



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE PEDRO DE VALDIVIA-CHILE”

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Sr. Galo Valdebenito Montenegro
Ingeniero Civil, especialidad Estructuras
Dr. Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural.

PILAR ANDREA ABURTO CALDERÓN
VALDIVIA – CHILE
2013

Agradecimientos:

Quisiera agradecer el apoyo y gestión de la Gobernación Marítima de Valdivia, quien colaboró con los registros de sondaje del río cercanos a los pilares del puente y nivel de mareas; Gobernación de la Provincia de Valdivia, organismo que autorizó la realización de campañas experimentales en el puente; a la Municipalidad de Valdivia, que permitió el ingreso al interior de la superestructura del puente; a la 1^{era} Comisaria de Carabineros de Valdivia, que coordinaron el cierre de una de las calzadas del puente por 5 horas; al Servicio de Vivienda y Urbanismo Región de los Ríos, que entregó información de las reparaciones realizadas al puente el año 2010 y finalmente al Departamento de Proyectos de la División de Ingeniería de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Publicas por proporcionar los informes de técnicos de 79 puentes que fueron dañados por el terremoto del 27 de febrero del 2010.

INDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	I
SUMMARY.....	II
CAPITULO I: INTRODUCCION.....	1
1.1 MOTIVACION Y JUSTIFICACION. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1.1 Los Puentes como Líneas Vitales	1
1.1.2 Chile y su Sismicidad	1
1.1.2.1 <i>Sismicidad de Valdivia</i>	4
1.1.2.2 <i>Marco Sismotectónico de Valdivia</i>	5
1.1.2.3 <i>Contexto Geológico y Geotectónico de Valdivia</i>	6
1.1.2.4 <i>Terremotos de la historia reciente</i>	10
1.1.3 Vulnerabilidad Sísmica de Puentes	14
1.1.4 Vulnerabilidad Sísmica Puente Pedro de Valdivia.....	15
1.2 OBJETIVOS	15
1.2.1 Objetivo General.....	15
1.2.2 Objetivos Específicos.....	16
1.3 METODOLOGÍA.....	17
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	18
CAPITULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO	20
2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES. PANORAMA GLOBAL.....	20
2.1.1 Experiencia Americana.....	20
2.1.2 Experiencia Europea	28
2.1.3 Experiencia Asiática.....	34
2.2 VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES. PANORAMA EN CHILE	38
2.2.1 Vulnerabilidad Observada en puentes durante el terremoto del 3 de marzo de 1985.....	39
2.2.2 Vulnerabilidad Observada en puentes durante el terremoto del 27 de febrero 2010	39
2.2.2.1 <i>Aspectos Generales</i>	40
2.2.2.2 <i>Análisis de daños por zona sísmica</i>	42
2.2.2.3 <i>Análisis de daños según intensidades</i>	51

2.2.2.4	<i>Efectos de sitio</i>	53
---------	-------------------------------	----

CAPITULO III: METODOLOGÍAS PARA EL ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES56

3.1	VULNERABILIDAD OBSERVADA.....	56
3.2	MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	59
3.3	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	64
3.3.1	Curva de Capacidad.....	64
3.3.2	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	66
3.3.3	Espectro de Capacidad.....	68
3.3.4	Espectro de demanda.....	69
3.3.5	Curvas de fragilidad y Matrices de probabilidad de daño.	70
3.4	ANÁLISIS NO LINEAL DINAMICO.....	74

CAPITULO IV: EL PUENTE PEDRO DE VALDIVIA, CHILE.....76

4.1	ANTECEDENTES HISTÓRICOS	76
4.2	ASPECTOS TÉCNICOS GENERALES.....	77
4.2.1	Generalidades	77
4.2.2	Infraestructura	81
4.2.3	Antecedentes constructivos.....	83
4.2.4	Reparación puente Pedro de Valdivia Post-Terremoto 1960.....	84
4.2.5	Reparación puente Pedro de Valdivia 2010	84
4.2.6	Observaciones del estado del puente.....	88
4.3	SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE.....	92

CAPITULO V: ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO94

5.1	LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL	94
5.2	CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES.....	95
5.2.1	Ensayos en el hormigón:.....	95
5.2.1.1	<i>Ensayos no destructivos</i>	96
5.2.1.1.1	<i>Ensayo de ultrasonido:</i>	96
5.2.1.1.2	<i>Ensayo esclerometrico:</i>	97

5.2.1.2	<i>Ensayos destructivos de Compresión.....</i>	99
5.2.1.3	<i>Comparación entre ensayo no destructivo y destructivo.....</i>	100
5.2.2	Ensayos mecánicos del acero	101
5.2.3	Auscultación de Armaduras.....	103
5.2	INSTRUMENTACION DEL SISTEMA PUENTE/SUELO	106
5.2.1	Caracterización Dinámica Experimental del Suelo.....	107
5.2.2	Caracterización Dinámica de la Estructura Existente	111
CAPITULO VI: DESARROLLO Y CALIBRACION DEL MODELO ESTRUCTURAL ..		114
6.1	MODELO PRELIMINAR.....	114
6.2	CALIBRACIÓN DEL MODELO	119
6.3	ANÁLISIS MODAL MODELO CALIBRADO	120
6.4	CALIBRACIÓN FINAL DEL MODELO Y ANÁLISIS DE LOS MODOS DE VIBRAR.....	120
CAPITULO VII: APLICACIÓN DEL METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD ..		124
7.1	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	124
7.2	CURVA DE CAPACIDAD.....	125
7.3	CURVA DE CAPACIDAD BILINEAL.....	126
7.4	ESPECTRO DE CAPACIDAD.	128
7.5	CURVA DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑOS	130
CAPITULO VIII: CONCLUSIONES.....		141
8.1	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	141
8.2	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	143
BIBLIOGRAFÍA.....		144
ANEXO A.....		153
ANEXO B		160

TABLA DE ILUSTRACIONES

ILUSTACIONES CAPITULO I

Figura 1. 1: Localización de la zona de ruptura de los principales terremotos.....	2
Figura 1. 2: Contexto tectónico: Convergencia entre placas de Nazca y Sudamericana.	3
Figura 1. 3: Esquema del ciclo sísmico.....	3
Figura 1. 4: Principales fuentes sismogénicas.	4
Figura 1. 5: Focos sísmicos asociados a la zona de subducción chilena.	6
Figura 1. 6: Geomorfología del sector céntrico de la ciudad de Valdivia.....	7
Figura 1. 7: Extracto mapa características geotécnicas básicas y respuesta sísmica de Valdivia.	8
Figura 1. 8: Extracto mapa respuesta sísmica de Valdivia.	9
Figura 1. 9: Extracto mapa de geología y características geotécnicas de Valdivia.....	9
Figura 1. 10: Valdivia, Terremoto 22 de mayo de 1960.	11
Figura 1. 11: Regiones afectadas por el terremoto del 27 de febrero del 2010.....	12
Figura 1. 12: Sismo Principal y replicas.	13
Figura 1. 13: Edificio colapsado en la ciudad de Concepción.....	13
Figura 1. 14: Puente colapsado sobre el río Claro, Región del Maule. Fuente: Dávila, M., 2010.	14

ILUSTACIONES CAPITULO II

Figura 2. 1: Rotación (θ) empleadas como índice de daños en pilas.	21
Figura 2. 2: Visualización de fotos de los puentes urbanos de Ensenada.	23
Figura 2. 3: Puente Infiernillo II.....	24
Figura 2. 4: Imagen tridimensional de los 59 palmos del puente I-155.....	25
Figura 2. 5: Modelos irregulares de puente con diferente longitud del pilar central.....	28
Figura 2. 6: Características principales de los puentes seleccionados para cada clase.	30
Figura 2. 7: Modelación tridimensional del puente.....	32
Figura 2. 8: Diagrama de momento flector del tramo central del puente.	33
Figura 2. 9: A la izquierda: Modelo de masa concentrada. A la derecha: Modelo masa distribuida.....	35
Figura 2. 10: Puentes dañados en el terremoto de Chi-Chi.....	36
Figura 2. 11: Patrón de la grieta del modelo: A la izquierda: sometido componente horizontal. A la derecha: sometido a Componente horizontal + vertical con $PGA=0.5g$	37

Figura 2. 12: Fundación del puente socavada once años después de terminada su construcción.	38
Figura 2. 13: A la izquierda: Puente Ñuble Oriente, daño tope sísmico. A la derecha: atravieso Azufradero, daño en viga. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.....	41
Figura 2. 14: A la izquierda: Puente cada, desplazamiento del tablero. A la derecha: Paso inferior las Mercedes, daño barras de anclaje. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.	41
Figura 2. 15: A la izquierda: Paso inferior La Ballena, deformación de la placa de apoyo. A la derecha: Puente Llico, descenso terraplén de acceso. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.	41
Figura 2. 16: A la Izquierda: Paso superior Lo Echevers, caída del tablero. A la derecha: Puente Juan Pablo II, daño en Cepa. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.....	42
Figura 2. 17: Puente Punchema, daño en ala del estribo.....	42
Figura 2. 18: Puentes analizados, ubicados en mapa de zonificación sísmica Nch433.Of 96.	44
Figura 2. 19: Comparación del daño entre zona sísmica 2 y zona sísmica 3 para el puente tipo1.....	46
Figura 2. 20: Comparación del daño entre puentes tipo1, tipo2 y tipo4 para la zona sísmica 3.	46
Figura 2. 21: Estaciones sismográficas ubicadas en mapa de zonificación sísmica.....	47
Figura 2. 22: Puentes analizados ubicados en mapa isosistas del terremoto del 27 de febrero.....	51
Figura 2. 23: Comparación del daño entre intensidades del terremoto del 27 de febrero del 2010 para el puente Tipo1.	52
Figura 2. 24: Comparación del daño entre intensidades del terremoto del 27 de febrero del 2010 para el puente Tipo2	52
Figura 2. 25: Comparación del daño entre intensidades del terremoto del 27 de febrero del 2010 para el puente Tipo4.	53
Figura 2. 26: Estaciones sismográficas y puentes analizados ubicados en mapa de zonificación sísmica.	54

ILUSTACIONES CAPITULO III

Figura 3. 1: Parámetros del modelo.....	61
Figura 3. 2: Curva de Capacidad.	65
Figura 3. 3: Representación bilineal curva de capacidad	68
Figura 3. 4: Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda.....	69
Figura 3. 5: Punto de desempeño	71
Figura 3. 6: Evolución del daño con parámetros del terremoto	71

Figura 3. 7: Curvas de fragilidad.....	72
--	----

ILUSTACIONES CAPITULO IV

Figura 4. 1: Puente Pedro de Valdivia.....	76
Figura 4. 2: Acceso al puente Pedro de Valdivia, desde el centro hacia la Isla Teja.	76
Figura 4. 3: Perfil longitudinal y vista en planta del puente.....	78
Figura 4. 4: Sección transversal tablero mixto y detalle viga metálica.....	79
Figura 4. 5: Sección transversal viga cajón de 2 células y 4 células.....	80
Figura 4. 6: Detalle Estribo	81
Figura 4. 7: Estribo oriente, pilar del tramo central, pilar del extremo poniente.	82
Figura 4. 8: Fundación Pilar.	82
Figura 4.9: Construcción puente Pedro de Valdivia.....	83
Figura 4.10: Cimbra puente Pedro de Valdivia.....	83
Figura 4. 11: Planta puente Pedro de Valdivia.....	84
Figura 4. 12: Acceso puente Pedro de Valdivia.....	85
Figura 4. 13: Juntas de dilatación antes de la reparación, desde el centro hacia la Isla Teja.	86
Figura 4. 14: Junta con cantonera metálica suelta ó inexistente.....	86
Figura 4. 15: Reconstrucción juntas de dilatación.....	87
Figura 4. 16: Juntas de dilatación Actual, desde el centro hacia la Isla Teja.....	87
Figura 4. 17: Calzada actual acceso Isla Teja.	87
Figura 4. 18: Acero de refuerzo expuesto al medio ambiente.....	88
Figura 4. 19: Armadura corroída.	89
Figura 4. 20: Reparación mal ejecutada.	89
Figura 4. 21: Grietas en el hormigón.	90
Figura 4. 22: Perforación diafragma.....	90
Figura 4. 23: Oxidación superficial en viga metálica.....	91
Figura 4. 24: Corrosión ambiental en apoyo de viga.	91
Figura 4. 25: Pilar extremo del lado poniente: A la izquierda: acero de refuerzo al medio ambiente. A la derecha: nido de piedra y armadura de refuerzo expuesta al medio ambiente.....	92
Figura 4.26: Planta general de ubicación puente Pedro de Valdivia.....	92

