cabo a los pocos días del terremoto, durante el mes de marzo de 2010, y presentado a principios de abril del mismo año. El equipo japonés inspeccionó 45 puentes, identificando los daños y sus principales causas. Según dicho grupo, la razón principal de los daños observados se debe a la insuficiente rigidez de las vigas pretensadas originada por la ausencia de diafragmas, algo que, según ellos, fue provocado por la influencia de las prácticas constructivas de las empresas constructoras españolas, fruto de la concesión de la mayoría de vías chilenas desde mediados de los años 90.

Otra causa indicada por dicho informe, al igual que otro estudio presentado por el propio Aguiar [29] del puente de Llacolen, es el deficiente desempeño de las barras verticales de anclaje. Este tipo de elementos sísmicos tiene por principal función garantizar que, bajo la acción de las fuerzas sísmicas, las reacciones sobre los neoprenos no vean reducido su valor por debajo del límite de reacción mínima determinado en el diseño de los mismos, ya que, de producirse la reducción de dicha reacción, puede originar la reptación de la superestructura sobre los neoprenos. El análisis de este tipo de elementos, en opinión de algunos expertos, demostró su insuficiencia para resistir transversalmente los esfuerzos generados por el sismo en esa dirección.

También se apunta en el informe japonés a la ausencia de elementos de restricción de rotación en tableros esviados. Todos los estudios a los que se hace referencia han indicado, y así se ha observado en este y otros eventos sísmicos, que los momentos que hacen rotar los tableros vienen originados al incidir los tableros entre sí o contra los estribos. Estos pares de fuerzas, que se generan en el plano horizontal por impacto, no fueron suficientemente limitados y eso provocó el desplazamiento excesivo, en algunos casos hasta la caída total, de algunos tableros.

Existe una causa que fue indicada por los profesores Boroschek y Saragoni, además de por el equipo japonés: el uso de topes sísmicos demasiado débiles. Dichos topes, contraviniendo el Manual de Carreteras, no permitieron una adecuada absorción de la energía sísmica del terremoto. Algunos de ellos, diseñados para evitar la reducción de la componente vertical, acabaron trabajando como topes transversales, siendo demasiado débiles para resistir los esfuerzos asociados. Saragoni, en su informe, indicaba que, aunque el número de fallos de puente fue reducido, se produjo de forma sistemática, quedando por ello numerosos puentes en el

país con unas indeseables condiciones de restricción que podrían originar su colapso en futuros terremotos.

Un último fenómeno apuntado por Saragoni y por Ortigosa [30] como causante de fallos fue el de la licuación de los suelos, que se da especialmente en arenas naturales, bajo el nivel freático. La presión de agua aumenta debido a la vibración sísmica del suelo, haciendo que la arena pierda estructura mezclándose con el agua y transformándose en un líquido que sale expulsado a la superficie en forma de chorros de agua y arena que dejan los característicos cráteres de licuación en la superficie después de ocurrido el terremoto. Según el estudio presentado por González y Verdugo en 2012 [31] de 5 pasos superiores ubicados al Sur de Santiago de Chile que presentaron importantes daños, las razones principales fueron 2: el esviaje de los tableros y la licuefacción de los suelos, llegándose a producir el colapso completo de 2 de estos 5 puentes.

Con estos antecedentes analizaremos ahora los cambios que se propusieron por parte de la Dirección de Vialidad en un documento que recogía los nuevos criterios sísmicos en el diseño de puentes de carreteras [32], siendo introducidos como complementarios al Manual de Carreteras por la D.V. número 743 de la Dirección de Vialidad en fecha 11 de febrero de 2011.

El documento se justifica por la necesidad que existía a los pocos meses de haber ocurrido el terremoto de incorporar nuevos aspectos en el diseño y cálculo de las estructuras a fin de mejorar su comportamiento sísmico. Eso se tradujo en la propuesta de una serie de medidas de aplicación inmediata así como otras que se irían incorporando a medio plazo. Veamos cuáles eran.

Disposiciones sísmicas a implementar de forma inmediata:

- *Ancho mínimo del cargadero o mesa de apoyo:* se exigió un ancho mínimo de apoyo de viga sobre los cargaderos determinado de acuerdo a la norma japonesa “Specifications for Highway Bridges, March 2002, Part V Seismic Design”, que en su sección 16.2 “Seat Length”, fija mediante la siguiente expresión:

$$S_E \geq 0,7 + 0,0005 L \quad [\text{Ec.16}]$$

Donde S_E es la longitud de la viga desde el extremo de la misma hasta el final del cargadero o la longitud de viga en un apoyo tipo Gerber. L es la longitud del vano, siempre considerándose el valor mayor en cargaderos de apoyos intermedios. En el caso de múltiples vanos continuos en que L sea un valor demasiado grande, las recomendaciones proponen la disminución del ángulo de esviaje; la colocación de topes sísmicos transversales y la colocación de topes sísmicos longitudinales para prevenir la falta de apoyo de la estructura completa.

- *Tableros esviados:* se recomienda evitar el proyecto de puentes con gran esviaje. De no ser posible, se proponen, en función de la relación entre el ancho y la longitud continua del tablero en función del ángulo agudo de éste, las recomendaciones descritas en la sección 16.5 de la norma japonesa anteriormente citada. En el caso de que existan desplazamientos excesivos según esa sección, se requerirá incorporar topes sísmicos intermedios entre todas las vigas, adicionales a los topes extremos. Adicionalmente, para tableros de dos o más vanos, se exige la modelización modal espectral del puente

completo, con el fin de determinar las deformaciones en los neoprenos así como el movimiento del tablero con respecto a la infraestructura.

- *Cálculo sísmico de conexiones para puentes diseñados con el Método del Coeficiente Sísmico:* en este apartado se distinguen tres tipos de conexiones. A) Neoprenos, para los que se deberá cuantificar la transmisión de cargas del tablero a la infraestructura manteniendo el criterio de considerar la aceleración igual a $A_0/2$ pero se deberá calcular el desplazamiento máximo del neopreno con una aceleración igual a A_0 . B) Juntas de dilatación, indicándose que los desplazamientos considerados para diseñar la junta de dilatación deberán ser estimados en base al desplazamiento máximo de los neoprenos, con aceleración igual a A_0 , sumados a los efectos reológicos y de variación de temperatura. C) Barras de anclaje vertical antisísmica, que se deberán calcular considerando una aceleración vertical igual a A_0 .
- *Módulo de corte para apoyos de neopreno:* en puentes de más de tres vanos, y en todos los que solicite la Dirección de Vialidad, se deberá verificar el comportamiento sísmico de la estructura tomando valores de G de 10 y 13 kg/cm² (valores obtenidos en ensayos efectuados a neoprenos fabricados en Chile). La propia recomendación indica que este valor tiene importancia en el reparto sísmico en los elementos de la infraestructura, principalmente en puentes de gran altura y en especial cuando existen pilas con distintas alturas.
- *Anclaje de neoprenos:* todos los neoprenos deberán estar anclados a la infraestructura y a la viga respectiva. En el caso de puentes de más de 3 vanos, puentes de gran envergadura y en aquellos en los que la Dirección de Vialidad lo requiera, será obligatorio realizar a todos los neoprenos considerados los ensayos de control de calidad fijados en la sección 15.2 de la norma "Guide Specification for Seismic Isolation Design de AAHSTO. En el resto de casos se deberán ensayar, al menos, 2 neoprenos. También se recomienda privilegiar el uso de aisladores sísmicos con amortiguamientos mayores o iguales a $\xi=10\%$, con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras.
- *Travesaños:* todos los puentes deberán considerar travesaños extremos y centrales, independientemente de la zona sísmica en la que su ubique el puente así como del tipo de viga, ya sea metálica, postesada o pretensada. La interacción de los travesaños con los topes sísmicos se debe diseñar con una aceleración A_0 .
- *Topes sísmicos intermedios y extremos:* se exige la disposición de topes sísmicos intermedios adicionales a los topes extremos. Los topes sísmicos intermedios deberán formar una llave de corte con los travesaños, con el fin de que un probable impacto debido al sismo sobre ellos dañe al travesaño y no a las vigas. Las dimensiones y holguras son las mostradas en la Figura 19, en la que también pueden observarse los neoprenos laterales de bajo espesor, para amortiguar el impacto sobre los topes.

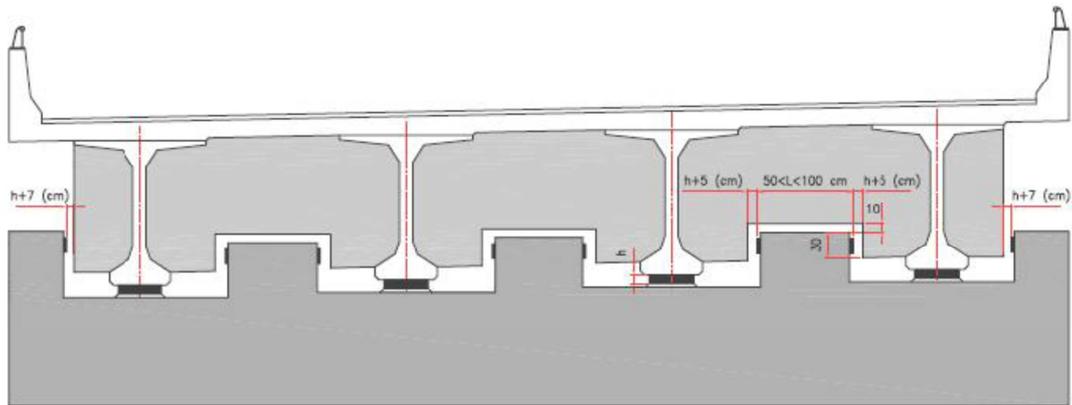


Figura 19. Topes sísmicos y travesaño. Fuente: Dirección de Vialidad.

Los toques sísmicos, ya sean extremos o intermedios, se deberán calcular considerando una aceleración igual a A_0 . Cada tope debe ser capaz de resistir toda la fuerza transversal del tablero.

- *Puentes integrales – unión monolítica entre la losa del tablero y el estribo*: en puentes de hasta dos vanos, donde la luz de cada vano no exceda de los 30 m, se deberá privilegiar el uso de puentes integrales, en los que existe conexión monolítica entre la losa del tablero y los estribos así como continuidad entre las losas de los vanos sobre la pila del apoyo intermedio. En el caso de que la estructura tenga esviaje, se debe analizar mediante un modelo de elementos finitos en tres dimensiones la influencia del esviaje.
- *Continuidad de los tableros*: además de la consideración anterior, también se exige privilegiar el uso de losas de continuidad evitando el uso de juntas de dilatación sobre pilas, con el fin de evitar el movimiento relativo o choque de los tableros entre sí durante un evento sísmico.
- *Limitación del uso de “pilas – pilote” o “muros – pilote” en estribos*: se deberá evitar la utilización de estribos pila – pilote o muros – pilote, con un eje o línea de pilotes, cuando se requiera contener un terraplén de altura considerable. En caso de utilizarlos, se recomienda dotar de continuidad a los estribos con la losa o si es independiente de los empujes del suelo que provoca el relleno del terraplén gracias a la existencia de un muro.
- *Puentes cercanos al mar*: con el objetivo de prevenir los efectos de posibles tsunamis, todos estos puentes se deberán proyectar con una revancha mayor de 2 m para un periodo de retorno de 100 años. Los terraplenes de acceso se deberán proteger con escollera aguas arriba y aguas abajo del puente.
- *Pasarelas*: aunque estas estructuras no son objeto del presente estudio, si fueron reflejadas en los nuevos criterios de diseño sísmico de puentes, por lo que se citarán los principales criterios a considerar. Se impone privilegiar el uso de pasarelas hiperestáticas continuas, conectando rampas de acceso, tramos principales y columnas de forma monolítica. No se aceptan soluciones del tipo de pila prefabricada unida in situ a la zapata, debido al mal comportamiento que presentaron frente al sismo. En el caso de diseñar pasarelas con vigas simplemente apoyadas se debe lograr continuidad entre vigas

mediante losetas de continuidad o cualquier otro método que genere el mismo comportamiento estructural, debiéndose lograr la misma continuidad estructural entre el tramo principal y las rampas. Asimismo, todos los elementos que se presenten en este tipo de estructuras y hayan sido tratados entre los nuevos criterios deberán ser considerados según lo comentado anteriormente.