ILUSTACIONES CAPITULO V

Figura 5. 1: extracto carta náutica N° 6272.	94
Figura 5. 2: Muestras de hormigón del Puente Pedro de Valdivia.....	95
Figura 5. 3: Ensayo de ultrasonido. Fuente: Elaboración Propia.	96
Figura 5. 4: Ensayo no destructivo de compresión con esclerómetro.	97
Figura 5. 5: Ensayo destructivo.....	99
Figura 5.6: Siete armaduras de acero liso del Puente Pedro de Valdivia a ensayar.....	101
Figura 5. 7: Maquina universal Instrons y ensayo de traccion.....	102
Figura 5.8: Gráfico esfuerzo-deformación.	102
Figura 5. 9: Instrumento Bartracker de Controls 58-E6103.....	104
Figura 5.10: Campaña de auscultación.....	104
Figura 5. 11: Medición con el equipo BARTRACKER de CONTROLS.....	105
Figura 5. 12: Auscultación puente Pedro de Valdivia.....	107
Figura 5. 13: Campaña de medición de frecuencias fundamentales de suelo.....	107
Figura 5. 14: razón espectral horizontal a vertical.....	108
Figura 5. 15: Tiempo historia H/V	109
Figura 5. 16: Mono componente espectral.....	109
Figura 5. 17: posición de dispositivos en el puente.....	111
Figura 5. 18: Campaña de medición de frecuencias estructurales.....	112
Figura 5. 19: Funciones de transferencia H_i/H_o , componente E-O.....	113

ILUSTACIONES CAPITULO VI

Figura 6. 1: Configuración estructural modelo preliminar.....	114
Figura 6. 2: Características del camión de diseño.....	116
Figura 6. 3: Espectro de respuesta utilizado.....	118
Figura 6. 4: Configuración estructural modelo calibrado.....	119
Figura 6. 5: Curvas generadas entre el porcentaje de masa modal participativa y los modos	122

ILUSTACIONES CAPITULO VII

Figura 7. 1: Curva de Capacidad en dirección Longitudinal.....	125
Figura 7. 2: Curva de Capacidad en dirección transversal	126
Figura 7. 3: Bilinealización de la curva de capacidad en dirección de análisis longitudinal.....	127
Figura 7. 4: Bilinealización de la curva de capacidad en dirección de análisis transversal.....	127
Figura 7. 5: Esquema de concentración de masas en el puente.....	128
Figura 7. 6: Espectro de Capacidad dirección longitudinal	130
Figura 7. 7: Espectro de Capacidad dirección transversal	130
Figura 7. 8: Método del espectro de capacidad en sentido longitudinal.....	131
Figura 7. 9: Método del espectro de capacidad en sentido transversal.....	132
Figura 7. 10: Evolución del daño con parámetros de terremotos en sentido longitudinal.....	132
Figura 7. 11: Evolución del daño con parámetros de terremotos en sentido transversal	133
Figura 7. 12: Curvas de Fragilidad Dirección Longitudinal.....	134
Figura 7. 13: Histograma de probabilidad de daño en Dirección Longitudinal, para $A_o=0,4g$	135
Figura 7. 14: Histograma de probabilidad de daño en Dirección Longitudinal, para $A_o=0,59g$	136
Figura 7. 15: Curvas de Fragilidad Dirección Transversal.....	137
Figura 7. 16: Histograma de probabilidad de daño en Dirección transversal, para $A_o=0,4g$	137
Figura 7. 17: Histograma de probabilidad de daño en Dirección transversal, para $A_o=0,59g$	138
Figura 7. 18: Comparación de Histograma de probabilidad de daño para un $A_o=0.4g$	139
Figura 7. 19: Comparación de Histograma de probabilidad de daño para un $A_o=0.59g$	140

INDICE DE TABLAS

TABLAS CAPITULO I

Tabla 1. 1: Grandes terremotos en la ciudad de Valdivia.....	5
Tabla 1. 2: Terremotos entre el 21 de mayo y 6 de junio de 1960.....	10

TABLAS CAPITULO II

Tabla 2.1: Interpretación del índice de daño físico (I_{DF}).	22
Tabla 2.2: Índice de vulnerabilidad y nivel de daño para trece puentes dañados por el terremoto de Northridge de 1994.....	27
Tabla 2.3: Clasificación de puentes por tipología estructural y material.	43
Tabla 2.4: Distribución de puentes analizados en zona sísmica 2 y 3.	45
Tabla 2.5: Aceleración de diseño (A_o), de las estaciones sísmológicas según Manual de Carreteras. .	48
Tabla 2.6: Comparación entre aceleraciones registradas por las estaciones el 27 de febrero con el manual de carreteras.....	48
Tabla 2.7: Porcentaje de diferencia entre aceleración máxima observada y aceleración máxima efectiva.....	49
Tabla 2.8: Comparación entre aceleraciones registradas por las estaciones el 27 de febrero con los de la aceleración horizontal del Manual de Carreteras.....	50
Tabla 2.9: Porcentaje de diferencia entre aceleración máxima observada y los dos tercios de la aceleración horizontal del Manual de Carreteras.	50
Tabla 2.10: Porcentaje de daños en los puentes cercanos a las estaciones F y J.	55

TABLAS CAPITULO V

Tabla 5. 1: Resultados ensayos de ultrasonido.....	96
Tabla 5. 2: Registros de distancia entre transductores y tiempo de propagación.....	97
Tabla 5. 3: Registro del índice esclerométrico.	98
Tabla 5. 4: Resultado índice esclerométrico.....	98
Tabla 5. 5: Datos geométricos de las probetas.	100
Tabla 5. 6: Resultado resistencia a la compresión.	100
Tabla 5.7: Comparación de resistencia a la compresión entre ensayo destructivo y no destructivo.	101
Tabla 5. 8: Propiedades mecánicas del acero.	103

Tabla 5. 9: Auscultación puente Pedro de Valdivia.	106
Tabla 5. 10: Aplicación criterios de SENAME.	110

TABLAS CAPITULO VI

Tabla 6. 1: Periodos de vibración de la estructura real y el modelo.	118
Tabla 6. 2: Periodos de vibración de la estructura real y el modelo.	120
Tabla 6. 3: Porcentajes de participación modal y direcciones asociadas a tales modos.	121
Tabla 6. 4: Periodos de vibración de la estructura real y el modelo.	123

TABLAS CAPITULO VII

Tabla 7. 1: Puntos de cedencia y capacidad ultima	128
Tabla 7. 2: Umbrales de daño	131
Tabla 7. 3: Umbrales de daños medio.....	133

RESUMEN

En Chile y en distintos lugares del mundo ha quedado de manifiesto que los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables, revelando lo importante que es conservar su integridad ante este tipo de eventos, por ser líneas vitales de comunicación, que a diferencia de muchos edificios deben concebirse como estructuras que al menos mantengan las condiciones de operatividad de emergencia ante una catástrofe.

En la presente tesis se analiza la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia, estructura de doscientos treinta y cinco metros de luz, dividido en cinco vanos y clasificado como un puente viga de canto variable tipo Gerber de hormigón armado. Éste puente se encuentra emplazado en la ribera del río Valdivia de la ciudad de Valdivia, Chile, y une la ciudad con la Isla Teja y el sector costero, definiendo uno de los principales flujos de tránsito urbano de la ciudad. Fue construido en el año 1954 y soportó el terremoto de mayo de 1960, considerado el sismo de mayor magnitud que registra la historia sísmica del mundo.

El análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente se realiza a partir de la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, en dirección longitudinal y transversal, haciendo uso del método del espectro de capacidad. Para alcanzar lo anterior, se hizo un completo estado del arte y una caracterización de las tipologías estructurales de puentes en Chile. Especial atención merece el análisis de la vulnerabilidad observada a partir de los daños producidos por los sismos del 27 de febrero del 2010 en Chile, que se desarrollaron en el contexto de esta tesis, los cuales permiten definir y dimensionar los niveles de daño y modos de falla observados en puentes chilenos, lo cual es vital a la hora de hacer un análisis de la vulnerabilidad observada en este tipo de estructuras. En seguida se realiza un modelo computacional del puente desarrollado con los datos geométricos y propiedades mecánicas conseguidos de los resultados de las campañas experimentales de campo y laboratorio. Posteriormente se calibra el modelo en términos de las frecuencias y formas modales obtenidos a partir de la caracterización dinámica experimental de la estructura.

Los resultados indican que la estructura es sísmicamente más vulnerable en dirección longitudinal, no obstante, queda de manifiesto un balance positivo en su comportamiento sísmico en ambas direcciones.

SUMMARY

In Chile and in different parts of the world has become clear that the bridges are seismically vulnerable structures, revealing how important it is to preserve its integrity before these events, being vital lines of communication, unlike many buildings should be designed as structures at least maintain the operating conditions to a disaster emergency.

This thesis analyzes the seismic vulnerability of the bridge Pedro de Valdivia, structure two hundred and thirty eight meters light, divided into five bays and classified as a bridge girder Gerber variable depth concrete type. This bridge is located on the banks of the river from the city of Valdivia, Chile, and connects the city with the Teja Island and the coastal sector, defining a major urban traffic flows in the city. It was built in 1954 and endured the earthquake in May 1960, considered the largest magnitude earthquake recorded seismic history of the world.

The seismic vulnerability analysis is performed bridge from the fragility curve generation and damage probability matrices, in longitudinal and transverse direction, using the method of the spectrum capacity. To achieve this, it was a complete state of the art and a characterization of the structural types of bridges in Chile. Particular attention should be observed vulnerability analysis from the damage caused by the earthquake of February 27, 2010 in Chile, which were developed in the context of this thesis, which allow you to define and size the damage levels and modes failure observed in Chilean bridges, which is vital when making an analysis of vulnerability observed in these structures. Then they made a computer model of the bridge with the geometric data developed and achieved mechanical properties of the experimental campaign results of field and laboratory. Subsequently, the model is calibrated in terms of frequencies and mode shapes obtained from experimental characterization of the structure dynamically.

The results indicate that the structure is seismically most vulnerable in longitudinal direction, however, exposes a positive balance seismic behavior in both directions.

CAPITULO I

INTRODUCCION



Puente pedro de Valdivia, 2012.

<http://goo.gl/ZzVAo>

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1 MOTIVACION Y JUSTIFICACION. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1 Los Puentes como Líneas Vitales

Desde tiempos históricos los puentes han sido indispensables y significativos para el desarrollo y funcionamiento de las sociedades, destinados para salvar obstáculos naturales y artificiales con el fin de unir vías, formando parte del sistema de transporte, que pertenece a una de las líneas vitales de la población.

El transporte es determinante para que la sociedad y economía de un país progrese; une los productos con los mercados y, a las materias primas con los lugares de manufactura, además de ser utilizado por ciudadanos para llegar a sus respectivos lugares de trabajo, vivienda o puntos de recreación.

Siendo los puentes parte de líneas vitales, es indispensable conservar su integridad ante un evento sísmico, por adquirir primordial importancia en caso de desastres, ya que serán fundamentales para el manejo de la emergencia y la pronta recuperación.

1.1.2 Chile y su Sismicidad

Chile distinguido por su larga y angosta faja de tierra, se extiende a lo largo de la costa suroeste de América del Sur, con más de 4300 kilómetros y una superficie de 756.252 kilómetros cuadrados, es un país de contrastes sorprendentes y de extrema belleza, sin embargo, presenta una de las mayores tasas de actividad sísmica y donde se han producido los mayores terremotos del planeta (ver figura 1.1). “En promedio en los últimos 5 siglos un terremoto destructor de magnitud superior a 8 se ha producido cada diez años en alguna parte del territorio chileno” (Madariaga, 1998).

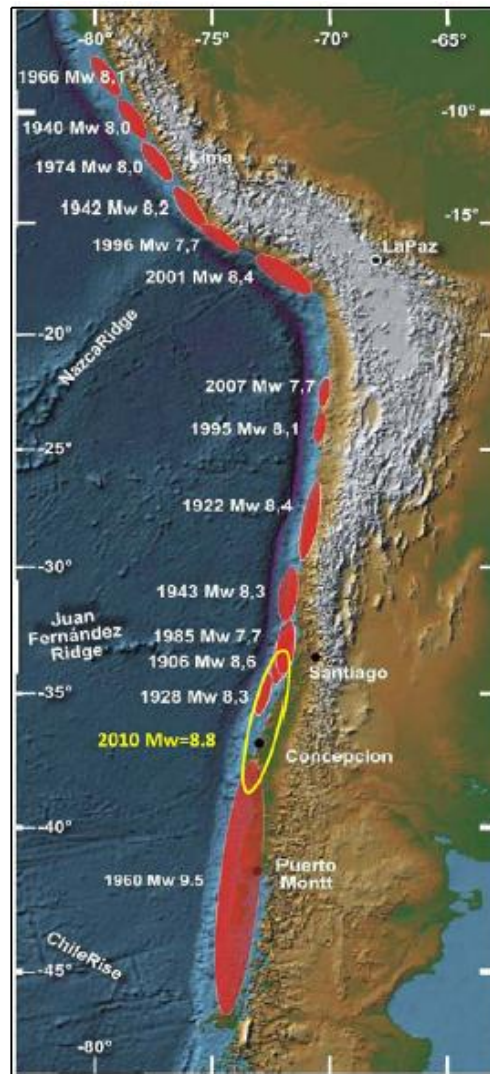


Figura 1. 1: Localización de la zona de ruptura de los principales terremotos ocurridos en el margen continental chileno registrados desde 1906.

Fuente: González, s.f.

La sismicidad de Chile se caracteriza en el número de sismos por unidad de tiempo a lo largo de su historia, por sus grandes intensidades y la diversidad de ambientes tectónicos donde éstos suceden. Este alto índice se debe a que todo el territorio chileno se emplaza en la zona de subducción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, que se extiende desde Colombia hasta la zona sur de Chile, las cuales al colisionar producen esfuerzos al interior de la corteza que desatan movimientos sísmicos (figura 1.2).

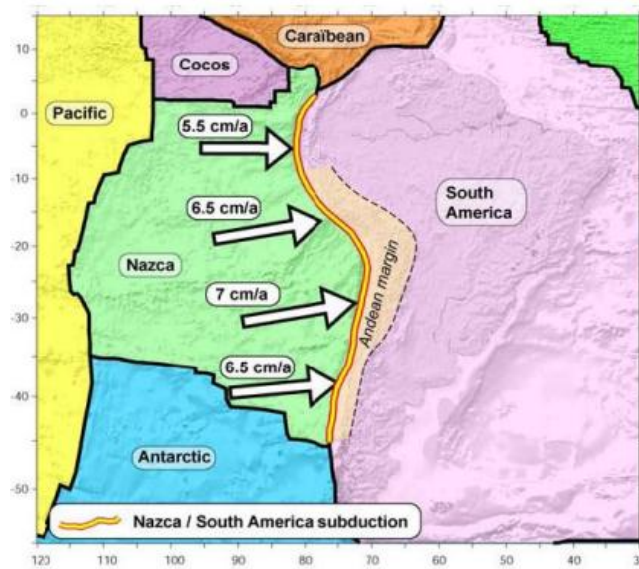


Figura 1. 2: Contexto tectónico: Convergencia entre placas de Nazca y Sudamericana.

Fuente: Vigny, 2003.

La placa de Nazca y Sudamérica convergen a una velocidad promedio de 7cm/año (figura 1.2). Sin embargo la placa de Nazca no se desliza de manera continua y constante bajo la placa sudamericana, sino que durante la mayor parte del tiempo se encuentra trabada a lo largo y ancho de la zona de subducción (figura 1.3 a y b). Cuando la zona de contacto entre ambas placas se rompe y desliza (figura 1.3 c), libera una cantidad variable de energía elástica, provocando terremotos de grandes magnitudes (Cembrano, 2010).

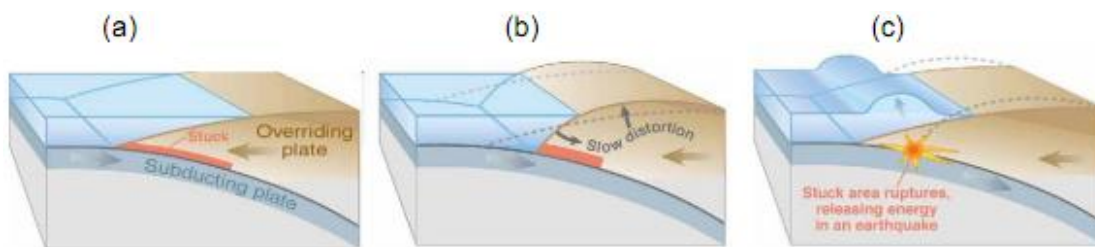


Figura 1. 3: Esquema del ciclo sísmico que muestra la preparación y ruptura de la zona de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana.

Fuente: Barrientos, 2010.

Bajo este ambiente tectónico, la sismicidad en Chile se caracteriza por la presencia de cuatro fuentes sismogénicas (Figura 1.4): Interplaca, producida en el contacto de las placas Sudamericana y de Nazca, extendiéndose desde la fosa hasta unos 50 a 60 km de profundidad; Intraplaca de

profundidad intermedia, ocurre dentro de la placa de Nazca, se extiende desde los 50 km y es considerada hasta una profundidad de 200 km; cortical, es aquella sismicidad que ocurre en el interior de la placa Sudamericana, principalmente en los sectores precordilleranos y cordilleranos, ubicándose a una profundidad menor de 30 km; y Outer-rise, producida por la flexión de la placa de Nazca previa a la subducción, generadas a distancias mayores a 150 km de la costa.

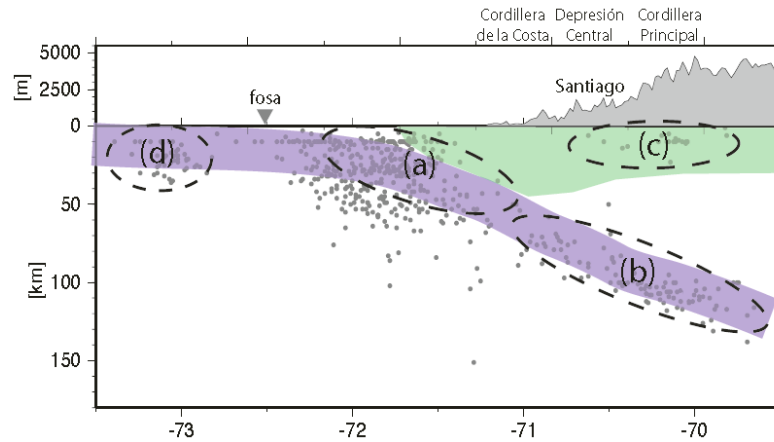


Figura 1. 4: Principales fuentes sismogénicas. El color azulado representa la posición esquemática de la placa de Nazca y verde, la placa Sudamericana. Las líneas punteadas indican la posición de las principales fuentes sismogénicas (a) interplaca tipo thrust; (b) intraplaca de profundidad intermedia; (c) corticales y (d) outer-rise. (Leyton *et al*, 2010).

1.1.2.1 Sismicidad de Valdivia

Valdivia ha sido siniestrada por terremotos de diversas magnitudes y de diferentes efectos a lo largo de su historia de más de 460 años. Se estima que los terremotos que provocaron mayor destrucción fueron los de 1575, 1737, 1837, 1907 y 1960 (Rojas, 2000, 2005; Urrutia y Lanza, 1993) (tabla 1.1)

Tabla 1. 1: Grandes terremotos en la ciudad de Valdivia.

FECHA	TSUNAMI	INTENSIDAD (Mercalli)	MAGNITUD (M _L)
1575 (16 de diciembre)	+	X-XI	8,5*
1737 (24 de diciembre)	--	IX-X	7,5-8,0*
1837 (7 de noviembre)	+	X	8,0*
1907 (13 de junio)	--	VII-VIII	6,8*
1960 (22 de mayo)	+	XI	8,5

*Magnitud estimada; +Presente; --Ausente

Fuente: Rojas, 2010.

De la tabla anterior se puede observar que el terremoto de 1575 y el de 1960 tuvieron efectos muy similares. Lo anterior es respaldado por antecedentes históricos, que indican que los efectos y la extensión daños ocasionados por el terremoto de 1575 y su respectivo tsunami concuerdan cercanamente con los efectos observados del gran terremoto de mayo de 1960 (Rojas, 2010), aunque de acuerdo a los análisis de Ramírez (1988) tuvo una dimensión claramente menor al terremoto de hace 52 años.

1.1.2.2 Marco Sismotectónico de Valdivia

La sismicidad en Valdivia debido a su ubicación geográfica hace que la actividad sismológica que mas incide en la ciudad sea la de interplaca (figura 1.5, perfil transversal H). La sismicidad cortical y outer rise, tiene una incidencia menor, en tanto que la sismicidad intraplaca, si bien es cierto, tiene cierta relevancia e importancia, es menor en términos de productividad e incidencia y aceleraciones comparado con la sismicidad de interplaca. Este punto tiene especial relevancia en la ciudad de Valdivia, debido a las condiciones geológicas que se explican mas adelante sumado a la productividad sísmica de la región hace que la condición de riesgo sea evidentemente muy alta en la ciudad y con ello en el puente. De hecho la norma chilena Nch433.Of96 y el manual de carreteras, tipifica el área de la ciudad de Valdivia, en zona sísmica 3, si bien no es un parámetro muy preciso debido a muchos mecanismos no contempla, de alguna forma deja ver que la sismicidad de interplaca esta dominando el panorama sísmico en la región.

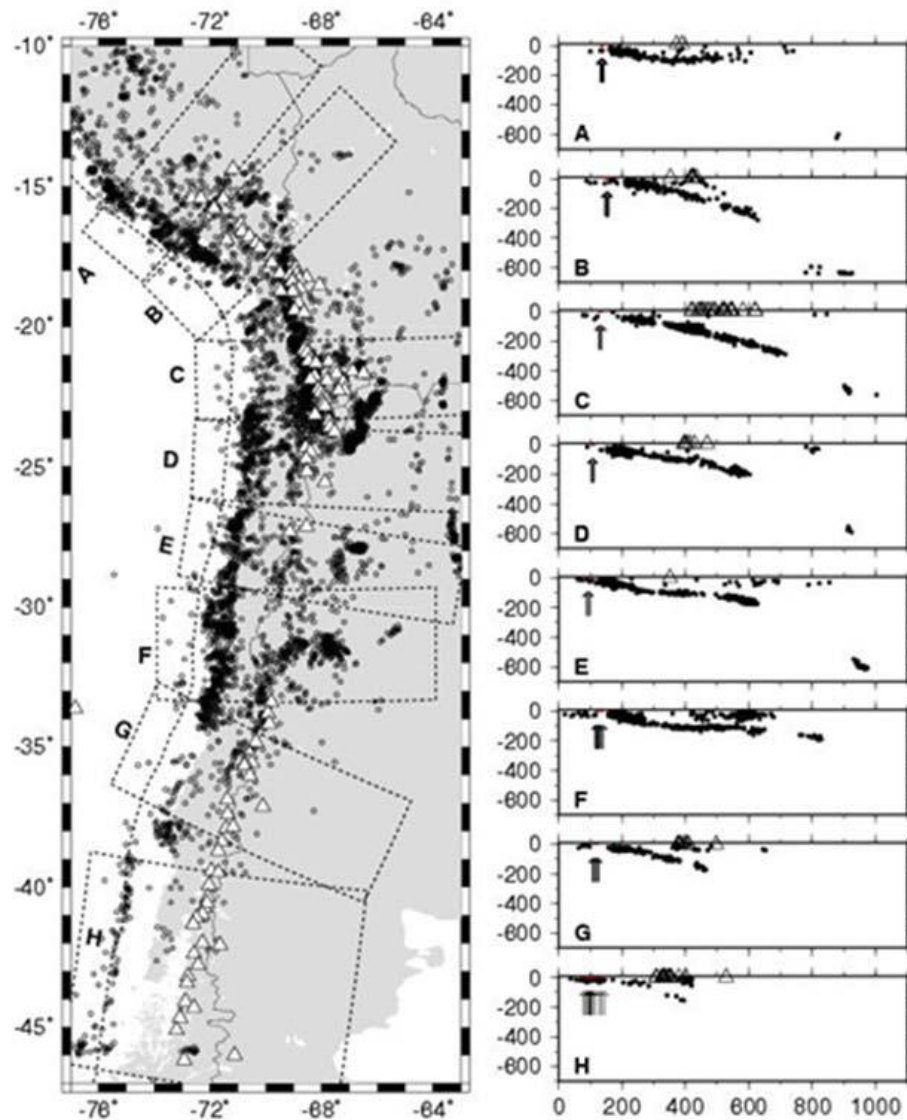


Figura 1. 5: Focos sísmicos asociados a la zona de subducción chilena.

Fuente: Leyton *et al*, 2010.

1.1.2.3 Contexto Geológico y Geotectónico de Valdivia

La ciudad está situada en una cuenca intramontana en la cordillera de la Costa, caracterizada por confluencia de los ríos Calle-Calle y Cruces (Rojas, 2010). La cuenca basal atribuye su origen a grandes movimientos tectónicos, modificándose en el tiempo debido a la erosión marina fluvial. Se constituye principalmente por mica-esquistos de topografía basal muy irregular (conocida en la zona

como "piedra laja"), las cuales corresponden a rocas metamórficas antiguas. Esta roca basal que conforma la cuenca aflora en algunos lugares cercanos a la ciudad, presentando en ciertos puntos dentro de la misma profundidades cercanas a 400 m (IDIEM, 1963).

Los rellenos artificiales tienen una importante representación en la ciudad de Valdivia. De acuerdo con algunos resultados de algunas investigaciones (Rojas, 2005; Rubilar *et al.*, 2007), la superficie ocupada por rellenos supera largamente el 5% del área urbana de Valdivia. En los más diversos sectores de la ciudad se han establecido rellenos de variada extensión y diversos espesores, en desmedro de las superficies de relleno antropogénico (Rojas, 2010). Con el fin de visualizar sectores en donde se han generado rellenos artificiales, en la figura 1.6 se muestra un plano, en donde se observa claramente una extensa superficie inundada en el sector céntrico de la ciudad, además de la gran cantidad de relleno artificial entre otras geomorfologías.