Disposiciones sísmicas a implementar de a medio y largo plazo:

- *Incorporación de alcances al Manual de Carreteras:* todos los criterios citados anteriormente, así como los que surjan en un futuro, deben ser incorporados al Manual de Carreteras, Capítulos 3.1000, con el fin de actualizar la normativa chilena.
- *Espectro sísmico y microzonificación:* se propone desarrollar un estudio que proporcione los nuevos espectros sísmicos así como desarrollar una microzonificación de los suelos de una forma más detallada.
- *Política de instrumentación de puentes:* se requiere la implementación de un plan de instrumentación de diversos puentes, con variadas tipologías, ubicadas en distintas zonas del país y sobre diversos suelos, con el fin de estudiar y analizar mejor el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.
- *Utilización de dispositivos antisísmicos:* para todos aquellos puentes que puedan ser considerados especiales por su gran envergadura, altura, longitud o geometría en planta irregular, se deberá considerar la utilización de dispositivos tales como conectores mecánicos, conectores hidráulicos, amortiguadores hidráulicos, amortiguadores elastoplásticos, aparatos de apoyo tipo POT, etc. Se exige que todos estos sistemas cuenten con su correspondiente certificación.
- *Mejora de barras de anclaje:* se propone el desarrollo de un estudio con el fin de implementar mejoras en el sistema de anclaje vertical mediante barra antisísmica, mejorando la calidad del acero, la conexión con el tablero o proponiendo el uso de barras postesadas.
- *Diseño de las pilas:* después del sismo del 27 de febrero se confirmó el excelente comportamiento sísmico de las pilas, sin aparición de rótulas plásticas ni de fisuras de cortante. Se indica que la resistencia de las pilas se debería calcular de acuerdo a su ductilidad y su desplazamiento en la parte superior, criterios ya incorporados en la normativa sísmica japonesa así como en la LRFD americana.

Una vez analizada la normativa vigente, su desempeño y las modificaciones propuestas, ¿podemos considerar que se analizaron todas las causas posibles? ¿se podrían relacionar con mayor detalle los daños producidos durante el sismo con los distintos elementos esenciales de los tableros?. En los próximos capítulos trataremos de dar respuesta a estas preguntas.

Capítulo 4: Inspección de estructuras y cuantificación de daños

Según el Ministerio de Obras Públicas chileno, del total de 6.830 puentes que tenía censados en febrero de 2010, 211 resultaron destruidos o con daños importantes [33]. La mayoría de ellos, lógicamente, se encontraban en la región epicentral y sus zonas adyacentes, tal y como muestra la Tabla 2.

Zona	Puentes dañados
Valparaíso	14
Metropolitana de Santiago	15
Libertador B. Ohiggins	27
Maule	88
Biobío	41
La Araucanía	24
Los Ríos	2
Interregional	0
TOTAL	211

Tabla 2: Zonificación regional de los puentes dañados

La mayoría de estos puentes estaban formados por tableros isostáticos de uno o varios vanos, tal y como se ha comentado anteriormente, debido a las condiciones orográficas del país así como al desarrollo de las vías de carretera construidos mediante concesiones. Ejecutados mediante vigas pretensadas en sección doble T unidas superiormente por una losa de hormigón *in situ* y apoyados sobre aparatos de neopreno zunchado, tal y como se muestra en el esquema de la Figura 20.

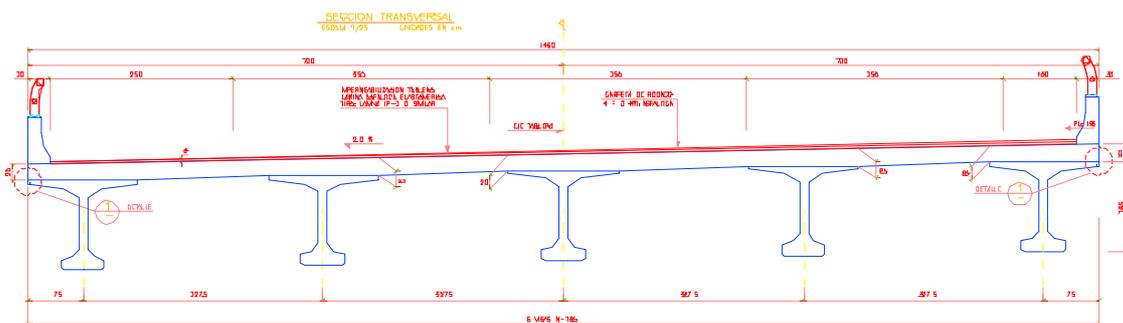


Figura 20: Sección transversal tablero vigas doble T prefabricadas. Fuente: ALVISA Prefabricados.

4.1 Ubicación de las estructuras

En Chile, gracias a su amplia experiencia en el mercado español, ALVISA era la empresa pionera y líder en la prefabricación de estructuras de hormigón. Fruto de ese liderazgo, durante los años anteriores al terremoto, la empresa había suministrado vigas para más de 4.000 tableros, ofreciendo un amplísimo catálogo de casos de estudio en cuanto a variedad de estructuras en cada una de las distintas zonas sísmicas, de esquemas estructurales transversales y de sistemas de conexión con la infraestructura.

El trabajo de campo realizado se basó en el análisis de más de 275 tableros durante las semanas posteriores al terremoto (marzo y abril de 2010). La finalidad de dicho análisis era doble: por un lado, validar la bondad de las soluciones prefabricadas frente al sismo y contrastar las propuestas que mejor habían funcionado frente a las que habían tenido un desempeño deficiente o directamente no aceptable. Las estructuras estaban ubicadas en zonas de especial sensibilidad por su importancia social; el tipo de terreno; las exigencias de diseño y los esfuerzos sísmicos soportados durante el terremoto. En las siguientes figuras se muestran las distintas ubicaciones de las estructuras y la identificación de las estructuras analizadas.

- Zona metropolitana (Autopista Américo Vespucio Norte, Acceso Nororiente, Ruta 5 Sur)

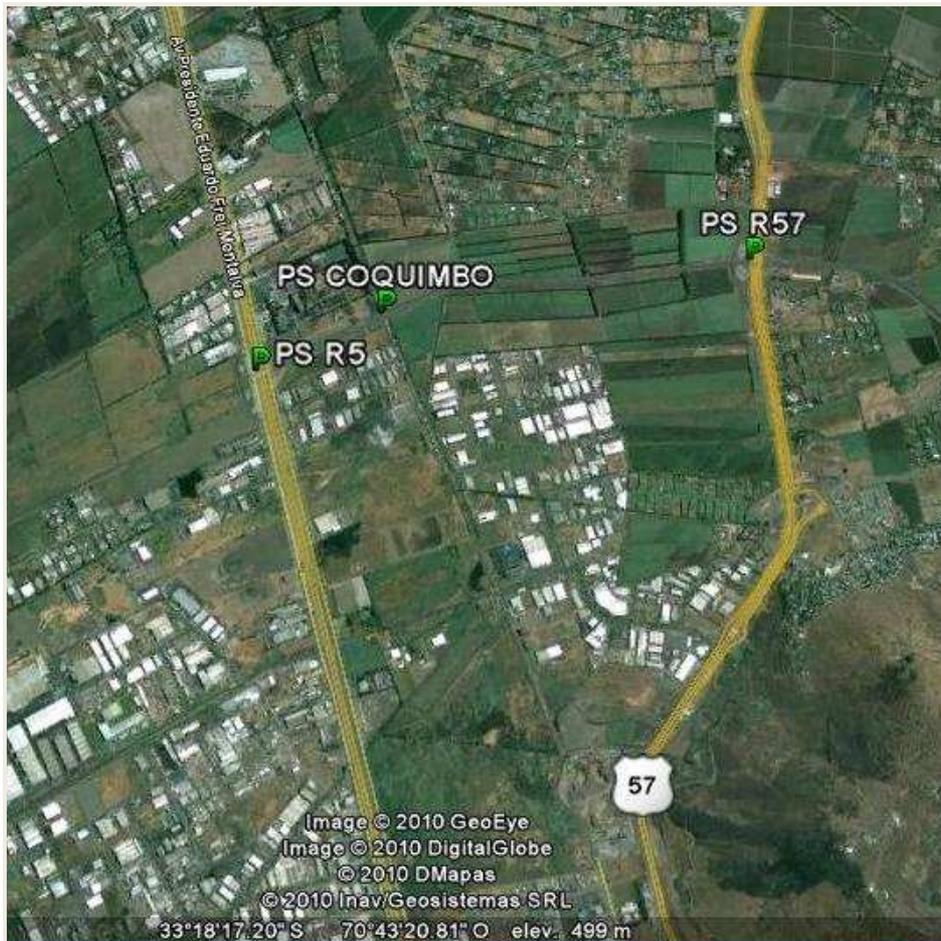


Figura 21: Acceso Nororiente, entre Ruta 5 y Ruta 57, al norte de Santiago de Chile. Fuente: Propia.

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

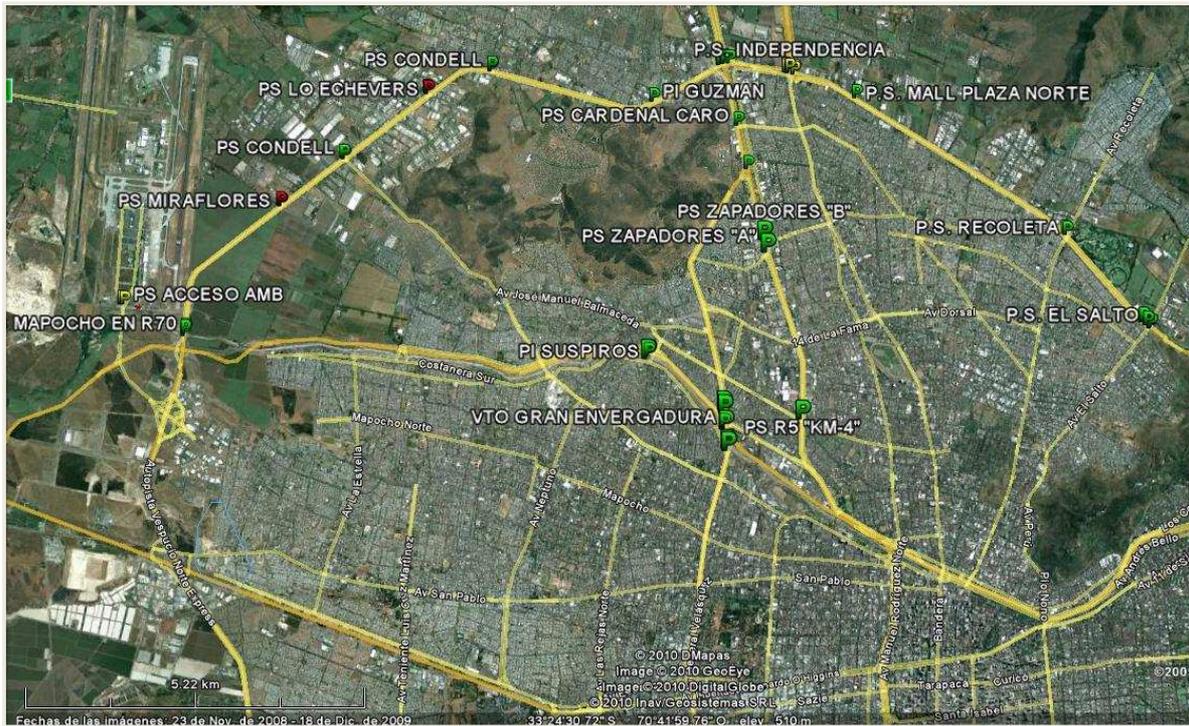


Figura 22: Autopista Américo Vespucio, al norte de Santiago de Chile y en la Ruta 70. Fuente: Propia.