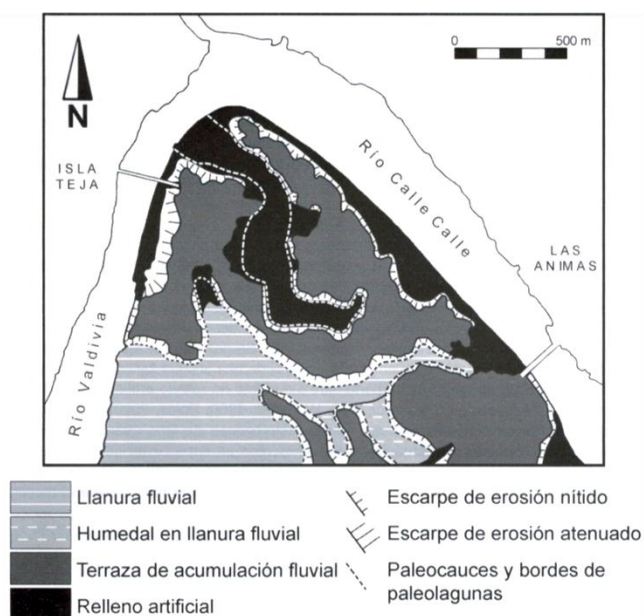


Figura 1. 6: Geomorfología del sector céntrico de la ciudad de Valdivia.

Fuente: Rojas, 2010.

Según Barozzi y Lemke (1966) el relleno artificial colocado antes del sismo de 1960 consiste en una mezcla heterogénea de limo, arena y ripio con escombros, maderas y desechos. En cambio, las zonas inundadas por el río con posterioridad al sismo mencionado, han sido rellenadas principalmente con esquistos micáceos muy alterados y con los escombros de los edificios destruidos.

Estos rellenos presentan una estabilidad muy baja ante eventos sísmicos, como fuera dramáticamente demostrado durante el terremoto de 1960 (Rojas, 2000) y más recientemente por el 27 de febrero del 2010.

La caracterización geotécnica y de respuesta sísmica de los suelos en la ciudad de Valdivia, están presentados principalmente en el "Mapa 6: Características geotécnicas básicas y respuesta sísmica", elaborado por el servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN, 2004). Las figuras expuestas a continuación muestran un extracto de los mapas, que ilustra la zona cercana al puente Pedro de Valdivia para efectos de este estudio.

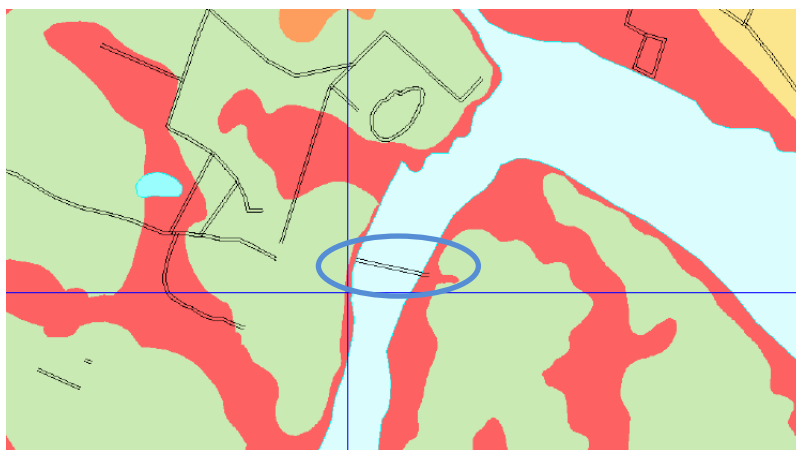


Figura 1. 7: Extracto mapa características geotécnicas básicas y respuesta sísmica de Valdivia.

Fuente: SERNAGEOMIN, 2004.

En la ilustración anterior se marcó con un óvalo el puente Pedro de Valdivia, se puede observar que la zona donde apoya sus estribos y el pilar extremo del lado oriente, posee un color marrón, esto indica que es una zona clasificada por el servicio Nacional de Geología y Minería como muy mala, correspondiente principalmente, a zonas de humedales, vegas, rellenos artificiales y zona de peligro de remociones en masa; los problemas asociados son la licuefacción de sedimentos, debido al exceso de presión de agua, y estrujación lateral de sedimentos. En la rivera del río se puede producir deslizamientos debido a la falta de confinamiento y el alto grado de saturación.

En la siguiente ilustración se muestra un extracto del mapa de respuesta sísmica, en él se puede observar que la zona de emplazamiento del puente fue clasificada como una zona en que se espera una amplificación sísmica muy alta, mayor a 3.

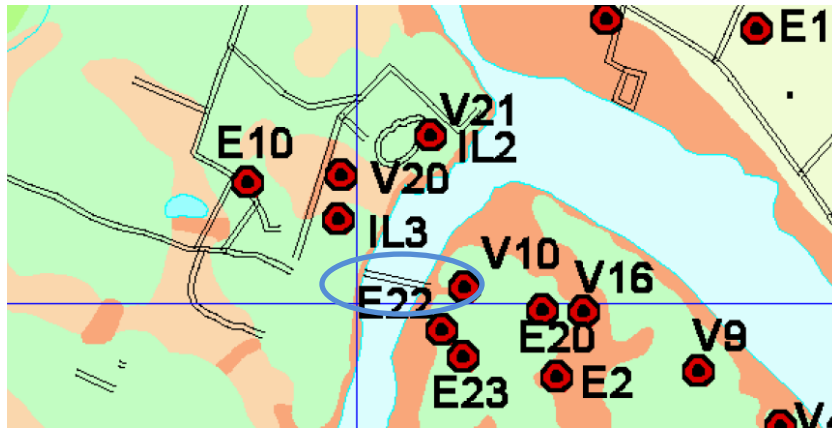


Figura 1. 8: Extracto mapa respuesta sísmica de Valdivia.

SERNAGEOMIN, 2004

En la figura 1.9 se presenta un extracto del mapa de geología y características geotécnicas, la zona de emplazamiento del puente se clasifica por el color café como relleno artificial, de composición y espesores muy variables. Contienen arcilla, limos, arenas, gravas, escombros, arenas y desechos y bloques de roca.

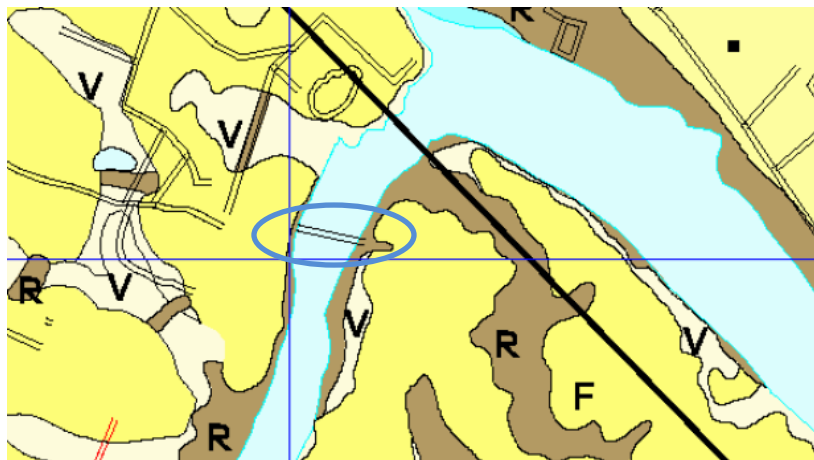


Figura 1. 9: Extracto mapa de geología y características geotécnicas de Valdivia.

SERNAGEOMIN, 2004.

De las figuras 1.7, 1.8 y 1.9, se deja ver que la zona de emplazamiento del puente, posee características geológicas, geotécnicas y de respuesta sísmica desfavorables.

1.1.2.4 Terremotos de la historia reciente

Uno de los episodios más importantes en la historia de catástrofes en Chile, fue el que sacudió al sur del país el 22 de mayo de 1960, siendo Valdivia la ciudad más perjudicada por efectos del terremoto, obteniendo el triste célebre record del movimiento sísmico más grande registrado en el mundo, con una magnitud de momento de 9,5 y tres Tsunamis. La zona de ruptura fue estimada en cerca de 1000 km de largo, desde Lebu a Puerto Aisén y 300 km de ancho. El área estimada de la falla fue de $1,6 \cdot 10^5 \text{ km}^2$, y el desplazamiento promedio se estimó en 24m (Kanamori y CIPAR, 1974).

Este sismo fue precedido por cuatro temblores de magnitud mayor a 7,0 Mw. (ver tabla 1.2), incluyendo una 7,25 Mw., el 21 de mayo, que causó graves daños en la zona de Concepción, sin embargo no hubo pérdidas humanas. Mientras Chile organizaba la ayuda para los habitantes de Concepción y las ciudades cercanas, ocurrió el gran terremoto del 22 mayo de 1960. Después durante meses hubo replicas de gran magnitud.

Tabla 1. 2: Terremotos entre el 21 de mayo y 6 de junio de 1960.

	Epicentro	Fecha	Hora	Magnitud
1	Concepción y Lebu	Mayo 21	06:02 horas	M=7,25
2	Concepción	Mayo 21	06:33 horas	M=7,25
3	Concepción	Mayo 22	14:58 horas	M=7,5
4	Valdivia	Mayo 22	15:10 horas	M=7,5
5	Valdivia	Mayo 22	15:11 horas	M=9,5
6	Valdivia	Mayo 22	15:40 horas	M=8,75
7	Península de Taitao	Mayo 25	04:37 horas	M=7,0
8	Isla Wellington (Puerto Edén)	Mayo 26	09:56 horas	M=7,0
9	Península de Taitao	Junio 2	01:58 horas	M=6,75
10	Península de Taitao	Junio 6	01:55 horas	M=7,0

Fuente: Kausel, s.f.

La cifra de muertos por este gran terremoto fue menor de lo que podría haber sido, porque se produjo un domingo, en medio de la tarde y la serie de temblores fuertes habían alertado a la población.

El terremoto y las réplicas posteriores generaron deslizamientos de tierra en el que muchas personas murieron, el número de muertes asociadas con el tsunami y el terremoto nunca se estableció con precisión para la región.

De la información obtenida del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS a), la catástrofe causó aproximadamente 1.655 víctimas fatales, 3.000 heridos, 2.000.000 de personas damnificadas, y 500 millones de dólares en daños en el sur de Chile. Estas estimaciones son sin distinción de cuántas muertes fueron causadas por el terremoto y cuantas fueron causadas por las olas del tsunami. Sin embargo, se cree que la mayoría de las muertes fueron causadas por el tsunami, que causaron daños de Lebu a Puerto Aisén, mientras se estima que la mayoría de los daños a la propiedad fueron causados por el terremoto.

Valdivia fue masacrada por el sismo. El área urbana y rural quedó absolutamente destruida; viviendas por el suelo, pavimentos agrietados, puentes colapsados en las entradas, edificios e industrias destrozadas, miles de hectáreas de territorios productivos sumergidas y caminos de acceso destruidos, quedando la ciudad por completo aislada. En las siguientes imágenes se muestra parte de los daños que hubo en Valdivia, observándose el gran poder destructor del terremoto del 22 de mayo de 1960.



Figura 1. 10: Valdivia, Terremoto 22 de mayo de 1960.

Fuente: Pizarro, 2010.

A principios del 2010, Chile una vez más fue azotado por un evento sísmico de grandes proporciones, abarcando una gran extensión de tierra, afectando la zona Centro-Sur del país, el 27 de febrero del 2010, obteniendo el sexto lugar del terremoto más grande del mundo y el segundo a nivel nacional.

De acuerdo a registros de la red nacional de acelerógrafos del departamento de ingeniería civil de la Universidad de Chile, informó que “el movimiento sísmico tuvo una magnitud de momento 8.8 Mw, con una duración del movimiento de aproximadamente 140 segundos, siendo unos 40 a 50 segundos la fase fuerte de vibración” (Boroschek et al., 2010). Una particularidad de este evento

sísmico, fue que en Santiago la componente vertical presentó aceleraciones comparables a las horizontales, siendo perjudicial, por el hecho que la norma chilena Nch433.of96, no considera la componente vertical para el diseño sísmico de edificios.

“La longitud de ruptura fue de casi 500 km con una velocidad de 3 km/s” (Saragoni, 2010). Comenzando la ruptura a los 36°12'28"S y 72°57'46"W a una profundidad estimada de 47 km. (USGS, 2010a).

En la siguiente figura se muestran las regiones donde fue perceptible el terremoto con su respectiva magnitud de momento, observándose que las zonas más afectadas por terremoto fueron desde la V a la IX región.



Figura 1. 11: Regiones afectadas por el terremoto del 27 de febrero del 2010.

Fuente: Diario Austral, 2010.

“En la ciudad de Concepción ubicada en la VIII región del Biobío, se registró un desplazamiento cosísmico muy grande (≈ 304 cm) durante el evento, cuyo desplazamiento se llevó a cabo en un tiempo de aproximadamente 25s” (Alimoradi et al., 2010). Estos datos demuestran la gran influencia que ha tenido este sismo en la deformación superficial de la corteza terrestre.

En la figura 1.12 se presenta la distribución espacial de réplicas sísmicas en el primer mes después del terremoto, la cual proporciona una indicación de la superficie de ruptura. Esa madrugada del 27 de febrero no sólo rompió el esperado segmento de la zona de subducción ubicada entre

Constitución-Concepción, sino que abarcó parte de las zona de ruptura correspondiente al terremoto de 1985 (Valparaíso) y al de 1960 (Valdivia) (Cembrano et al., 2010).

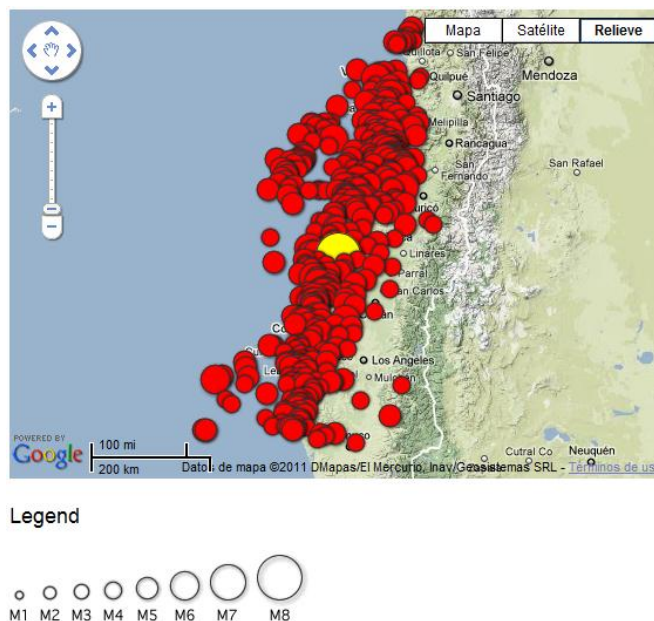


Figura 1. 12: Sismo Principal y replicas.
Fuente: USGS, 2010b.

Los daños de este terremoto a nivel nacional fueron de 521 muertos, según informó el Ministerio del Interior (2010), 56 desaparecidos, 800.000 damnificados, 200.000 viviendas destruidas, 4.000 escuelas destruidas, 25 hospitales con daños estructurales, 200 puentes dañados (Romero., *et al* 2010).



Figura 1. 13: Edificio colapsado en la ciudad de Concepción.

Las zonas más afectadas por el terremoto fueron las regiones chilenas de Valparaíso, Metropolitana, O'Higgins, Maule, Biobío y La Araucanía, que acumula cerca del 80% de la población, siendo las ciudades más afectadas Constitución, Concepción, Cobquecura y el puerto de Talcahuano.

Una cantidad importante de líneas vitales sufrieron daños, impidiendo su función de servicio como carreteras, puentes, hospitales, redes de agua potable, electricidad, telecomunicaciones, recintos educacionales, entre otros; provocando un manejo lento para la emergencia y pronta recuperación. Adicionalmente un fuerte tsunami impactó las costas chilenas como producto del terremoto, destruyendo varias localidades ya devastadas por el impacto telúrico.



Figura 1. 14: Puente colapsado sobre el río Claro, Región del Maule. Fuente: Dávila, M., 2010.

1.1.3 Vulnerabilidad Sísmica de Puentes

La vulnerabilidad de puentes define su predisposición de ser afectado o de ser susceptible a sufrir daño cuando se presenta un fenómeno amenazante. Establece el grado de pérdida de su función, como resultado de la ocurrencia de un desastre, como por ejemplo un evento sísmico.

La vulnerabilidad integral de un puente se puede clasificar como: vulnerabilidad estructural, vulnerabilidad organizacional y vulnerabilidad económica.

- **Vulnerabilidad Estructural:** asociado al daño de los elementos de la estructura resistente, es decir superestructura, subestructura y cimentación. El nivel de daño estructural que puede sufrir un puente depende tanto del comportamiento global como local de la estructura; además está relacionado con la calidad de los materiales utilizados, las características de los elementos estructurales y fundamentalmente con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios sismos pueden generar en la estructura durante su vida útil.
- **Vulnerabilidad Organizacional:** asociada a la organización de la población y a su relación con la estructura.
- **Vulnerabilidad Económica:** asociado directamente al costo de reposición de la estructura e indirectamente al costo asociado por el cierre del tráfico vehicular.

Un puente puede evaluarse como vulnerable por causa de distintos factores:

- Ubicación desfavorable en relación con las amenazas.
- Diseño estructural inadecuado por haber sido diseñados sin especificaciones sísmicas o con códigos de diseño sísmico que no cumplen con las recomendaciones actuales.
- Daño estructural
- Materiales en mal estado

La Vulnerabilidad de puentes, es un tema que cada vez toma mayor relevancia, lo que ha llevado a países más desarrollados a tomar las medidas necesarias para mitigar este problema.

1.1.4 Vulnerabilidad Sísmica Puente Pedro de Valdivia

Las incertidumbres de la vulnerabilidad del Puente Pedro de Valdivia derivan del hecho que no existen estudios que certifiquen que este puente ante un sismo severo como el ocurrido en mayo de 1960, sea capaz de mantener el servicio de comunicación para el cual fue diseñado.

Si llegara a quedar inutilizable el puente, se aislaría por completo la Isla teja y el sector costero de la ciudad impidiendo servir de ruta de escape para quienes deban evacuar y paralizando la acción de los cuerpos médicos y de ayuda; además inmovilizaría a carabineros y al ejército para conservar el orden, por no existir otro medio de comunicación alternativa. Por ello, el puente adquiere un nivel de mayor importancia inmediatamente después de un terremoto destructor, por ser una línea vital para responder ante una emergencia. Por ende es imprescindible hacer un estudio de vulnerabilidad con el fin de tomar las medidas necesarias para asegurar el correcto funcionamiento del puente frente a terremotos de distinta intensidad.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Analizar la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia-Chile, con el propósito de establecer umbrales de daño frente a sismos de distinta intensidad.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar un estado del conocimiento exhaustivo que muestre técnicas y metodologías de análisis de vulnerabilidad sísmica en puentes a nivel mundial y además, considerar estudios que se han realizado en Chile.
- Caracterizar la vulnerabilidad de puentes a la luz de los daños observados en puentes durante el terremoto del 27 de febrero del 2010, analizar los daños por zonificación sísmica, por intensidad y por efectos de sitio.
- Definir el marco teórico sobre la base del estudio de distintas metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes.
- Hacer una revisión del estado actual del puente Pedro de Valdivia a la luz de los daños observados y describir las intervenciones a que ha sido sometido.
- Realizar campañas de campo para precisar geometría existente y condiciones de apoyo.
- Realizar ensayos de laboratorio destructivos y no destructivos para caracterizar propiedades mecánicas de materiales.
- Realizar campañas de auscultación de barras de acero, para definir espaciamientos, recubrimientos y diámetros de éstas.
- Caracterizar dinámicamente el puente mediante una campaña dinámica experimental, con el fin de obtener longitudes de registros apropiadas para determinación de sus frecuencias, modos propios y amortiguamiento.
- Realizar una campaña dinámica experimental del suelo y comparar los resultados de esta campaña con los resultados de la caracterización dinámica de la estructura para detectar si existen problemas de interacción suelo-estructura.
- Generar un modelo de análisis y realizar la calibración del modelo computacional sobre la base de resultados de las campañas de laboratorio y auscultación.
- Aplicar el método del espectro de capacidad, para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daños en el análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia.
- Plantear conclusiones en base a los resultados obtenidos.

1.3 Metodología

- Se comenzará con una fase de recopilación bibliográfica, en la cual se obtendrá, detectará, y se realizará un minucioso análisis de la literatura específica y actualizada en relación al tema de esta investigación, donde se extraerá y seleccionará el material que sea necesario para la realización de ésta.
- Posteriormente se recopilará información de puentes dañados durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 y se realizará una clasificación de los puentes por tipología estructural caracterizando los modos de daño observados. Se georreferenciará cada puente para identificar la zona sísmica a la que pertenecen y se identificará la intensidad a la que están asociado según intensidades observadas, todo lo anterior para establecer si existen relación con la magnitud de los daños observados. Se establecerá si existen efectos de sitio de acuerdo a los registros de aceleraciones de las estaciones sismológicas y se evaluará el nivel de daño de los puentes cercanos a las zonas que pudiese existir efectos de sitio.
- Luego se explicaran los distintos métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes, obtenidos de la recopilación bibliográfica.
- A continuación se realizará una descripción detallada del puente Pedro de Valdivia exponiendo su geometría y detallando dimensiones de todos los elementos que componen la estructura. Se evaluará el estado actual del puente y se describirán las intervenciones a la que ha sido sometida la estructura a lo largo de su vida útil.
- Posteriormente se desarrollaran campañas de campo y laboratorio, con el fin de realizar un levantamiento estructural y geométrico que complemente la información existente. Así como también caracterizar el daño y las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes. Para lo anterior, se aplicarán principalmente estrategias invasivas y no destructivas en función de los propósitos específicos, que consistirán en realizar un levantamiento geométrico de pilares y estribos del puente; auscultación del acero de refuerzo en los pilares y en las vigas cajón multicelular de hormigón armado; ensayos de laboratorio destructivos y no destructivos para la caracterización mecánica de los materiales; caracterización dinámica experimental de la estructura y del suelo, evaluando si existen problemas de interacción suelo-estructura.

- Enseguida se realizará un modelo computacional del puente, el cual será desarrollado con los datos geométricos y propiedades mecánicas extraídos de los resultados de las campañas de campo y laboratorio.
- Se calibrará el modelo generado en términos de las frecuencias y formas modales obtenidos a partir de los resultados de la caracterización dinámica experimental de la estructura.
- Una vez calibrado el modelo se efectuará un análisis pushover por medio del software SAP2000 y se aplicará el método del espectro de capacidad.
- Se construirán curvas de fragilidad, en seguida se obtendrán matrices de probabilidad de daños para distintos escenarios del puente. Con ello se establecerá las condiciones de vulnerabilidad.
- Finalmente se presentará resultados y conclusiones en base a los análisis de vulnerabilidad.

1.4 Organización de la Tesis

Esta tesis consta de ocho capítulos y dos anexos. El presente capítulo es introductorio y en él se establecen las motivaciones, los objetivos de este estudio y la metodología de trabajo.

En el capítulo II se expone el estudio bibliográfico a través de un estado del arte sobre la vulnerabilidad sísmica de puentes. Se realiza una revisión del panorama a nivel mundial y del panorama en Chile en el área señalada. Se incluye además un análisis de vulnerabilidad de puentes dañados por el sismo del 27 de febrero del 2010.

En el capítulo III se aborda las distintas metodologías para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de puentes, en especial abordando la metodología del espectro de capacidad y las curvas de fragilidad.

En el capítulo IV se da a conocer los antecedentes históricos del puente y los aspectos técnicos generales que abordan los antecedentes constructivos, la geometría, antecedentes de reparaciones, observaciones del estado actual del puente.

En el capítulo V se exponen los procesos y resultados de los estudios de campo y laboratorio desarrollado en este trabajo de investigación.

En el capítulo VI esta enfocado en la calibración del modelo estructural en base a los resultados de la caracterización dinámica de la estructura existente.

En el capítulo VII se realiza el análisis estático no lineal en dirección de análisis longitudinal y transversal del puente, se aplica el método del espectro de capacidad y se obtienen las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad daño en ambas direcciones de análisis.

En el capítulo VIII se exponen las conclusiones de este trabajo, así como las propuestas para las líneas futuras de investigación.

CAPITULO II

ESTADO DEL CONOCIMIENTO



Puente Colapsado sobre el río Claro, Región del Maule.

CAPITULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES. PANORAMA GLOBAL

Terremotos en distintos lugares del mundo han demostrado en más de una oportunidad que los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables. Por aquellos antecedentes, como también por la importancia que significa mantener las líneas de comunicación intactas frente a una catástrofe y además por los cuantiosos costos que representan para una nación la reconstrucción y/o rehabilitación de un puente, se han desarrollado diversos estudios en distintos países, que evalúan el grado de vulnerabilidad de uno o varios puentes frente a un sismo, con el fin de fortalecer los puentes existentes en base a estudios que evidencien las debilidades que puedan presentar.

2.1.1 Experiencia Americana

Banerjee y Shinozuka (2007) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de un puente de hormigón característico de California, por medio de curvas de fragilidad, desarrolladas para cuatro estado de daños diferentes (“casi nulo”, “menor”, “moderado” y “grande”), tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Estas curvas de fragilidad fueron obtenidas de un análisis estático no lineal “pushover”, haciendo uso del método del espectro de capacidad (CSM) para la identificación del desplazamiento espectral. Para comprobar la fiabilidad del procedimiento analítico, una vez desarrolladas las curvas de fragilidad, éstas fueron comparadas con las curvas de fragilidad obtenidas por análisis no lineal time-history. Los resultados indicaron que el desarrollo analítico de la curvas de fragilidad obtenidos a partir de un análisis estático no lineal y del análisis time-history son semejantes, resultado que proporciona la confianza para utilizar el análisis pushover y además porque presenta una clara ventaja por ser computacionalmente mas rápido comparado con el análisis time-history.