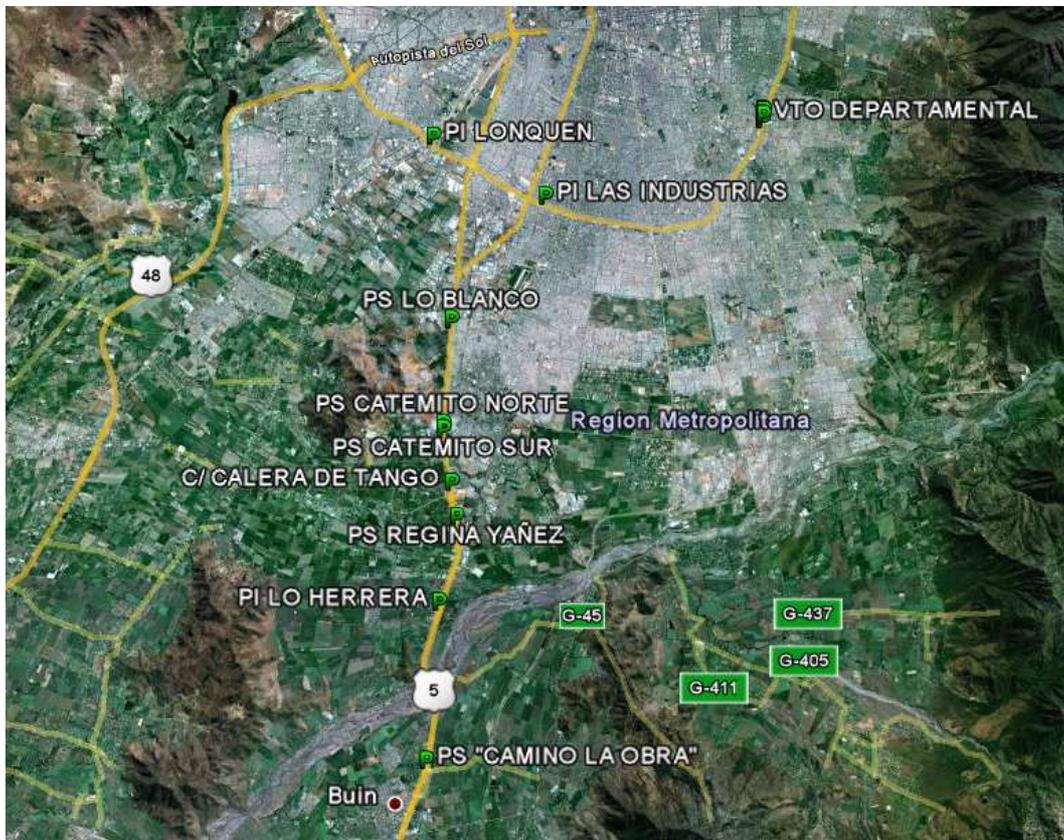


Figura 23: Estructuras sobre la Ruta 5, al sur de Santiago de Chile. Fuente: Propia.

- Ruta 68: Santiago de Chile – Valparaíso – Viña del Mar



Figura 24: Ruta 68, Santiago de Chile y Valparaíso. Fuente: Propia.

- Ruta 5 Sur (Panamericana): Santiago – Rancagua

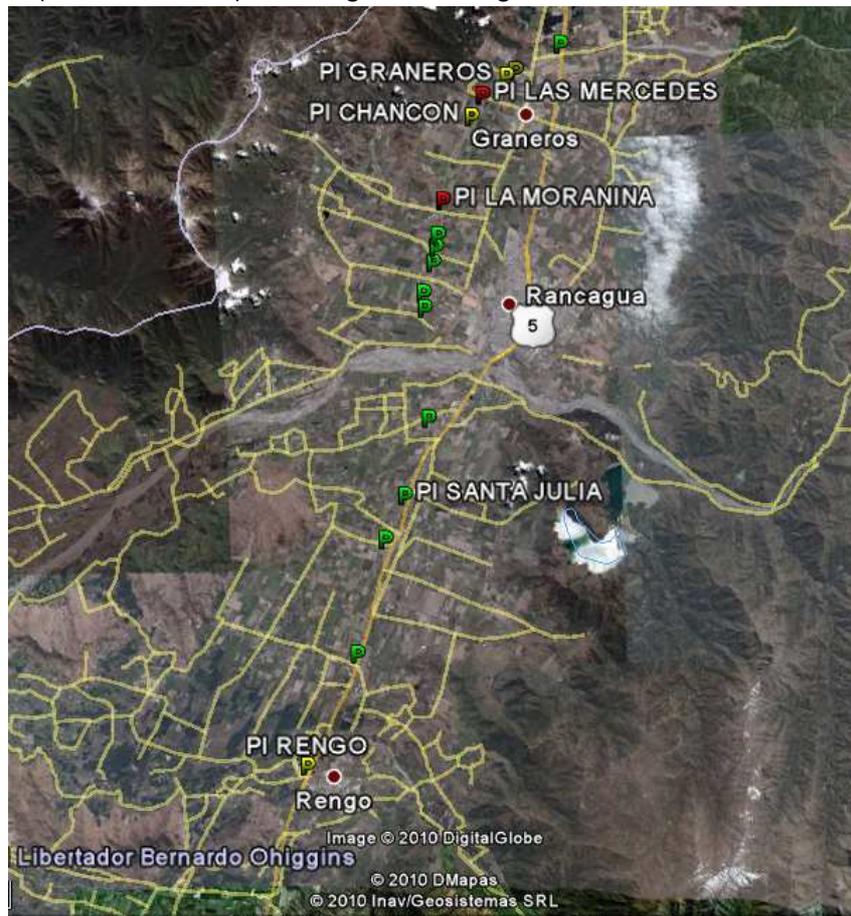


Figura 25: Ruta 5 a su paso por Rancagua, al sur de Santiago de Chile. Fuente: Propia.

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

- Ruta 78: Nuevo Camino Costero y Vía Lateral Central

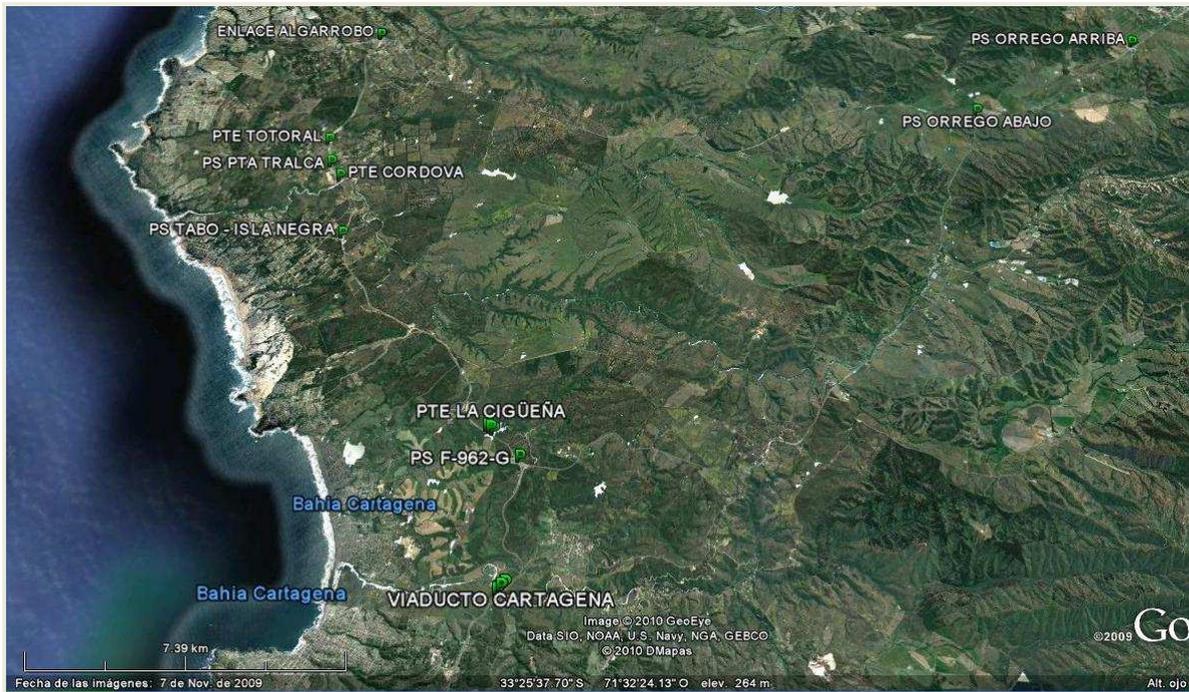


Figura 26: Vía Lateral Central y Ruta 78 – Nuevo Camino Costero, al oeste de Santiago de Chile.
Fuente: Propia.

- Zonas próximas a Concepción y Talcahuano.

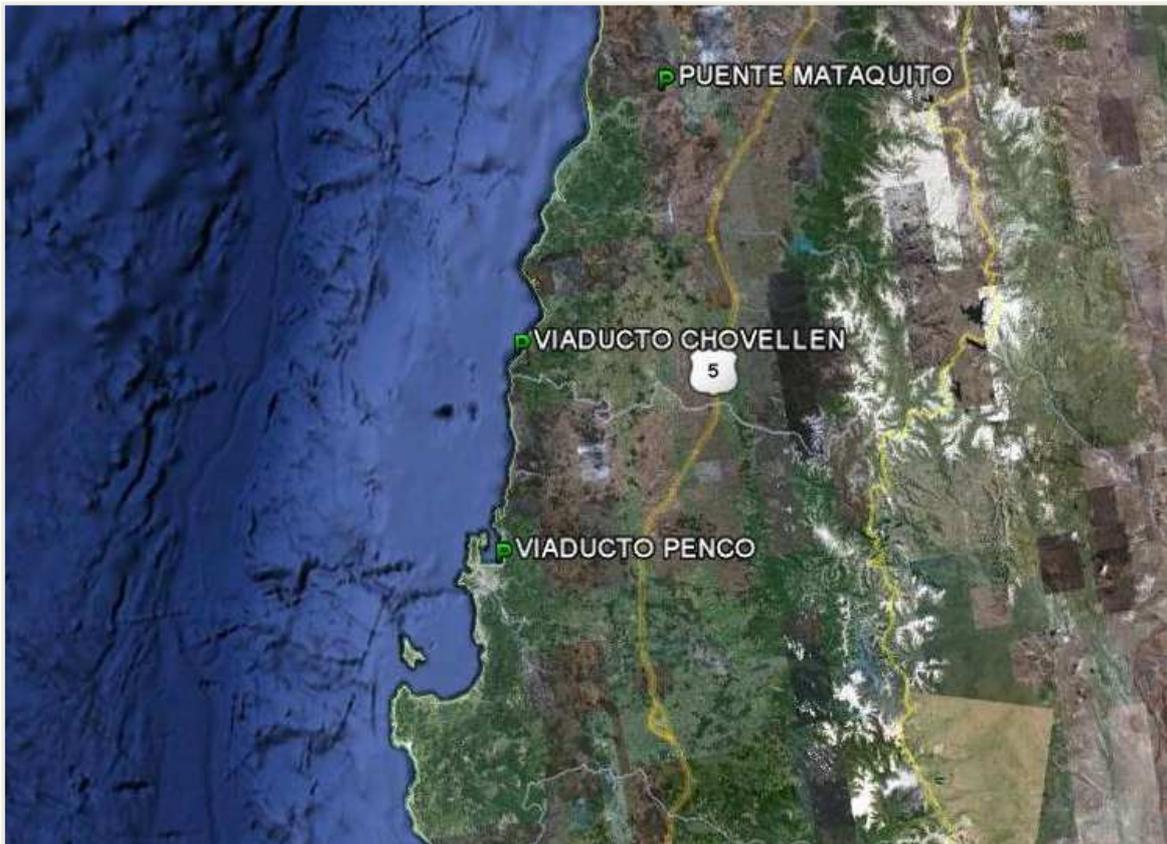


Figura 27: Estructuras ubicadas en zonas próximas a Concepción y Talcahuano.
Fuente: Propia.

4.2 Clasificación y cuantificación de daños

Se realizaron inspecciones de pasos superiores, pasos inferiores y viaductos, sumando entre todos los tipos más de 70 estructuras. En total, se revisaron 1.216 vigas que suponen más de 34.000 m. de vigas doble T prefabricadas, llegándose en algunos casos a realizar pruebas mecánicas sobre las mismas.

A partir de las inspecciones realizadas se han elaborado una serie de estadísticas de daños en vigas según la vinculación estructural entre el tablero y la infraestructura, tales como: estructura transversal en el extremo del tablero; presencia de anclaje vertical; tope sísmico transversal; relación entre tope sísmico transversal y estructura extrema; tope sísmico longitudinal; juntas de dilatación o esviaje del tablero.

Para elaborar las estadísticas que se mostrarán a continuación se han clasificado los daños atendiendo al estado final de las vigas prefabricadas, distinguiendo: *vigas sin daño o leve* (sin daño o con daños que solo requieren de una reparación superficial sin fines estructurales); *daño moderado* (daños que precisan una actuación para refuerzo o recuperación estructural) y *daño severo* (colapso o viga no recuperable). Asimismo, esta clasificación asociada a tres colores distintos (verde, amarillo y rojo) es la que se ha utilizado en la identificación de las estructuras que se muestra en las figuras previas. Veamos en las siguientes figuras ejemplos de esta clasificación.



Figura 28: Vigas sin daños tras el terremoto. Fuente: Propia (28/04/2010).



Figura 29: Detalle de viga con daño leve tras el terremoto. Fuente: Propia (26/04/2010).



Figura 30: Viga con daños moderados tras el terremoto. Fuente: Propia (16/04/2010).



Figura 31: Tablero con vigas con daño severo. Fuente: PREANSA (27/02/2010).