Jara *et al.* (2009) presentaron un procedimiento para determinar el nivel de daño en pilas de hormigón armado, utilizando la rotación de las rotulas plásticas que se forman en la base de las pilas como un indicador del daño (figura 2.1), basándose en el hecho de ser la rotación aceptada como un comportamiento global según la evidencia experimental y analítica existente, obteniendo esta

mediante el método del espectro de capacidad. Para estimar el nivel de comportamiento, propuso niveles de rotación para los cuatro estados límites de daño definidos como: Servicio, estado en el cual el daño solo alcanza grietas menores, sin existir necesidad de reparar; Control del daño, estado en que se presentan daños menores en zonas de fácil acceso para su inspección y reparación; Protección a usuarios, estado en que existen daños moderados en pila, que no reducen significativamente la resistencia ni la rigidez de la estructura; y Prevención del colapso, estado en el cual los daños en pilas no ponen en riesgo el colapso total o parcial del puente, permitiendo asegurar como mínimo el paso de vehículos de emergencia.

Aplicaron este procedimiento a tres puentes en la zona de mayor sismicidad de la Republica Mexicana, eligiendo para la demanda registros de temblores reportados en la Base de Registros de Sismos Fuertes, obteniendo como resultado que la condición de seguridad de estos, no es satisfactoria para algunos de los niveles de comportamiento deseado.

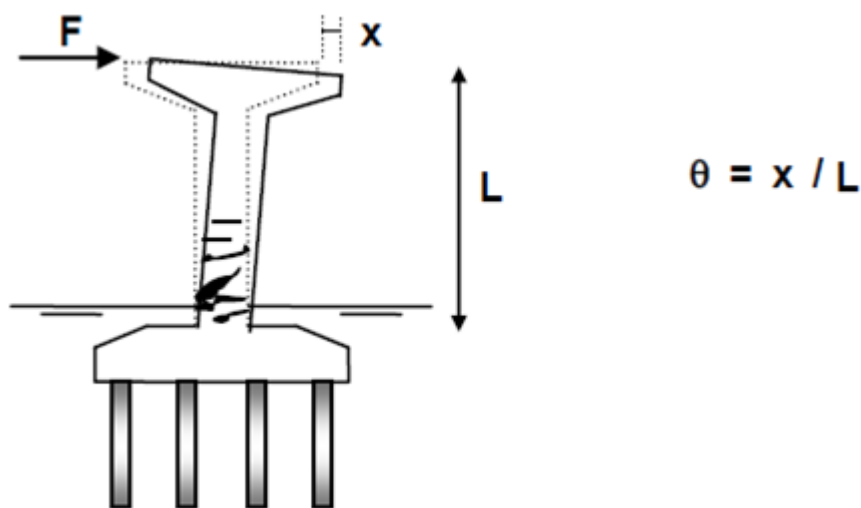


Figura 2. 1: Rotación (θ) empleadas como índice de daños en pilas.

Fuente: Jara *et al.* 2009.

Rivera (2008) dio a conocer una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de hormigón armado, por medio de la construcción de funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías de puentes urbanos de geometría simple, es decir, puentes rectos, ligeramente esviados (ángulo menor a 15°), sin variaciones bruscas de masa y rigidez, y longitudes de envergadura similares; que pueden relacionarse con el riesgo sísmico y a daños físicos de la estructura,

centralizando el estudio en el daño físico de columnas, por ser las columnas de un puente esenciales para la estabilidad global de la estructura. La función de vulnerabilidad definida por Rivera es un índice de daño físico en función de la aceleración de demanda del puente, interpretando el índice de daño físico (I_{DF}) en un rango de valores asociado a un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad (ver tabla 2.1), fundamentándose en los trabajos que han estudiado la relación entre la respuesta de la estructura y su nivel de daño respectivo (Rivera, 2005; Karim y Yamazaki, 2001).

Tabla 2. 1: Interpretación del índice de daño físico (I_{DF}).

I_{DF}	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0 < I_{DF} < 0,05$	Nulo	Muy bajo
$0,05 \leq I_{DF} \leq 0,15$	Casi nulo	Bajo
$0,15 < I_{DF} \leq 0,40$	Moderado	Medio
$0,40 < I_{DF} < 0,95$	Severo	Alto
$0,95 \leq I_{DF}$	Total	Muy alto

Fuente: Rivera (2008).

La metodología propuesta por Rivera (2008) pretende guiar a las autoridades responsables a salvaguardar la seguridad estructural de los puentes urbanos, con el fin identificar los puentes que presentan un alto nivel de vulnerabilidad, para hacer un dictamen técnico con base en un análisis estructural más detallado, validado por un perito estructural.

Zhang *et al.* (2008) y Kashighandi *et al.* (2008), estudiaron la vulnerabilidad sísmica de puentes de California que se encuentran en áreas propensas a problemas de licuefacción del suelo inducidos por terremotos. Zhang *et al.* (2008) analizaron la vulnerabilidad sísmica para seis clases estructurales de puentes que comúnmente se encuentran en California a través de un análisis dinámico no lineal time-history. Evaluaron además la vulnerabilidad de los puentes cuando son sometidos a extensión lateral inducida por licuefacción a través de un análisis estático no lineal pushover. Para ambos casos desarrollaron curvas de fragilidad para los cuatro estados de daños. El estudio encuentra que las funciones de fragilidad ya sea por movimiento del suelo o extensión lateral muestran una correlación significativa con la caracterización estructural, pero surgen diferencias para la condición de movimiento de suelo y extensión lateral.

Espinoza *et al.* (2008) desarrollaron un trabajo de evaluación para veintinueve puentes ubicados en Ensenada, caracterizándolos en un sistema de información geográfico (SIG) según su vulnerabilidad. El estudio constó de tres etapas: en la primera etapa se determinó los periodos fundamentales para cuatro de los veintinueve puentes de la ciudad de Ensenada a través de microtrepidaciones. En la segunda etapa se calculó la vulnerabilidad sísmica con el método de Maldonado (lógica difusa) usados para cuantificar el índice de vulnerabilidad que relaciona las calificaciones de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia, además se realizó una modelación tridimensional de elementos finitos de algunos puentes para verificar las pruebas experimentales. Finalizando su trabajo con la construcción de un sistema de información geográfico.

Monje de la Cruz *et al.* (2009) presentaron una cartografía on-line enfocada al estudio realizado por Espinoza *et al.* (2008), permitiendo a través de este sistema obtener un registro de la vulnerabilidad, un catalogo de fotos e información general de los puentes estudiados. Esta aplicación pretende ayudar a realizar gestiones de riesgos a partir de los resultados de vulnerabilidad y describir con mayor facilidad el tipo de puentes que tiene Ensenada Baja California.

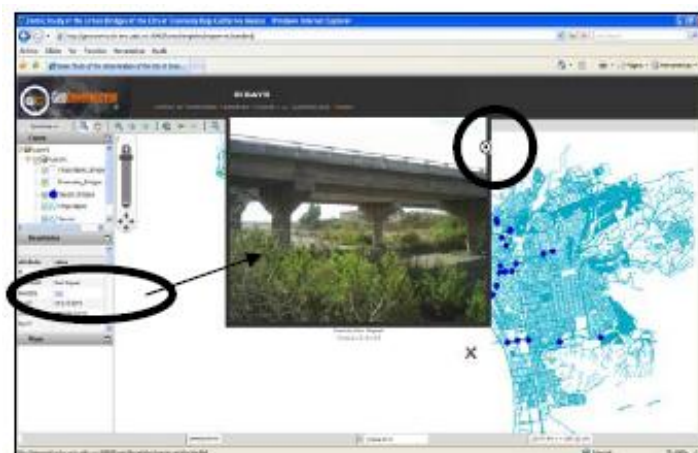


Figura 2. 2: Visualización de fotos de los puentes urbanos de Ensenada.

Fuente: Monje de la Cruz *et al.* (2009).

Olmos *et al.* (2009) analizaron una metodología para evaluar las curvas de fragilidad de desplazamientos de las pilas de un puente estructuralmente común en México, al que se le adicionaron tres posibles sistemas de aislamiento, con un periodo de 3, 4.5 y 6 veces el periodo del puente original. La demanda la obtuvieron de una serie de registros de la costa del pacífico de México y la capacidad a través de un análisis pushover, cuantificando en cada paso el desplazamiento

del sistema y el amortiguamiento del sistema lineal equivalente. Una vez conocida la demanda y la capacidad, obtuvieron la fragilidad del sistema, estimado de acuerdo al índice de confiabilidad propuesto por Cornell (1968). En base a los resultados del estudio, se observa a través de las curvas de fragilidad que la probabilidad de falla del sistema estructural como función de la demanda de desplazamiento, disminuye conforme se incrementa la flexibilidad del sistema; esto significa que el sistema de aislamiento disminuye la respuesta y a su vez incrementa el amortiguamiento originando una reducción de la probabilidad de falla de las pilas de los puentes para una demanda esperada. Los resultados manifiestan que la incorporación de aisladores en los puentes permite mejorar considerablemente su respuesta sísmica esperada.

Jara *et al.* (2008) investigaron la vulnerabilidad sísmica del primer puente aislado en México, Infiernillo II (figura 2.3), que forma parte de la carretera que conecta las ciudades centrales del país con la costa del pacífico de México. Determinaron la demanda del puente usando varios registros sísmicos de tipo subducción e interplaca, cerca de la costa del pacífico de México, medidos por la red sismológica del país y utilizaron además, los resultados de un análisis de riesgo sísmico del lugar, donde consideraron todas las fallas sísmicas del país.



Figura 2. 3: Puente Infiernillo II.

Fuente: Banerjee *et al.*, 2008.

En el estudio calibraron el modelo analítico propuesto con los resultados obtenidos de medidas de vibración ambiental. Obtuvieron la capacidad del puente a través de un análisis pushover, donde el valor medio de las deformaciones laterales máximas en diversas secciones de la altura del puente, se utilizó para seleccionar el patrón de forma de las cargas aplicadas en el análisis pushover. El patrón de forma obtenido fue diferente en cada dirección del análisis. En la dirección transversal, la flexibilidad del tablero del puente fue evidente. Observaron que los pilares tenían movimientos desfasados cuando el puente fue sometido a la acción de los archivos sísmicos en la dirección transversal, que no ocurrió en la dirección longitudinal. A pesar de esto, la cubierta del puente no tenía movimientos desfasados debido al efecto beneficioso del sistema de aislamiento. Finalmente el

estudio reveló que se espera un ligero daño del puente para un período de retorno de 85 años, y el colapso de la estructura se asocia a un gran período de retorno de 3700 años.

Mwafy *et al.* (2008) indicaron lo significativo que es realizar un análisis de interacción suelo-estructura (SSI) para evaluar la respuesta sísmica de puentes de gran longitud. Evaluaron la respuesta sísmica del puente I-155 (ver figura 2.4), puente con deficiencias por ser construido sin adecuadas disposiciones sísmicas; consta de 59 tramos y que está ubicado a una distancia de unos 5 km de una falla importante. En su investigación desarrollaron modelos analíticos para la modelación de la sub y súper estructura de un puente de gran longitud, realizando una simplificación en la modelación tales como el desacoplamiento entre superestructura y los pilares previsto con deslizadores. Realizaron un estudio detallado del riesgo sísmico específico del lugar a través de un análisis probabilístico de peligros sísmicos (PSHA), considerando tres niveles de peligro correspondiente a periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años, con el fin de cuantificar la probabilidad de que se supere los diferentes niveles de movimientos del suelo, dado todos los potenciales terremotos. Para obtener los parámetros estimativos del movimiento, y en particular los espectros de respuesta, utilizaron la metodología de espectros de peligrosidad uniforme (UHS), cuyas ordenadas espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todo rango de frecuencias. Haciendo uso de un análisis pushover se comparó la capacidad de las fundaciones, cepas, apoyos y juntas de dilatación con las demandas de los tres niveles de peligro sísmico. El estudio identificó las áreas de vulnerabilidad del puente y evaluó su respuesta para los tres niveles de riesgo, confirmando en base a los resultados obtenidos la necesidad urgente de adaptar distintos componentes del puente para mitigar el riesgo sísmico y mejorar la seguridad pública.