A continuación se presenta la Tabla 3 en la que, a modo de resumen, pueden verse los resultados en cuanto a los daños sufridos por las vigas analizadas. En posteriores clasificaciones se detallarán los daños según las distintas vinculaciones ya comentadas.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS PREFABRICADAS				
	VIGAS ANALIZADAS	VIGAS SIN DAÑOS O CON DAÑOS LEVES	VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
UNIDADES	1216	1132	25	59
PORCENTAJE	100,00%	93,09%	2,06%	4,85%

Tabla 3: Clasificación general de los daños observados en vigas

Veamos las clasificaciones elaboradas en función de la vinculación estructural entre el tablero de vigas y la infraestructura.

4.2.1 Clasificación según la estructura transversal en el extremo del tablero

En este caso se deben distinguir dos posibles soluciones estructurales: un travesaño en el extremo o la inexistencia del mismo. En el primer caso, la solución consta de una viga transversal de hormigón armado que une las almas de todas las vigas doble T prefabricadas en sus extremos de apoyo cuya armadura pasa a través de las vainas alojadas en las almas a tal efecto. En la situación de no existir travesaño el esquema estructural consiste en la creación de un marco transversal resistente en el que las almas de las vigas actúen como pilares y la losa como elemento compatibilizador de las deformaciones. Veamos en las siguientes figuras un par de ejemplos de estas soluciones.



Figura 32: Travesaño de hormigón armado. Fuente: Propia (27/04/2010).



Figura 33: Tablero con vigas sin travesaño. Fuente: Propia (28/04/2010).

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el
sismo de 27 de febrero de 2010

En la Tabla 4 se muestra la clasificación de daños según la estructura transversal extrema. Se puede comprobar el excelente comportamiento de los travesaños de hormigón armado, ya que no se han observado daños de carácter severo en ningún tablero con esta solución. El marco transversal formado por losa y almas de viga ha cumplido perfectamente su cometido a excepción de los casos en los que han fallado los topes transversales, como se podrá comprobar en las siguientes clasificaciones.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE A LA ESTRUCTURA TRANSVERSAL EN EXTREMO DE TABLERO					
TIPO DE ESTRUCTURA TRANSVERSAL EN EXTREMO	EXTREMOS DE VIGAS ANALIZADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
TRAVESAÑO DE HORMIGÓN ARMADO IN SITU	546	2	0	0,08%	0,00%
MARCO FORMADO POR LOSA Y ALMAS DE VIGAS	1886	36	118	1,48%	4,85%

Tabla 4: Clasificación de los daños observados según estructura transversal extrema



Figura 34: Viga con daño moderado en tablero con travesaño. Fuente: Propia (07/04/2010).



Figura 35: Viga con daño severo en tablero sin travesaño. Fuente: Propia (08/03/2010).

4.2.2 Clasificación según el anclaje vertical

Los elementos de anclaje vertical que unen los tableros a las pilas y estribos tienen por misión el evitar la reducción de la fuerza de rozamiento entre la viga y el neopreno ante la aparición de aceleraciones verticales. Podemos distinguir distintos tipos de soluciones que restringen verticalmente la estructura:

- Sin barras u otros elementos de anclaje vertical salvo el debido a la continuidad entre la losa de hormigón in situ y los estribos, asimilándose su comportamiento al de un puente integral, al tratarse de un esquema de pórtico longitudinal con rótulas sobre los estribos.
- Barra vertical sobre pilas con continuidad en la losa en sus distintos vanos y estribos.
- Barra vertical antisísmica en estribos y pilas, conformada por barras ancladas al tablero y a las pilas y estribos.
- Angular metálico, dispuesto a pares por apoyo de vigas, que abraza la parte superior del talón inferior de la viga.
- Pletina metálica con ojal anclado en el estribo o dintel y que traba mediante pasador metálico que generalmente va unido a la viga riostra.



Figura 36: Barras de anclaje vertical en tablero sin travesaño. Fuente: Propia (28/04/2010).



Figura 37: Barras de anclaje vertical en tablero con travesaño. Fuente: Propia (27/04/2010).



Figura 38: Anclaje vertical mediante angular metálico. Fuente: Propia (26/04/2010).

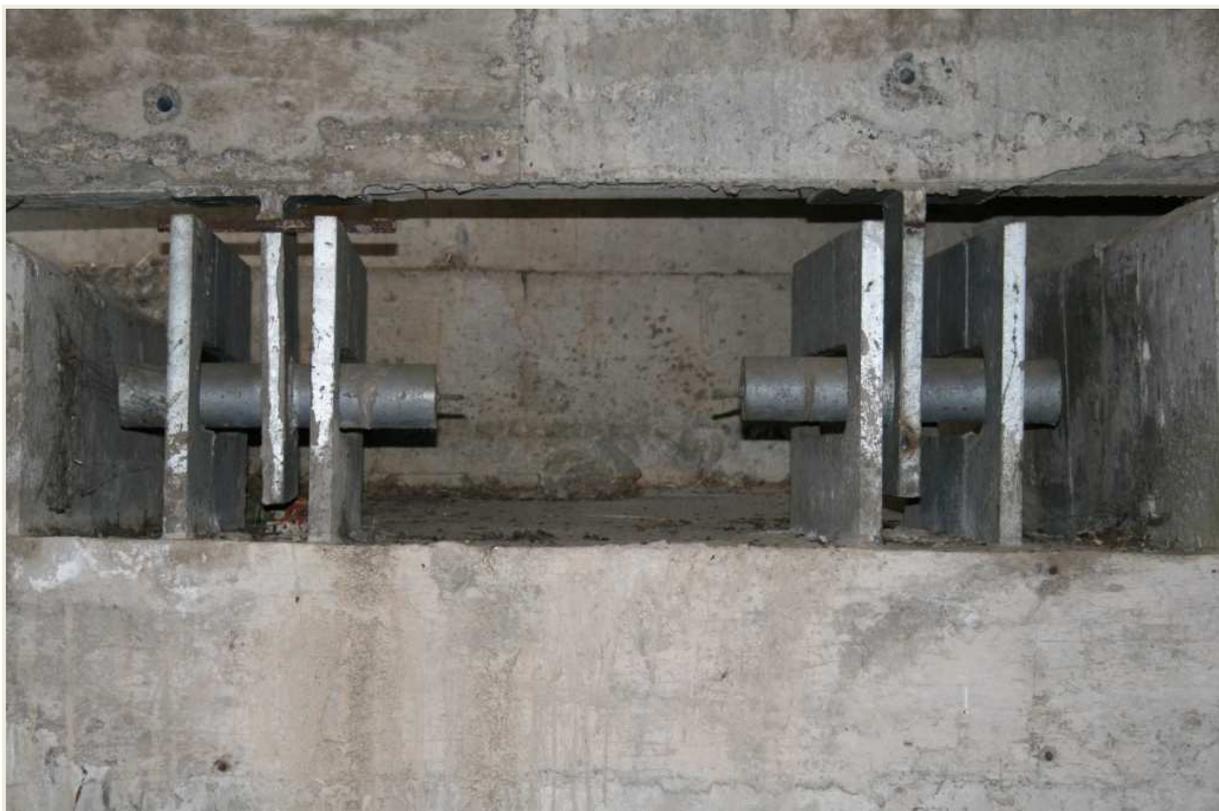


Figura 39: Anclaje vertical mediante pletina y pasador. Fuente: Propia (27/04/2010).

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el
sismo de 27 de febrero de 2010

Tal y como se puede observar en la Tabla 5 que se muestra a continuación, los tableros con continuidad de losa así como los de pletina y pasador han tenido un excelente desempeño. En cuanto a las barras de anclaje vertical de acero encamisado por un perfil tubular, el desempeño ha sido notable, si bien se han reportado daños cuando la barra ha plastificado y estirado, debido a las deficientes condiciones de bloqueo transversal (ausencia de los mismos o ubicación exclusiva en vigas extremas). El sistema de angulares metálicos ha tenido un comportamiento deficiente, produciéndose el fallo por su inhabilitación como tope transversal, hecho que ha impedido su correcto desempeño como tope vertical.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE AL ANCLAJE VERTICAL					
TIPO DE ANCLAJE VERTICAL	EXTREMOS DE VIGAS ANALIZADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
SIN ANCLAJE VERTICAL (LOSETA DE CONTINUIDAD EN ESTRIBOS Y CEPAS)	14	0	0	0,00%	0,00%
BARRA VERTICAL ANTISÍSMICA EN PILA Y SIN ANCLAJE EN ESTRIBO (LOSA DE CONTINUIDAD EN ESTRIBOS Y PILAS)	138	0	0	0,00%	0,00%
BARRA VERTICAL ANTISÍSMICA EN ESTRIBOS Y PILAS	1266	36	28	1,48%	1,15%
ANGULAR METÁLICO ABRAZANDO ALA INFERIOR VIGA	826	2	90	0,08%	3,70%
PLETINA Y PASADOR	188	0	0	0,00%	0,00%

Tabla 5: Clasificación de los daños observados según sistema de anclaje vertical

4.2.3 Clasificación según el tope sísmico transversal

Los topes transversales tienen por función principal la retención del tablero frente a posibles desplazamientos originados por el sismo transversal. Pueden ser de distintos materiales (hormigón o acero), bloquear a distinto número de vigas (a las extremas, a las centrales, a todas las vigas) o bloquear a distintos elementos estructurales (bien a las propias vigas doble T o bien a las vigas travesaño). Así, los elementos analizados son los siguientes:

- Sin topes laterales pero con restricción lateral obtenida mediante continuidad de losa en estribos y sobre pilas.
- Sin tope lateral pero con aletas que en algunos casos actuaron como topes transversales.

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

- Angulares metálicos, dispuestos a pares por apoyo de vigas, que abrazan la parte lateral del talón inferior de la viga.
- Topes de hormigón armado en contacto con los talones inferiores de las vigas extremas del tablero.
- Topes de hormigón armado en la zona central del tablero, bloqueando las vigas doble T centrales o las vigas travesaño.
- Topes de hormigón en cada una de las vigas.



Figura 40: Inexistencia de tope transversal, dintel con aletas. Fuente: Propia (26/04/2010).



Figura 41: Angulares metálicos como topes transversales. Fuente: Propia (28/04/2010).



Figura 42: Topes transversales de hormigón en vigas centrales. Fuente: Propia (02/03/2010).

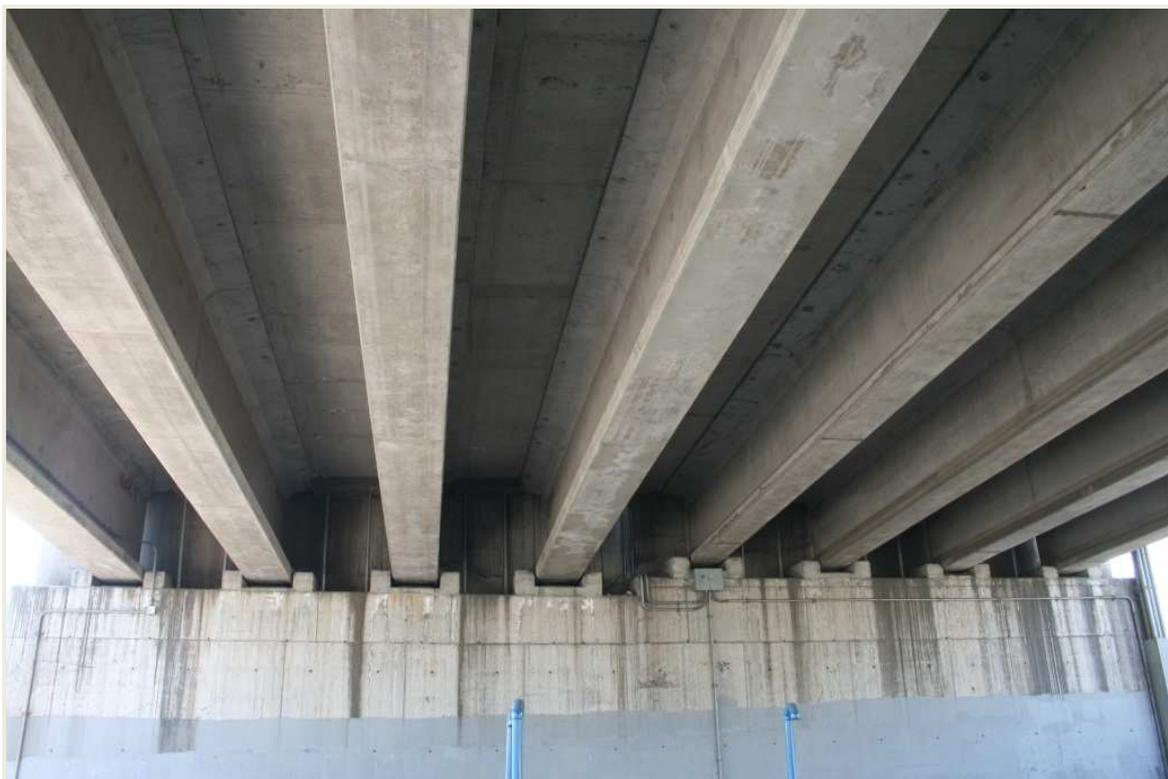


Figura 43: Topes transversales de hormigón en todas las vigas. Fuente: Propia (29/04/2010).