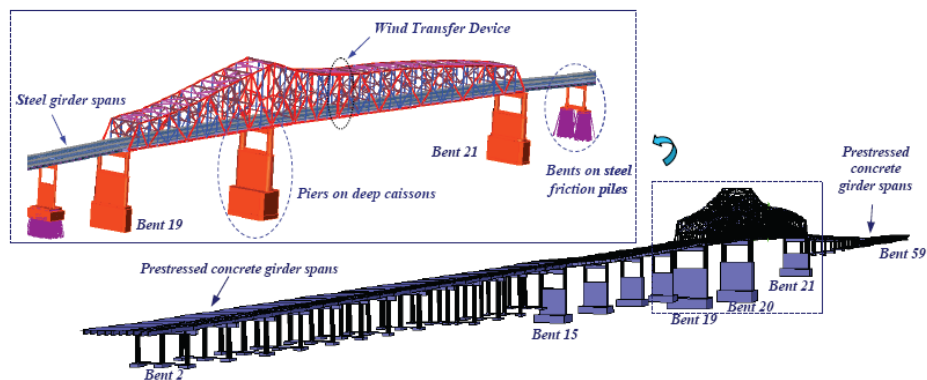


Figura 2. 4: Imagen tridimensional de los 59 palmos del puente I-155.

Fuente: Mwafy *et al.*, 2008.

Landa *et al.* (2008) proponen una metodología para evaluar aquellos puentes de México que fueron diseñados sin especificaciones sísmicas o con códigos de diseño sísmico que no cumplen con las recomendaciones actuales. El procedimiento de evaluación propuesto consta de dos etapas: la primera implica un estudio de detección general para la identificación de los puentes en las peores condiciones de vulnerabilidad; la segunda etapa es un procedimiento de evaluación basado en el desplazamiento, aplicado a los puentes más vulnerables de acuerdo al procedimiento de selección.

La primera etapa de selección se realizó por medio del método de índice de vulnerabilidad, que corresponde a un tipo de evaluación simplificada para la identificación de los puentes que son más vulnerables, esta metodología corresponde a un sistema de puntuación, que considera las características específicas del lugar donde se encuentra emplazada la estructura. El índice de vulnerabilidad empleado cuenta nueve factores de riesgo, combinados en una relación de multiplicación. Los nueve factores fueron identificados a partir de las causas típicas de los daños en los puentes durante los terremotos recientes, de estudios numéricos para puentes y de las opiniones de expertos. Los procedimientos para obtener los índices de vulnerabilidad se describen en Landa (2006).

Se realizó una evaluación del procedimiento de selección, evaluando a través del método del índice de vulnerabilidad trece puentes que fueron dañados por el terremoto de Northridge de 1994 (Maldonado, 2000). La tabla 2.2 muestra el índice de vulnerabilidad y el nivel de daño de cada puente. Observándose que existe una buena correlación entre el nivel de daño y el índice de vulnerabilidad.

La segunda etapa de evaluación es basada en el método de desplazamiento, destinado para puentes cuya resistencia lateral es proporcionada por los soportes verticales, es decir, estribos o pilares. La evaluación se basa en la comparación de las demandas de rotación sísmica con la rotación de los estados límites aceptados (estado límite capacidad de servicio, estado límite de funcionamiento, estado límite de prevención de colapso, estado límite de rotación máxima), los que a su vez se basan en el comportamiento mecánico del hormigón armado y en resultados experimentales, propuestos para decidir el nivel de seguridad de la estructura.

Tabla 2. 2: Índice de vulnerabilidad y nivel de daño para trece puentes dañados por el terremoto de Northridge de 1994.

No.	Bridge	Damage level	I_v
1	Ruta SR-14/I-5, North Connector Overcrossing	Collapsed	0,17
2	Fairfax – Washington Undercrossing	Collapsed	0,17
3	La Cienega – Venice Undercrossing	Collapsed	0,17
4	Ruta SR- 14/I-5, Separation and Overhead	Collapsed	0,31
5	Old Road	Medium damage	0,54
6	Gavin Canyon Undercrossing	Collapsed	0,58
7	Mission – Gothic Undercrossing	Collapsed	0,58
8	Ball Creek Canyon Channel	Major damage	0,58
9	Santa Clara River	Medium damage	0,72
10	Pico – Lyons Overcrossing	Medium damage	0,74
11	Valencia Boulevard Overcrossing	Light damage	0,76
12	Mc Bean Parkway Overcrossing	No damage	0,80
13	Balboa Boulevard Overcrossing	Light damage	0,83

Fuente: Landa *et al.*, 2008.

Gómez *et al.*, (2008) desarrollaron un estudio que evalúa la influencia de la irregularidad de la subestructura en el análisis de vulnerabilidad sísmica. El estudio considero como modelo un puente regular con tres pilares y cuatros vanos; a partir de ese sistema, crearon modelos irregulares reduciendo e incrementando el pilar central en distintos porcentajes (figura 2.5). Consideraron como acción sísmica la base de datos de 50 terremotos de la costa del pacifico mexicano (zona de mayor riesgo sísmico de México). Por medio de análisis elásticos, determinaron la variación entre las respuestas de desplazamientos y fuerzas internas del puente regular con los puentes irregulares, obteniendo importantes variaciones en los máximos desplazamientos y menores variaciones en las fuerzas internas. Observaron en general, que más variaciones en la longitud del pilar están relacionadas con mayores diferencias de las respuestas de los modelos regulares e irregulares, aunque sin embargo, para algunos terremotos no existe esa tendencia, porque dependen de las características dinámicas del puente y los terremotos. Concluyendo que aumenta el grado de vulnerabilidad del puente cuando la longitud del pilar se reduce, en comparación con la mayor longitud del pilar.

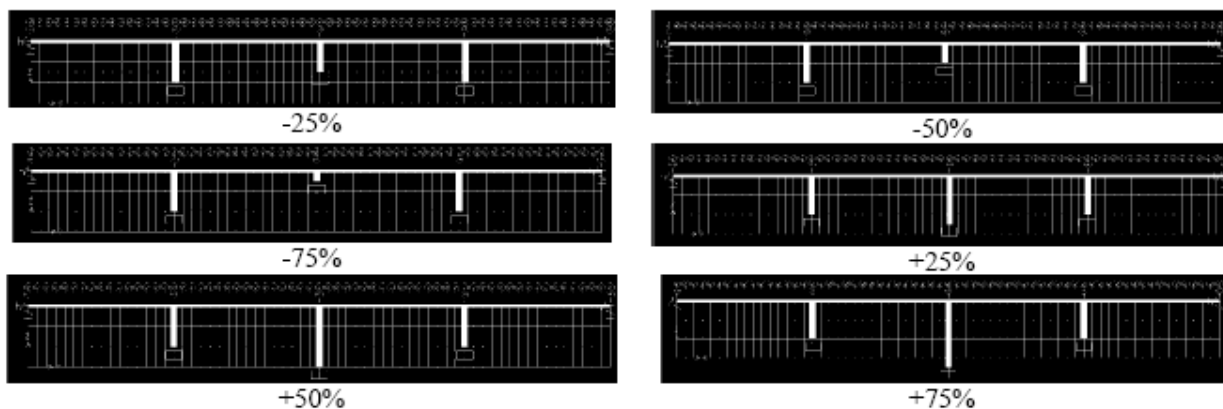


Figura 2. 5: Modelos irregulares de puente con diferente longitud del pilar central.

Fuente: Gómez *et al.*, 2008.

2.1.2 Experiencia Europea

Los países europeos se caracterizan por estar ubicados en zonas de baja sismicidad, sin embargo, Italia y Grecia se encuentran en zonas propensas a terremotos.

Moschonas *et al.*, (2009) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de los puentes de Grecia. El primer paso fue la creación de un sistema clasificación, que representa las tipologías más comunes que se encuentran en la autopista moderna de Grecia, concentrados a lo largo de 680 kilómetros de la autopista Egnatia Odos. Los puentes fueron clasificados según el tipo de pilar, el tipo de tablero y la conexión pilar-tablero, obteniendo un total de once puentes representativos para este estudio (ver figura 2.6). El segundo paso fue calcular las curvas de fragilidad analíticamente en dirección transversal y longitudinal de los puentes propuestos a través de un análisis pushover, en donde la definición de los estados de daños se diferencia según su mecanismo de disipación de energía, considerando los componentes potencialmente críticos en cada puente, es decir, puentes con pilares flexibles del tipo columna, puentes con apoyos (con o sin relaciones sísmicas) y pilares no flexibles del tipo muro. También consideraron el efecto del sistema estribo-relleno debido al cierre del espacio entre el tablero y el estribo del puente. Finalmente las curvas de fragilidad calculadas analíticamente fueron calibradas con las curvas de fragilidad obtenidas empíricamente de la base de datos de daños en puentes actuales de los EE.UU. y Japón, debido a la ausencia de datos en Grecia y Europa.

Al comparar las curvas de fragilidad de las diferentes clases de puentes, observaron que existen similitudes pero también diferencias importantes tanto en las características geométricas (longitud del claro, altura del pilar) o conexiones pilar-cubierta, todo lo cual puede variar significativamente entre los puentes con sistema estructural similar, esto indica que no es fácil agruparlos en una o dos curvas de fragilidad “generales”, como se ha hecho en algunos estudios anteriores. También observaron al comparar las curvas de fragilidad en dirección longitudinal con la transversal para cada puente, resulta ser la dirección longitudinal la más crítica. Otra observación importante consiste en que las curvas de fragilidad calculadas son muy dependientes de los espectros usados para estimar la demanda.

Structural configuration	Bridge name and class *	No. of spans	Span length	Total length	Pier-to-deck connection	Curvature	Foundation
	Pedini Bridge 111	3	19.0+ 32.0+ 19.0	70.0	monolithic	in height	pile groups
	Siatista Bridge 311	3	16.25+ 30.5+ 16.25	63.0	monolithic	minor curvature in plan	pile groups
	T7 (Section 14.1.2) bridge 121	3	27.0+ 45.0+ 27.0	99.0	monolithic	no	footings
	G11 bridge (right branch) 221	3	64.3+ 118.6+ 64.3	247.2	monolithic	in plan	caissons
	G9 (Section 5.1) Bridge 421	2	85.0	170.0	monolithic	in plan	caissons
	Eirini Bridge 122	4	45.0	180.0	through bearings	no	pile groups
	Lissos River Bridge 422	11	1x29.56+ 3x37.05+ 6x44.35+ 1x26.50	433.31	through bearings	no	pile groups
	2 nd Kavala Ravine Bridge 232	4	42.0+ 2x43.5+ 42.0	180.0	through bearings	no	caissons
	G2 (Section 1.1.6) Bridge 332	3	30.7+ 31.7+ 30.7	93.1	through bearings	no	pile groups
	Kossynthos River Bridge 432	5	35.0+ 3x36.0+ 35.0	178.0	through bearings	no	pile groups
	Krystallopigi Bridge 223	12	44.17+ 10x54.98+ 44.17	638.19	monolithic/ through bearings	in plan	pile groups

Figura 2. 6: Características principales de los puentes seleccionados para cada clase.

Fuente: Moschonas *et al.*, 2009.

Mezzina *et al.* (2008) realizaron un procedimiento para obtener la vulnerabilidad sísmica de puentes regulares con columnas circulares de hormigón armado con apoyo en la superestructura, correspondiente a una tipología ampliamente utilizada en los últimos cincuenta años en Italia. Basados en que la respuesta sísmica de estos puentes depende exclusivamente del comportamiento de sus pilares, centraron su estudio en un procedimiento simplificado que proporciona indicaciones concisas en forma de curvas de rendimiento, que correlacionan el nivel daño esperado versus aceleración del suelo para familias de pilares homogéneos; caracterizados por el mismo diseño y parámetros de sitio. Preliminarmente se analiza las diferentes formas de falla de la columna (falla de flexión por inadecuado confinamiento de la zona de la rotula plástica; degradación de la resistencia a la flexión con refuerzo de empalme por superposición; falla de corte; pandeo de refuerzos). Posteriormente, sobre la base de un análisis comparativo, se determina la condición más probable de colapso. El algoritmo utiliza un enfoque de aproximación de forma cerrada, correctamente obtenido, en términos de refuerzo longitudinal, confinamiento del acero transversal, y compresión axial inferior.

Pottatheere *et al.* (2008) señalan que los puentes esviados tienen un mayor nivel de riesgo que puentes rectos debido a los efectos comprometidos por la activación de los modos acoplados transversal y longitudinal. Con el fin de investigar el efecto del ángulo de esviaje en la vulnerabilidad sísmica, desarrollaron las curvas de fragilidad para puentes de hormigón armado con distintos ángulos de esviaje (0 , 12.5° y 45°), para cuatro estados de daños diferentes desde leve hasta el colapso, usando un enfoque analítico a través de un análisis “pushover” y “time-history”. Por ser los pilares del puente y los apoyos los componentes más vulnerables, se desarrollaron las curvas de fragilidad para cada uno de estos componentes. Incluyeron los efectos torsionales que provienen de los puentes esviados a través de una modelación tridimensional de elementos finitos (ver figura 2.7). De la comparación de las curvas de fragilidad para distintos ángulos de esviaje, se concluye que la probabilidad de daño es cada vez mayor con el aumento del ángulo de esviaje.