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el
sismo de 27 de febrero de 2010

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE AL TOPE SÍSMICO TRANSVERSAL					
TIPO DE TOPE TRANSVERSAL	EXTREMOS DE VIGAS ANALIZADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
SIN TOPE LATERAL (LOSA DE CONTINUIDAD EN ESTRIBOS Y PILAS)	212	0	0	0,00%	0,00%
SIN TOPE LATERAL PERO CON OREJETAS QUE ACTUARON DE TOPE	738	33	28	1,36%	1,15%
ANGULAR METÁLICO	826	2	90	0,08%	3,70%
TOPE DE HORMIGÓN EN VIGAS EXTREMAS	80	3	0	0,12%	0,00%
TOPE DE HORMIGÓN EN VIGAS CENTRALES	136	0	0	0,00%	0,00%
TOPE DE HORMIGÓN EN TODAS LAS VIGAS	440	0	0	0,00%	0,00%

Tabla 6: Clasificación de los daños observados según sistema de tope transversal

4.2.4 Clasificación mixta entre tope transversal y extremo de tablero

Todas las clasificaciones establecidas hasta el momento han relacionado los daños con algún elemento de vinculación de los tableros a la infraestructura o con la tipología estructural transversal de los tableros. Esos análisis, muy significativos y que aportan mucha información de acerca de la identificación de cuáles han sido los principales fallos de diseño, no son suficientes y pueden llevar a conclusiones sesgadas.

Para poder fijar de manera inequívoca cuál es razón de los daños en las vigas, se propone la relación entre el comportamiento estructural en función del sistema de tope sísmico transversal y su estructura transversal en el extremo del tablero (Tabla 7). A partir del estudio de esta relación se puede afirmar que el daño producido en las vigas es fruto de la defectuosa o inexistente restricción transversal frente al sismo, independientemente del esquema estructural en el extremo del tablero. Veamos los resultados mostrados en la Tabla 8 como fundamento de esta afirmación.

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el sismo de 27 de febrero de 2010

EXTREMO TABLERO		TOPE SÍSMICO TRANSVERSAL	
Travesaño de hormigón armado in situ	Vs.	Sin tope lateral (losa de continuidad en estribos y pilas).	
		Sin tope lateral pero con orejetas que actuaron de tope.	
		Angular metálico.	
Marco formado por losa y almas de vigas	Vs.	Tope de concreto en vigas extremas.	
		Tope de concreto en vigas centrales.	
		Tope de concreto en todas las vigas.	

Tabla 7: Situaciones de estudio según la relación entre topes transversales y esquema estructural

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE A LA RELACIÓN ENTRE LA ESTRUCTURA TRANSVERSAL EN EXTREMO DE TABLERO Y AL TOPE SÍSMICO TRANSVERSAL							
		LOSA DE CONTINUIDAD	SIN TOPE	ANGULAR METÁLICO	TOPE DE HORMIGÓN EN VIGAS EXTREMAS	TOPE DE HORMIGÓN EN VIGAS CENTRALES	TOPE DE HORMIGÓN EN TODAS LAS VIGAS
TRAVESAÑO DE HORMIGÓN	EXTREMOS DE VIGA ANALIZADOS	X	310	X	60	X	60
	DAÑOS MODERADOS		1 0,04%		1 0,04%		0 0,00%
	DAÑOS SEVEROS		0 0,00%		0 0,00%		0 0,00%
MARCO (LOSA Y ALMAS DE VIGAS)	EXTREMOS DE VIGA ANALIZADOS	212	428	826	20	136	380
	DAÑOS MODERADOS	0 0,00%	32 1,32%	2 0,08%	2 0,08%	0 0,00%	0 0,00%
	DAÑOS SEVEROS	0 0,00%	28 1,15%	90 3,70%	0 0,00%	0 0,00%	0 0,00%

Tabla 8: Clasificación de los daños según la relación entre topes transversales y esquema estructural

4.2.5 Clasificación según el tope sísmico longitudinal

Los topes sísmicos longitudinales, como su nombre indica, tienen la función de controlar y restringir los desplazamientos longitudinales debidos a los terremotos. A pesar de las elevadas solicitaciones, en Chile no es habitual su utilización, confiándose en muchos casos a la distorsión de los apoyos de neopreno zunchado su control y absorción.

En cuanto a la clasificación realizada, debemos distinguir entre tableros que no presentan topes longitudinales y aquellos con algún tipo de elemento que cumpla dicha función: continuidad de losa, neoprenos anclados, pletina y pasador o tope de hormigón. Veamos en las siguientes figuras algunos de estos ejemplos.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE AL TOPE SÍSMICO LONGITUDINAL					
TIPO DE TOPE LONGITUDINAL	EXTREMOS DE VIGAS ANALIZADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
SIN TOPE LONGITUDINAL	1742	38	118	1,56%	4,85%
CON TOPE LONGITUDINAL (HORMIGÓN o NEOPRENO o PLETINA Y PASADOR)	690	0	0	0,00%	0,00%

Tabla 9: Clasificación de los daños según la presencia o no de tope longitudinal

El único análisis que se puede realizar a la vista de los datos mostrados en la Tabla 9 es que la ausencia de topes longitudinales es común a todas las estructuras que han sufrido daños. Asimismo, cualquier sistema de tope longitudinal ha funcionado perfectamente para desempeñar dicha función sin que se hayan producido daños en ningún caso. Esto nos indica que en aquellos casos en los que, debido a las exigencias de diseño, se han dispuesto distintos métodos de retención, tanto vertical como transversal, que han actuado correctamente, también estaban dispuestos medios de retención longitudinal.

Su inexistencia ha provocado dos problemas: por un lado, la caída o descalce de tableros esviados; por otro, el fallo o colapso de las juntas de dilatación que, si bien son daños que no se reflejan en la estadística, son cuantiosos en coste y en cuanto a la funcionalidad del puente, ya que pueden llegar a dejar los tableros intransitables hasta que se realice una reparación o sustitución de los elementos que forman la junta.



Figura 44: Topes longitudinales mediante pasadores y pletinas. Fuente: Propia (27/04/2010).



Figura 45: Topes longitudinal de hormigón armado. Fuente: Propia (29/04/2010).

4.2.6 Clasificación según las juntas de dilatación

Las juntas de dilatación permiten los movimientos longitudinales relativos, cubrir requisitos estructurales y garantizar que los movimientos originados por causas reológicas sean compatibles con las condiciones de apoyo. Los elementos y configuraciones que las forman pueden ser de distintos materiales en función del recorrido o magnitud de los desplazamientos a permitir (elastómeros, metálicas, etc.). En las siguientes figuras se muestran algunos ejemplos.



Figura 46: Junta metálica tipo “peine” entre estribo y tablero.
Fuente: Propia (27/04/2010).



Figura 47: Junta elastomérica. Fuente:
Propia (27/04/2010).



Figura 48: Continuidad de losa sobre pilas y estribos. Fuente: Propia (26/04/2010).

En los casos en los que no se disponen juntas de dilatación se dota de continuidad estructural a las losas sobre las vigas, vinculando entre sí los distintos tableros, así como a estos con los estribos mediante rótulas entre las losas, tal y como puede verse en la Figura 48.

En la Tabla 10 se recogen los daños en función de la existencia o no de juntas de dilatación. Se puede observar que, en los tableros con continuidad de losas y conexión con los estribos, no se ha producido daño, a excepción de un caso, por lo que se puede afirmar que este sistema constructivo es un excelente bloqueo frente a cualquier tipo de movimiento sísmico.

Los daños se han concentrado en aquellas estructuras con continuidad sobre pilas y juntas de dilatación en los estribos, debido a una correcta restricción transversal siendo el daño consecuencia de ello. Si bien los tableros con juntas de dilatación sobre pilas y estribos no presentan un índice de daños considerable, ello responde a que la mayoría son estructuras con vanos únicos o con sistemas de bloqueo transversal que han funcionado correctamente.

Estudio del comportamiento de los puentes prefabricados chilenos durante el
sismo de 27 de febrero de 2010

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE A JUNTAS DE DILATACIÓN					
TIPO DE JUNTA	EXTREMOS DE VIGAS ANALIZADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
JUNTA DE DILATACIÓN EN ESTRIBO Y CEPAS	102	2	0	0,08%	0,00%
JUNTA DE DILATACIÓN EN ESTRIBO Y LOSA DE CONTINUIDAD EN CEPAS	2118	36	118	1,48%	4,85%
LOSA DE CONTINUIDAD EN ESTRIBO Y CEPAS	212	0	0	0,00%	0,00%

Tabla 10: Clasificación de los daños según la presencia o no de juntas de dilatación

4.2.7 Clasificación según esviaje del tablero

La influencia del esviaje de los tableros durante un terremoto y sus efectos ya ha sido tratado en el capítulo anterior, por lo que en este apartado se mostrarán, de forma resumida, los registros de daños en función de dos tipos de geometrías distintas: sin esviaje en planta (tableros rectos respecto al eje longitudinal de los mismos) y tableros con esviaje respecto al eje longitudinal.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EN BASE AL ESVAJE DEL TABLERO					
GEOMETRÍA DEL TABLERO	EXTREMOS DE VIGAS ANALIZADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS MODERADOS	% EXTREMOS DE VIGAS CON DAÑOS SEVEROS
SIN ESVAJE	1270	4	0	0,16%	0,00%
ESVIADO	1162	34	118	1,40%	4,85%

Tabla 11: Clasificación de los daños según el esviaje de los tableros

El reducido nivel de daño que presentan las vigas que conforman tableros sin esviaje se contraponen a la concentración de daños para tableros esviados. En este caso, la ausencia de topes longitudinales, una reducida superficie de apoyo y longitud de entrega de viga así como un deficiente sistema de restricción transversal ha potenciado dicha concentración. En las siguientes figuras se muestran tableros sin daños después del sismo. Gracias a la presencia de los

elementos necesarios y a la restricción del mecanismo descrito previamente, se ha podido evitar que por efecto de la geometría del tablero se produjeran daños por esta causa.



Figura 49: Tablero esviado, con travesaño y anclaje vertical con barras. Fuente: Propia (27/04/2010).



Figura 50: Tablero recto, con travesaño y anclaje vertical con barras. Fuente: Propia (27/04/2010).

Como se ha indicado anteriormente, los datos mostrados en este capítulo son fruto de las inspecciones realizadas sobre el terreno en más de 70 tableros, contabilizándose 1.216 vigas prefabricadas. Suponen, pues, una muestra suficientemente representativa en cuanto a tamaño de la población estudiada e importancia de la misma.

Muchas de las vigas analizadas estaban situadas en zonas de máxima exigencia durante el terremoto debido a las condiciones del terreno y a los valores de aceleraciones registrados. Se han incluido la mayoría de los puentes dañados en las vías concesionadas por lo que los valores estadísticos considerados, si se tomaran sobre el total de los puentes construidos y en servicio, serían muy inferiores al crecer considerablemente el número de vigas sin daños.

A pesar de ello, no hay que restar importancia al número de vigas colapsadas. Es cierto que, a nivel de desempeño general, se concluye que los esquemas estructurales y las vigas de hormigón prefabricado han funcionado muy satisfactoriamente. Dicho lo cual, existe una serie de prácticas constructivas y sistemas de retención sísmica que no han demostrado un comportamiento satisfactorio o han sido directamente deficientes.

Los sistemas de anclaje de barras verticales sin elementos de bloqueo transversal; los sistemas de perfiles metálicos con función de retención doble; la ausencia de topes longitudinales o la deficiente construcción en el caso de los tableros esviados han sido responsables de la práctica totalidad de los daños observados. Es en estos casos en los que se han de focalizar los aprendizajes y los cambios que se deberán implementar en el futuro del diseño sísmico de este tipo de estructuras.

En el próximo capítulo nos centraremos en el mecanismo de fallo más común en las vigas doble T, así como en el análisis del comportamiento de los sistemas contabilizados, haciendo hincapié en la comprensión de todo aquello que no ha funcionado correctamente, sancionando su diseño y recomendando soluciones con el fin de mejorar el proyecto y ejecución de puentes en zonas sísmicas.

Capítulo 5: Análisis del comportamiento de los puentes inspeccionados

A partir de las estadísticas de daños recogidas en el capítulo anterior analizaremos el comportamiento estructural de los tableros de vigas prefabricadas en general, así como el de los distintos elementos que los conforman de forma individual. Antes de adentrarnos en dicho análisis, existen algunas ideas que es importante destacar debido a que en el pasado, cuando se incorporó la tecnología de vigas prefabricadas en tableros de puentes, se pusieron en duda.

Una primera observación es que, por efecto directo del sismo como aceleración de su propia masa y vibración según los tres ejes, las vigas prefabricadas no han sufrido ningún daño. No se ha contabilizado ningún daño en tableros o superestructuras, entendidas estas como el conjunto formado por las vigas y la losa superior hormigonada *in situ*.

Algunos elementos cuestionados en el pasado para soluciones con vigas prefabricadas han mostrado un comportamiento excelente, sin que se aprecie ninguna patología o daño. Estos son: la conexión viga-losa, con mención especial a la interfase entre ala superior y losa en toda su anchura; el anclaje extremo por adherencia de los cordones pretesos y la flexión lateral del bulbo inferior.

Habida cuenta de que tanto las vigas como los tableros, en general, han tenido un comportamiento tan satisfactorio con los criterios citados, los puntos del siguiente análisis harán especial énfasis en las conexiones y su comportamiento durante el sismo, sin olvidar el análisis de la estructura transversal en el extremo de los tableros, comparando el desempeño de los travesaños de hormigón armado frente al marco transversal formado por la losa y las almas de las vigas. Previamente, se presenta el mecanismo de daño producido en las vigas doble T por efecto del sismo.

5.1 Mecanismo de fallo en las vigas doble T

La mayoría de los daños observados en vigas, como ya se ha indicado, se deben a un incorrecto bloqueo transversal que provoca el choque de la viga contra elementos no diseñados como tope, dando lugar al fallo de dicho elemento así como al consiguiente descalce del tablero o bien al fallo de la viga extrema al no poder soportar toda la fuerza sísmica del tablero. La secuencia del colapso sería la mostrada en la Figura 51.

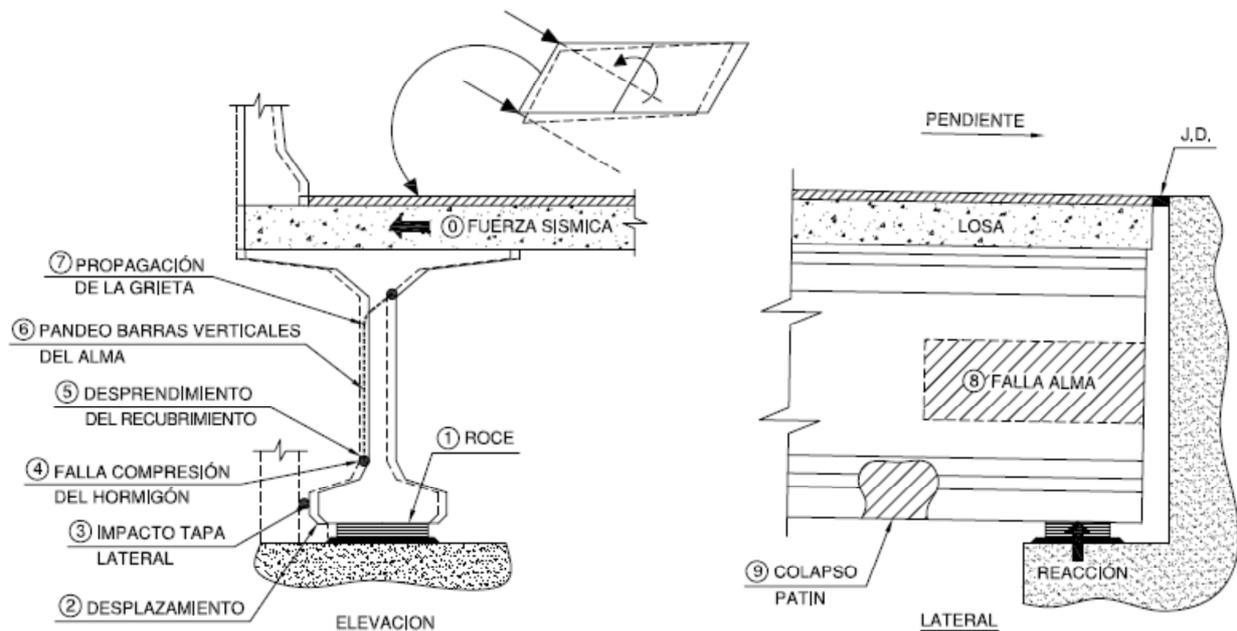


Figura 51: Mecanismo de fallo en las vigas doble T. Fuente: PREANSA.

Esta figura muestra las distintas etapas en las que podemos dividir el mecanismo de fallo más comúnmente observado en las estadísticas. Es un proceso que, siendo común a muchos tableros, principalmente se ha dado en tableros sin diafragmas y con ausencia de topes transversales, o con mal desempeño de los mismos, en cada una de las vigas. En orden cronológico podemos identificar las siguientes fases:

- 0) Aceleraciones horizontales y verticales debidas al sismo actuando sobre la estructura.
- 1) Disminución de la reacción sobre el apoyo debido a la componente ascendente de la aceleración vertical, lo que a su vez provoca una disminución de la fuerza de rozamiento que es la responsable de generar la capacidad de distorsión de los neoprenos.
- 2) Las fuerzas inerciales horizontales sumadas a aquellas generadas por las reacciones de borde debidas a la geometría esviada de los tableros originan un desplazamiento lateral.
- 3) Debido a ese desplazamiento lateral las vigas extremas colisionan con las "orejetas" existentes en los extremos de los cargaderos y dinteles. Este elemento se convierte en un tope improvisado y provoca que toda la fuerza sísmica se concentre en la viga extrema. En caso de que la orejeta colapse, el tablero, ya no tiene ningún elemento que lo retenga y se sigue desplazando lateralmente hasta que acaba descabalgando y cayendo al suelo.
- 4) En el caso de que el improvisado tope resista, la acción transversal actuante sobre el alma de la viga inicia una fisuración por compresión de la zona externa contigua al patín inferior.
- 5) Se produce una progresiva pérdida de sección por efecto de las cargas cíclicas, incrementando los efectos sobre la cada vez más menguada sección resistente.
- 6) Con los ciclos siguientes se empiezan a generar fenómenos de pandeo sobre las armaduras verticales que discurren por el alma, haciendo que continúe el avance de la fisura, tanto vertical como longitudinalmente.
- 7) La tracción y el avance de la fisuración provocan que el plano de fisura acabe llegando hasta el talón superior interno de la viga.

- 8) Se produce el fallo del alma de la viga por una reiterada pérdida de sección resistente frente a la acción del cortante transversal junto al resto de cargas actuantes (peso propio y las propias fuerzas sísmicas longitudinales y verticales).
- 9) La combinación de sollicitaciones gravitatorias y el fallo del alma generan el colapso del patín inferior por combinación de flexión longitudinal y transversal, tal y como puede verse en la Figura 52.



Figura 52: Colapso de viga doble T por fallo de alma y de cabeza inferior. Fuente: Propia (08/03/2010).

5.2 Comportamiento de la estructura transversal

Ha quedado demostrado el excelente comportamiento de los travesaños de hormigón, ya que no se han observado daños de carácter severo. Son elementos que compatibilizan las deformaciones transversales, rigidizando todo el conjunto, y son por ello muy recomendables, junto con todos los elementos de retención que acostumbran a llevar asociados. No obstante, hay que hacer un par de apreciaciones al respecto. Por un lado, hablamos de travesaños extremos, los que se construyen en la zona de apoyos de cada tablero de viga. En cambio, para travesaños intermedios, podemos confirmar que no son de ninguna utilidad. El bulbo inferior de las vigas con todo el pretensado está permanentemente comprimido y fuertemente armado, por lo que no sufre el más mínimo daño a pesar de no disponer de ningún punto de arriostramiento intermedio en su longitud. Además, la losa superior de hormigón armado actúa como un diafragma perfectamente

rígido, arriostrando la cabeza superior de las vigas y reduciendo al mínimo la posible deformación del ala inferior en flexión lateral.

A pesar de su buen comportamiento, estos elementos suponen un incremento de la complejidad de ejecución y, por tanto, de los costes en obra. Para evitar dichos costes y simplificar los trabajos se desarrolló el análisis resistente del marco formado por la losa como dintel y las almas de las vigas prefabricadas como pilares que, a su vez, ha demostrado su buen funcionamiento. Los fallos observados han sido originados por la inexistencia de topes transversales múltiples que permitan distribuir la reacción horizontal sísmica entre todos los pilares del marco y, así, evitar la concentración de toda la flexión transversal debida al sismo sobre el alma de una viga extrema, provocando el colapso de la misma, tal y como se puede observar en la Figura 53.

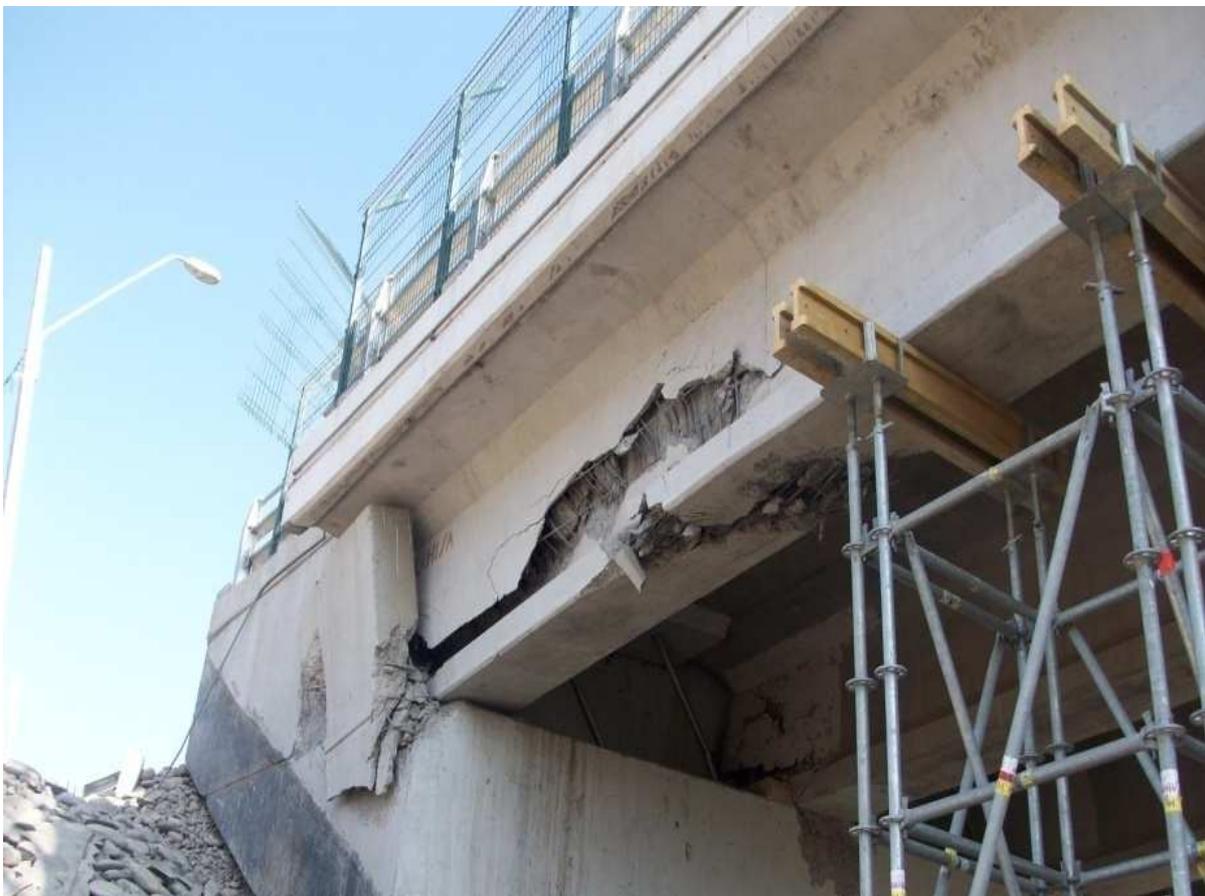


Figura 53: Colapso de viga doble T por deficiente retención transversal. Fuente: Propia (10/03/2010).

5.3 Comportamiento de los anclajes verticales

Como se ha comentado ya en la estadística correspondiente a este elemento, la finalidad del mismo es evitar el descenso brusco del peso propio por efecto de la aceleración vertical, manteniendo un cierto valor en la fuerza de rozamiento para así movilizar la capacidad de distorsión transversal de los apoyos que, a su vez, debe oponerse a las fuerzas sísmicas

horizontales, para así evitar el deslizamiento de las vigas sobre los apoyos de neopreno. Este elemento debe disponerse siempre que los neoprenos no estén anclados.

La funcionalidad de cualquier anclaje o tope debe ser independiente de las demás, ya que aquellos que combinaban ambos aspectos han mostrado una clara deficiencia en su funcionamiento. El caso más evidente es el de los angulares metálicos tipo “grapa” o “clip”, que al simultanear ambas misiones y debido al fallo de su función de tope transversal, han quedado inhabilitados como anclajes verticales, tal y como se muestra en las Figuras 54 y 55.



Figura 54: Anclaje vertical en grapa o clip colapsado por la combinación de esfuerzos horizontales y verticales. Fuente: Matías Hube



Figura 55: Anclaje vertical en grapa o clip colapsado por la combinación de esfuerzos horizontales y verticales. Fuente: Propia (03/03/2010)

Los anclajes a base de barra de acero encamisado han funcionado perfectamente siempre que han estado acompañados de topes laterales. Este tipo de anclaje pasivo ha fallado por no poder compatibilizar la deformación transversal provocada por la ausencia de topes. Este problema, por efecto de la longitud de las barras, se ha visto magnificado cuando dichos anclajes no estaban embebidos en los travesaños, tal y como se puede observar en la Figura 56.



Figura 56: Fallo en las barras debido a la ausencia de topes transversales. Fuente: Propia (08/03/2010)

Los anclajes verticales a base de pletina y pasador, así como los neoprenos con anclados a las vigas y a la subestructura, han tenido un perfecto desempeño, sin que se hayan apreciado daños de ningún tipo.

5.4 Comportamiento de los topes sísmicos transversales

Estos elementos, cuya finalidad es la de restringir los movimientos del tablero en sentido transversal y generar un reparto de fuerzas horizontales en numerosos puntos, tienen un claro efecto beneficioso sobre la compatibilidad de deformaciones del sistema y para limitar la distorsión transversal de los neoprenos. Es muy importante que se dispongan dejando una mínima holgura en el sentido transversal para permitir la libre dilatación de los tableros así como otros movimientos longitudinales, como los debidos a efectos reológicos, a fuerzas de frenado o los del propio sismo.

Los topes transversales deben existir. Son imprescindibles y su ausencia ha sido prácticamente la única causa de las patologías sufridas o, cuanto menos, han estado directamente relacionados con las mismas. Pueden topar a la losa superior (no habiéndose observado esta configuración en Chile y no siendo recomendable ya que al actuar pondrían en flexión transversal las almas de las vigas, flexión cuya fuerza de cortante acaba dependiendo del apoyo de la viga), al travesaño (son los mejores ya que han funcionado perfectamente, siendo recomendables dos intermedios, para que trabajen independientemente del sentido de la oscilación sísmica) y los que se encuentran al pie de las vigas (es imprescindible que se dispongan un par por viga, a fin de evitar la concentración de fuerzas y el consiguiente daño en parte de las vigas según el mecanismo descrito anteriormente).

En cuanto a los materiales, podemos distinguir dos tipos: los topes de hormigón, que han funcionado muy bien cuando estaban diseñados para ejercer como tales (tal y como se muestra en la Figura 57) y los topes metálicos. Estos últimos no han funcionado tal y como fueron concebidos (con ejemplos como los mostrados en las Figuras 54 y 55). Dado que solo se ha observado un tipo de tope de acero, cabe pensar que con un diseño más resistente podrían funcionar. Sin embargo, parece sorprendente que se utilicen debido a los problemas de conservación que llevan implícitos.



Figura 57: Topes transversales de hormigón sin daño tras el terremoto. Fuente: Propia (29/04/2010)

5.5. Comportamiento de los topes longitudinales

En Chile, hasta el terremoto del 2010, era habitual confiar casi exclusivamente el control de los desplazamientos longitudinales, incluso los sísmicos, a la capacidad de distorsión de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado. Aquellos tableros que disponían de ellos han tenido un desarrollo plenamente satisfactorio, mientras que la ausencia de este tipo de elementos ha provocado dos problemas principalmente:

- El giro y descalce de los tableros esviados. Dicho tablero, al girar en el sentido de los ángulos agudos, golpea longitudinalmente contra el murete de guarda o espaldón del estribo. Estos movimientos, tal y como ya se ha explicado en el capítulo anterior, son el resultado del par de fuerzas que se generan al aplicar las fuerzas horizontales resultantes sobre el tablero y que al no pasar geoméricamente por su centro de gravedad producen un momento de giro asimilable a un torsor horizontal.
- La rotura de muchas juntas de dilatación. Éstas deben tener la misma capacidad de deformación que la distorsión prevista para los apoyos en servicio y sería muy recomendable que esa capacidad fuera superior a la distancia hasta el tope sísmico longitudinal, evitándose así la rotura de las mismas.

Los topes longitudinales deben trabajar conjuntamente con un correcto sistema de topes transversales, de manera que cada elemento cumpla una función claramente diferenciada. Se debe dejar una holgura suficiente para permitir los desplazamientos habituales en servicio y se recomienda que, al igual que el resto de elementos, sean inspeccionables (como en la Figura 58).



Figura 58: Topes longitudinales sin daño tras el terremoto. Fuente: PREANSA (21/05/2010)

5.6. Comportamiento de las juntas de dilatación

Si bien es cierto que no es un problema propiamente estructural, el coste económico y la pérdida de funcionalidad, hasta llegar a provocar la inhabilitación del tablero, recomiendan que sean tenidos en cuenta en este análisis.

Las juntas de dilatación deben tener la misma capacidad de deformación que la distorsión prevista para los apoyos en servicio, siendo también muy necesario que dispongan de la holgura suficiente para que se permita el desplazamiento del tablero hasta llegar a ser retenidos por los topes sísmicos longitudinales sin que los aparatos de junta sufran daño alguno. Estos criterios, que no pueden definirse estrictamente como exclusivos de la ingeniería sísmica, no se han cumplido en general, produciéndose daños como los que se muestran en la Figura 59.



Figura 59: Junta de dilatación con daño tras el terremoto. Fuente: PREANSA (02/06/2010)

Estos daños, como ya se ha dicho de forma reiterada, son combinación de la presencia de las juntas de dilatación junto con otros factores con deficiente funcionamiento (sistemas de topes transversales, verticales, ausencia de topes longitudinales) y la geometría esviada de los tableros. Como alternativa a este tipo de elementos, la eliminación de las juntas mediante la ejecución de losas de continuidad ha demostrado un excelente comportamiento. Este perfecto desempeño desde el punto de vista sísmico se debe al excelente bloqueo de todos los movimientos sísmicos, anulando las juntas así como los topes transversales y longitudinales.

No se deben ejecutar nunca las juntas de dilatación sobre las pilas intermedias. De no ser posible por la longitud del viaducto, se deberá organizar un sistema de bloqueos cuádruple para ambos extremos y en ambos sentidos sobre dicha pila, ya que será la zona crítica del viaducto en el caso de sismo. Los resultados de la presencia de las juntas de dilatación en centros de viaducto sin dicho sistema de retención se pueden observar en la Figura 60.



Figura 60: Junta de dilatación con daño tras el terremoto. Fuente: PREANSA (02/06/2010)

5.7. Comportamiento de los apoyos de neopreno

En las inspecciones de las estructuras analizadas se han detectado dos tipologías de aparatos de apoyo, pudiéndose agrupar de la siguiente forma:

- Aparatos de neopreno zunchado “libres”. Trabajan solidariamente a la viga por exclusivo efecto del rozamiento, no siendo suficiente en los casos en los que no hay o han trabajado mal los dispositivos complementarios, como puede apreciarse en la Figura 61.
- Aparatos de apoyo anclados. Estos neoprenos tienen algún tipo de elemento que los vincula físicamente a la viga y a la subestructura, ya sea simultáneamente o de forma independiente, tal y como puede verse en la Figura 62.



Figura 61: Viga y aparato de apoyo anclado desplazado tras el terremoto. Fuente: Propia (04/04/2010)



Figura 62: Aparato de apoyo anclado sin daño tras el terremoto. Fuente: Propia (27/04/2010)

Los neoprenos libres, como el mostrado en la Figura 61, han presentado una capacidad de distorsión satisfactoria. La mayor parte de los daños ha sido debida a la falta o mal funcionamiento de los elementos de restricción longitudinal, transversal o vertical.

El neopreno anclado mostrado en la Figura 62, no siendo habitual en muchas de las estructuras inspeccionadas, ha tenido un desempeño excelente. Eso es debido, como en el caso mostrado en la imagen anterior, a que se encontraba en el Viaducto Córdova, en la Zona I y, por tanto, en un área de máximo requerimiento sísmico en la fase de diseño.

Esto último es una constante en las estructuras analizadas: las de mayores solicitaciones teóricas no sufrieron daño mientras que aquellas en las que las condiciones eran menos exigentes sufrieron daños moderados o severos por la incorrecta restricción de los tableros.

Capítulo 6: Conclusiones

Un terremoto de semejante magnitud es, por definición, una catástrofe natural. A pesar de ello, y desde un punto de vista ingenieril, podemos encontrar una lectura positiva a este tipo de acontecimientos: a los profesionales nos permite evaluar las soluciones constructivas diseñadas para resistir los terremotos y acotar los potenciales daños. Posteriormente, tras los pertinentes análisis, podemos sancionar las prácticas constructivas empleadas en función de su respuesta.

Gracias al análisis presentado en este estudio, podemos extraer una serie de conclusiones acerca del comportamiento de tableros de vigas prefabricadas en doble T frente a sismos de gran magnitud. Dichas conclusiones pueden agruparse de la siguiente manera:

- *Conclusiones sísmicas generales y de país.*
 - A pesar de los daños observados y de que la normativa chilena no acepta el colapso estructural, se puede afirmar que, en general, la mayoría de las estructuras y los sistemas constructivos funcionaron de forma adecuada. En el caso de los puentes en particular, con 9 dañados y 4 colapsados de 1730 concesionados, y 29 con daños de los 6.830 censados por el Ministerio de Obras Públicas, el análisis presentado demuestra un muy buen desempeño de la ingeniería vial, con la salvedad de algún método constructivo susceptible de ser mejorado.
 - Pese al magnífico desempeño de la ingeniería chilena, en la sociedad actual se tiene tendencia al sensacionalismo. De ese modo, las espectaculares imágenes que mostraron los medios de comunicación de estructuras caídas no muestran la realidad de la situación del país, que, si bien fue muy dura durante las primeras horas, días y hasta semanas, dista mucho de la visión apocalíptica mostrada en esos momentos. Si bien esto es algo esperable y hasta cierto punto habitual, cuesta más entender como desde colectivos profesionales, como algunos miembros del equipo de inspección japonés del que se ha hablado en páginas anteriores, fueran tan contundentes en su crítica hacia los métodos constructivos empleados por las concesionarias españolas, haciéndoles responsables indirectamente de la caída de los tableros. Las responsabilidades acostumbra a ser compartidas entre responsables técnicos de la administración pública, revisores y autores de proyectos, etc. Además, muchos de los diseños empleados por las concesionarias se han demostrado como perfectamente válidos para resistir satisfactoriamente un evento sísmico de tal virulencia.

- También debería incorporarse el criterio económico para determinar si es asumible el nivel de daño alcanzado por las infraestructuras a raíz de un evento sísmico de tal magnitud. Así, la práctica chilena de permitir que las estructuras se deformen, posibilitando grandes desplazamientos y que así luego puedan ser reparadas, presenta dos problemas principales: por un lado, obliga a que los métodos de retención deban existir y funcionar correctamente; por otro, el coste de la recolocación, desde un punto de vista económico, es elevadísimo. Sirva como ejemplo un informe publicado por MAPFRE en 2011 [34], en el que se indicaba que el coste estimado para cada “gateo” o reposicionamiento de tableros era de 350.000 USD.
 - Queda patente que, en países sísmicos, es básico disponer de una extensa red de acelerogramas implantada en muchos puntos, cubriendo de la forma más eficiente posible la mayor combinación de estructuras diversas sobre suelos y zonas diferenciadas. Gracias a la existencia de dicha red, Chile pudo ofrecer al mundo los datos del primer sismo registrado completamente hasta la fecha. Estos registros son de vital importancia para conocer mejor el comportamiento de las estructuras, pudiendo aprender y diseñar de la mejor forma posible frente a futuros terremotos. Es recomendable implantar un plan de instrumentalización de estructuras, para así completar y mejorar la información que permitirá conocer mejor el comportamiento sismorresistente de distintos tipos de estructuras.
 - Convendría promocionar un programa de inspección, refuerzo y mejora de las estructuras existentes, promoviendo la sustitución de aquellos sistemas que se han demostrado claramente defectuosos por aquellos que han funcionado, sin entrar por eso en la dinámica restrictiva de volver hacia sistemas que, si bien han funcionado correctamente, pueden ser optimizados por otros sistemas que han demostrado su correcto funcionamiento y que suponen un claro ahorro en cuestiones económicas y de mantenimiento. La ingeniería debe aprender de estos eventos y promover una vocación de mejora continua, dando pasos seguros, pero siempre hacia adelante, en un mejor diseño de estructuras.
- *Conclusiones acerca de la normativa chilena.*
- Con este trabajo presentado, ha quedado patente la necesidad de redactar una normativa sísmica específica para puentes. Parece curioso que, en un país con tanta actividad sísmica como Chile, no exista este tipo de normativa, limitándose a las disposiciones recogidas en el Manual de Carreteras, con una clara influencia de normativa norteamericana.
 - Con independencia de la necesidad de crear una normativa sismorresistente para puentes, tanto los espectros definidos por el Manual de Carreteras como los de la propia normativa sísmica de edificación se vieron claramente superados, tal y como se ha mostrado a lo largo del presente documento. En especial, para algunas zonas, tipos de suelo y ciertos periodos de vibración de las estructuras, los espectros de diseño, considerados como suficientes a raíz del terremoto de 1985, se vieron ampliamente superados.
 - Además de la modificación de los espectros de respuestas, sería recomendable la adopción de otros criterios de diseño para su implementación en futuras normas sísmicas.

Algunos de ellos y de los que hemos hablado en capítulos anteriores, podrían ser, el potencial destructivo de Saragoni; la duración temporal del evento; la repetitividad de los ciclos; la distancia al epicentro o las aceleraciones verticales.

- Otra cuestión que muchas veces queda relegada a un segundo plano es la caracterización del terreno. Es imprescindible la adopción de una mejor clasificación, creando nuevos subtipos, si es necesario, y generando mayor definición de las zonificaciones mediante estudios geotécnicos, generales y locales, que permitan llegar a identificar problemas locales específicos como es el de la licuación de suelos.
 - Todas estas recomendaciones y consideraciones a incluir en el medio plazo que se han recogido en este documento, muchas de las cuales ya fueron indicadas por los propios ingenieros chilenos tras el terremoto, todavía no han sido implantadas completamente a nivel normativo, 6 años después de este gran terremoto.
- *Conclusiones acerca de los puentes prefabricados frente al sismo.*
- El comportamiento de las vigas prefabricadas doble T frente a la flexión transversal, cortante y aceleración vertical ha sido enteramente satisfactorio. Este tipo de elementos ha demostrado ser una perfecta solución constructiva para tableros en zonas sísmicas, ya que no se ha detectado ningún daño en vigas por efecto directos de las sollicitaciones sísmicas; no se ha observado daño alguno en los bulbos de pretensado por flexión transversal sísmica; no ha habido fallos en el anclaje extremo por pérdida de adherencia de los cordones pretesos y se puede concluir que todos los daños en vigas han sido causados por los desplazamientos del tablero. En resumen, los daños observados en las vigas prefabricadas hubieran ocurrido con independencia del material.
 - La presencia de travesaños intermedios, como ya se ha indicado en el análisis de esta solución estructural, no es necesaria para el funcionamiento monolítico del conjunto de vigas y losa. La presencia de travesaños en los extremos, si bien se ha demostrado que no es explícitamente necesaria, reduce drásticamente los daños cuando los sistemas de conexión a la subestructura fallan, ya que evita que las fuerzas se concentren en vigas extremas. Asimismo, los sistemas estructurales tipo marco formados por las almas de las vigas y la losa de hormigón armado han demostrado ser perfectamente viables como soluciones estructurales siempre que los sistemas de restricción de desplazamientos han funcionado correctamente. Por ello, podemos concluir que el daño producido en las vigas no es fruto del esquema estructural en el extremo del tablero si no del defectuoso o inexistente sistema de restricción transversal frente al sismo.
 - Un criterio de diseño a evitar es aquel que impone que un dispositivo tenga doble función, como ha pasado con los topes metálicos. Al fallar estos, además de perder la función principal, también quedan inhabilitados en esa segunda función encomendada. Es más que recomendable, si se puede asumir económicamente, que exista una redundancia en los dispositivos de retención con el fin de incrementar el grado de seguridad global de las estructuras.

- Los topes transversales no presentan, en muchos casos, una holgura suficiente para permitir el desplazamiento sísmico controlado, sin alterar la libre dilatación de los tableros y los movimientos longitudinales de los tableros. Deben existir siempre, son imprescindibles y su ausencia ha sido prácticamente la única causa de todas las patologías observadas. Los topes metálicos, a pesar de que podrían llegar a funcionar con un diseño adecuado, no nos parecen recomendables desde un punto de vista de durabilidad. Es imprescindible la colocación, a pares, en todas las vigas o, por lo menos, a dos puntos intermedios de los travesaños en el caso de la presencia de los mismos.
- En cuanto a los topes sísmicos longitudinales, se recomienda la disposición de topes en estribos, en especial, en todos los tableros esviados, para impedir el giro del tablero en el momento del impacto sobre el espaldón, algo que no es habitual en absoluto. Es muy recomendable la ejecución de losas continuas sobre estribos, reduciendo el número de juntas de dilatación y diseñando, en el caso de ser imprescindible su presencia, un adecuado sistema de restricciones longitudinales y transversales en las correspondientes zonas de apoyo. Se recomienda que sean revisables y que respeten la capacidad de distorsión longitudinal en servicio de los apoyos de neopreno zunchado.
- La deficiente calidad de los aparatos de apoyo en el mercado chileno, así como su falta de mantenimiento, de inspección, la ausencia de certificación de calidad por parte de los fabricantes locales, la inexistencia de normativa de control así como la falta de requerimiento por parte de la administración, concesionarias, contratistas y proyectistas ha provocado que sean elementos que necesitan de una profunda revisión para que tengan un adecuado comportamiento, tanto a nivel funcional como a nivel de solicitaciones sísmicas. Como se ha visto, en el caso de no existir elementos de anclaje vertical, los neoprenos deben estar anclados mediante sistemas de bulones, de chapas roscadas o de cualquier otro sistema que garanticen el comportamiento solidario del conjunto frente a las acciones verticales.
- En cuanto a las barras antisísmicas, como sistema de anclaje vertical y siempre que vayan acompañadas de un buen sistema de retención transversal, se pueden mantener. Una posible propuesta de mejora, para aquellos tableros de máximas solicitaciones de diseño, o en los que las condiciones geométricas así lo requieran (tableros esviados, curvos, etc.) consistiría en plantear el uso de anclajes activos en lugar de los anclajes pasivos hasta ahora utilizados.

Como conclusión final, la información recogida, más allá del coste humano y material, que siempre es inasumible, debe servir para mejorar en el diseño sísmico de estructuras. Desde el punto de vista de todos los actores implicados en el diseño y construcción de puentes, se debe fomentar la incorporación de nuevas tipologías que permitan asegurar un mejor desempeño sísmico. Las experiencias y las soluciones disponibles son muchas. De forma muy breve, y desde un punto de vista seccional, se recomienda el uso de secciones cerradas, como pueden ser las vigas cajón, con un mejor comportamiento frente a esfuerzos dinámicos transversales. Por otra parte, el uso de tipologías estructurales hiperestáticas, cuanto menos, con continuidad de losas y, a poder ser, el diseño de puentes integrales monolíticos, garantiza un óptimo desempeño frente a este tipo de

eventos. Por último, el uso de elementos como son los disipadores y los aisladores sísmicos, puede justificar, en países como Chile, su elevado coste inicial de adquisición.

Referencias bibliográficas

1. Richter, Charles F. (01/1935). *An instrumental earthquake magnitude scale*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 25.
2. Hanks, Thomas C.; Kanamori, Hiroo (05/1979). *Moment magnitude scale*. Journal of Geophysical Research 84 (B5), p. 2348–2350.
3. Barrientos, Sergio (04/2010). *Seminario terremoto de 27 de febrero*. Colegio de Ingenieros de Chile, Santiago de Chile, Chile.
4. Boroschek, Ruben et al. (04/2010). *Movimiento fuerte. Terremoto 27 de febrero de 2010*. Colegio de Ingenieros de Chile, Santiago de Chile, Chile.
5. USGS. http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usp000h7rf#general_region
6. Bolt, Bruce A. (1989). *Estudio de los movimientos sísmicos del suelo*. University of Berkeley, Física de la tierra, Vol 1, p. 11-50.
7. Chopra, Anil K. (1995). *Dynamic of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. University of Berkeley.
8. Araya, R. y Saragoni, G. R. (1984). *Earthquake accelerogram destructiveness potential factor*. EERI. Proceedings of the 8th World Conference of Earthquake Engineering. San Francisco, USA, p. 835 – 842.
9. Arias, A. (1970). *A measure of earthquake intensity*. Seismic Design for Nuclear Power Plant. Cambridge, MA, The M.I.T. Press, p. 438 – 483.
10. Orosco, L. y Alfaro, I. (2008). *Potencial Destructivo de Sismos*. Cuadernos de la Facultad. Universidad Católica de Salta, Argentina.
11. Instituto Nacional de Normalización, INN, Chile. Web: <http://www.inn.cl/>
12. Madariaga, Raúl (1998). *Sismicidad de Chile*. Física de la tierra, Vol 10, p. 221-258.
13. NCh433. Of1996. *Diseño sísmico de edificios*. INN. Chile.
14. NCh2369. Of2003. *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. INN. Chile.
15. Manual de Carreteras. Volumen 3. *Instrucciones y criterios de diseño*. MOP. Chile.
16. Guendelman, Tomás (04/2010). *Efectos del sismo de 27 de febrero de 2010 en las edificaciones*. Colegio de Ingenieros de Chile, Santiago de Chile, Chile.
17. AASHTO 2002. *Standard Specifications for Highway Bridges*. USA.
18. AASHTO LRFD. *Bridge design specification*. USA.

19. *The Chile Earthquake of March 3, 1985 — Damage to Bridges and Highways*. Earthquake Spectra: February 1986, Vol. 2, No. 2, p. 411-427.
20. AASHTO. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*. USA.
21. Watanabe, G., Kawashima, K. (08/2004). *Effectiveness of cable-restrainer for mitigating rotation of a skewed bridge subjected to strong ground shaking*. Paper No.789. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver (B.C.), Canada.
22. Saragoni, R. (05/2011). *El mega terremoto del Maule de 2010*. Revista Anales, Séptima Serie, nº1. Universidad de Chile.
23. Saragoni, R., Holmberg, A. y Saez, A. (1989). *Potencial Destructivo y Destructividad del Terremoto de Chile de 1985*. 5tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, Vol. 1, p. 369-378.
24. Saragoni, R. (2012). *Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas*. Capítulo 6. Mw = 8.8 Terremoto de Chile, 27 de febrero. Departamento de Ingeniería Civil de la FCFM, Santiago de Chile.
25. Riddell, R (10/2010). *¿El espectro de diseño de la norma sísmica chilena es suficiente?*. Seminario, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Universidad Católica de Chile.
26. Boroschek, Rubén et al. (10/2010). *Informe RENADIC 10/05*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
27. Aguiar, R. (2010). *Importancia de las vigas transversales en puentes. Análisis del puente Llacolen-Sismo de Chile*. Revista INFOCIENCIA, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
28. Kawashima K., Unjoh S., Hoshikuma J., Kosa K. (2010). *Damage of transportation facility due to 2010 Chile Earthquake*. Bridge team dispatched by Japan Society of Civil Engineers. PEER, University of Berkeley.
29. Aguiar, R. (2010). *Elementos verticales de anclaje de puentes. Lecciones del sismo de Chile de 2010*. Revista INFOCIENCIA, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
30. Ortigosa, P. (04/2010). *Comportamiento de suelos*. Colegio de Ingenieros de Chile, Santiago de Chile, Chile.
31. González, V. y Verdugo, R. (2012). *Licuefacción en el área del Paine inducida por el terremoto 27F*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Chile.
32. Unión, A. y Guzmán, M. (2010). *Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile*. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. Chile.
33. Varios (08/2010). *Plan de reconstrucción, terremoto y maremoto del 27 de febrero de 2010*. Ministerio de Desarrollo Social. Gobierno de Chile.
34. ITSEMAP y MAPFRE Global Risks (2011). *8,8 El terremoto de Maule, Chile. 27F2010*. MAPFRE. Madrid, España.