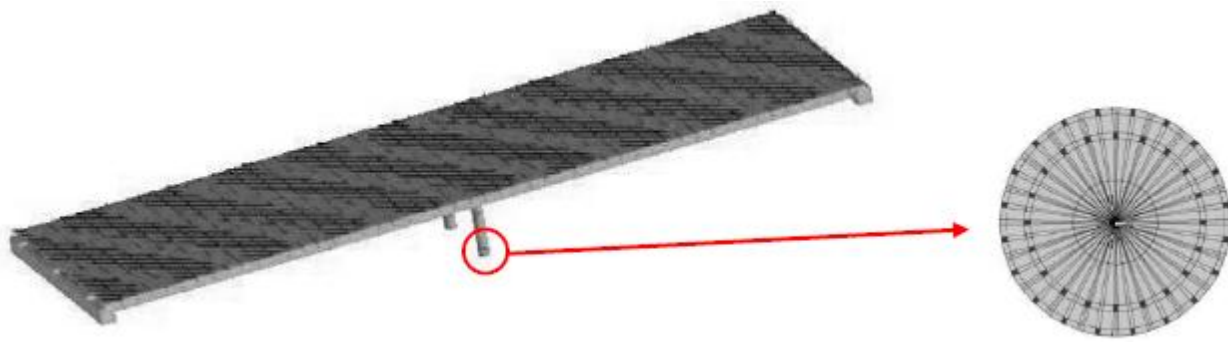


Figura 2. 7: Modelación tridimensional del puente.

Fuente: Pottatheere *et al.*, 2008.

Oller *et al.*, (2006) desarrollaron un procedimiento para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes de carretera de hormigón armado, con pilas simples, una tipología de puentes frecuentemente utilizado en todo Europa durante el período 1960–1980 y que está aún muy extendida en muchos países europeos. El procedimiento se basa en un modelo de daño momento curvatura simplificado. El daño de pilares está relacionado con la reducción del momento de inercia de la sección transversal de los pilares del puente. Por lo tanto, la evaluación de los daños se basa en un análisis no-lineal para determinar los cambios del momento de inercia mencionados. El modelo fue validado mediante resultados experimentales y por métodos de elementos finitos.

En el trabajo de Pinto *et al.*, (2004) realizaron el método de prueba pseudo-dinámico (PSD) en un modelo a gran escala de un puente existente, usando la técnica de sub-estructuración. Los autores de este trabajo utilizan esta técnica basándose en el hecho que cuando sucede un terremoto, la carga genera graves daños sólo en partes de la estructura y el resto de la estructura podría ser modelado a través de elementos finitos.

La mayoría de los estudios de vulnerabilidad sísmica de puentes, son de puentes construidos de acero y/o hormigón. Sin embargo en Europa, y, en particular en Italia, por su alta sismicidad, y por su gran cantidad de puentes de mampostería han desarrollado estudios de vulnerabilidad sísmica para ese tipo de estructura (Resemini, 2003).

Bhatti (2009) desarrolló una tesis sobre la vulnerabilidad sísmica de un puente arco de mampostería que representa la estructura del típico puente de Italia construidos entre 1830 y 1930, los cuales fueron diseñados bajo ninguna normativa sísmica, siendo por ello su comportamiento

sísmico una preocupación importante. Bhatti (2009) evaluó la vulnerabilidad del puente comparando las curvas de capacidad con las curvas de demanda, en base a los datos del sismo de mayor magnitud que puede presentar en el peor de los casos, la capacidad del puente fue obtenida por el análisis del modelo de elementos finitos. La demanda en el puente la calculó empleando la demanda de aceleración en la base del puente, usando un espectro de respuesta elástico según el código sísmico italiano. En la figura 2.8 se muestra el momento longitudinal del tramo central del puente analizado, teniendo en cuenta la combinación con el terremoto longitudinal predominante. Finalmente el estudio pone de manifiesto que un puente histórico en Italia puede sufrir daños si llegase a ocurrir el peor sismo que se puede presentar.

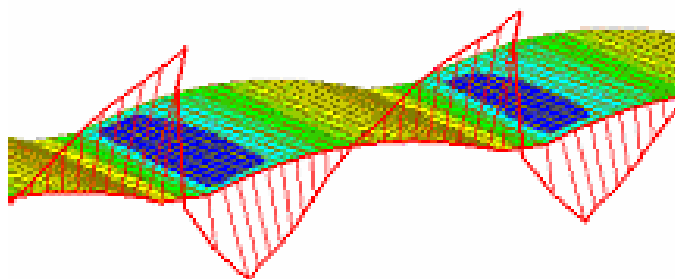


Figura 2. 8: Diagrama de momento flector del tramo central del puente.

Fuente: Bhatti, 2009.

Delgado *et al.* (2006) evalúan la vulnerabilidad sísmica de puentes de dos formas, considerando una metodología más precisa y otra basada en un procedimiento simplificado. La primera consistió en la obtención de la probabilidad de falla de la estructura, a través de un análisis dinámico no lineal, utilizando un modelo estructural de dos dimensiones, mientras que el segundo se basa en los desplazamientos máximos que es capaz de soportar la estructura. Estas metodologías las aplicaron a un conjunto de puentes considerados simples estructuralmente. Finalmente los resultados obtenidos de metodologías precisas y simples, concordó que todos los puentes analizados son considerados seguros ante un terremoto, concluyendo que existe una buena correlación entre ambas metodologías para puentes estructuralmente simples.

Grecia impulsó un programa de investigación para la protección sísmica de puentes denominado ASPROGE, que está financiado por la Secretaría General de Investigación y Tecnología del

Ministerio Helénico del Desarrollo. En este programa participan distintos organismos que trabajan colectivamente, como oficinas de diseño, empresas constructoras, universidades e institutos de investigación. Algunas de sus funciones es el mantenimiento de los puentes, la determinación de la vulnerabilidad sísmica y riesgo sísmico (EGNATIA ODOS, 2010).

ASPROGE financió la investigación para evaluar las curvas de vulnerabilidad de un puente ubicado en la autopista de Egnatia, al norte de Grecia, llamado Polymylos (G9). El estudio consistió en obtener las curvas de capacidad a través de un análisis pushover en combinación con los espectros de demanda inelástica para la estimación de las curvas de fragilidad, tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal, con el fin de identificar la dirección más vulnerable de la estructura. Para propósitos de comparación, el análisis se realizó con dos espectros de demanda inelástica, uno basado en un conjunto representativo de terremotos griegos, y el otro derivado del espectro de diseño elástico propuesto en el Código Sísmico griego *EAK2003*.

2.1.3 Experiencia Asiática

Kurian *et al.*, (2006), realizaron la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente ferroviario de dos carriles, situado en una región altamente sísmica, usando curvas de fragilidad, análisis estático no lineal (análisis Pushover) y un análisis no lineal time-history, para determinar la capacidad estructural y la demanda sísmica respectivamente.

Desarrollaron dos métodos de modelación estructural, masa concentrada y masa distribuida (figura 2.9), con el fin de investigar la influencia del modelado estructural en las curvas de fragilidad. Observaron que las pendientes de las curvas de fragilidad con menor nivel de daños son más pronunciadas en comparación a la misma curva de la fragilidad de niveles más altos de daños para cualquier nivel de PGA. Además concluyeron que la probabilidad de exceder el nivel de daño en base a la idealización de masa concentrada es superior en comparación con los obtenidos sobre la base de idealización de masa distribuida para cualquier nivel de PGA. Significando esto que existe una influencia significativa de modelación estructural para los niveles más altos de daños.

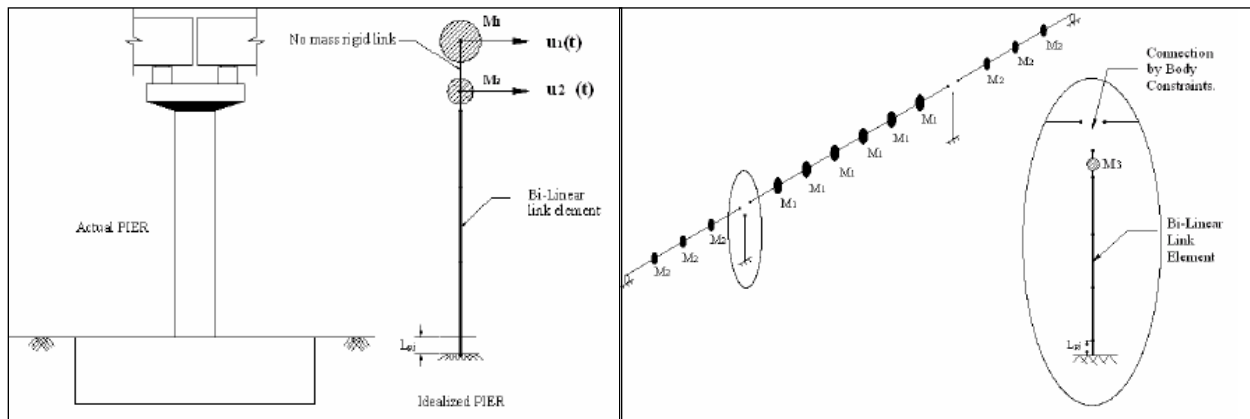


Figura 2. 9: A la izquierda: Modelo de masa concentrada. A la derecha: Modelo masa distribuida.
Fuente: Kurian *et al.*, 2006.

Chang *et al.* (2006) ilustran el proceso de un proyecto que busca evaluar la capacidad de resistencia sísmica de más de 2200 puentes carreteros de Taiwán. El proceso de evaluación se divide en dos etapas, una evaluación preliminar y un análisis en detalle. En la primera etapa se realiza una simple evaluación sísmica en dos hojas de examen por separado, una para la evaluación de puentes con debilitación y otra para la evaluación de la capacidad de ductilidad/fuerza, utilizada para todos los puentes. En las hojas de evaluación, los ítems de evaluación se clasifican en tres categorías: alteraciones en el lugar, sistema estructural y detalles estructurales. Para la valoración de la capacidad de ductilidad/fuerza, la categoría de condición del lugar consiste en la condición de falla próxima, la condición del suelo y el potencial de licuefacción. Ángulo asimétrico, proporción del tamaño del pilar, redundancia estructural, relación altura y profundidad de socavación del pilar, se consideran en la categoría del sistema estructural. Y para la categoría de detalles estructurales, están incluidos los detalles de la rotula plástica y los refuerzos para la columna del pilar.

Con el fin de verificar la exactitud de la hoja de evaluación, se utilizó los datos del terremoto de Chi-Chi para calibrar la hoja de evaluación para ajustarse a los daños reales.



Figura 2. 10: Puentes dañados en el terremoto de Chi-Chi.

Fuente: Chang *et al.*, 2006.

En una segunda etapa, el 5% de los puentes serán seleccionados para realizar el análisis Pushover para calcular la capacidad resistente sísmica de los puentes. Al final del proyecto, se crea un plan de construcción nacional que incluye la estimación de costos de adaptación y evaluación del beneficio de la economía que será basado en los resultados de evaluación sísmica del proyecto.

Puentes de grandes luces son cada vez más frecuentes en China, y muchos de estos están sometidos al riesgo de terremotos. Li *et al.* (2008), investigaron el desempeño de puentes de vanos largos, bajo un espectro de movimientos sísmicos, teniendo en cuenta la dificultad y costo en la inspección, reparación y la sustitución. Para el estudio utilizaron un puente atirantado como ejemplo. Identificaron los componentes claves del puente (torre, viga, cable) e investigaron la probabilidad que tiene cada componente de sufrir un cierto grado de daño, realizando para cada componente un análisis no lineal dinámico “time history” para investigar el comportamiento sísmico del puente sometido a una serie de excitaciones producto del movimiento del suelo y relacionaron los resultados con el costo que significa el daño en los componentes claves de la estructura.

Zhang *et al.* (2008) desarrollaron un método de análisis dinámico incremental (IDA) para estimar con mayor precisión el desempeño estructural de un puente bajo cargas sísmicas. Consistiendo en realizar una gran cantidad de análisis dinámicos con mayor cantidad de registros de movimientos sísmicos, en múltiples niveles de intensidad media. Este procedimiento es eficaz y preciso para llevar a cabo la evaluación de riesgo sísmico, con el fin de investigar respuestas estructurales anticipadas, vulnerabilidad sísmica y pérdidas financieras de varios tipos estructurales. Por lo general se lleva a cabo el análisis no lineal “time history” en un modelo computacional no lineal del prototipo del puente hasta que el resultado de la curva resulta dinámicamente inestable, indicando el colapso estructural.

A través de la investigación demuestran que el procedimiento de análisis dinámico incremental (IDA) se puede aplicar para investigar la exposición del riesgo sísmico financiero a los riesgos sísmicos de un puente.

Hosseinzadeh (2008) estudió el efecto de la componente vertical en los puentes de hormigón armado con un único pilar, empleando análisis dinámico no lineal. En su estudio trabajo con dos modelos diferentes de pilares, un modelo A y un modelo B, el modelo A representa al pilar original del puente, sin retroadaptación, construido en 1964 y el modelo B; al pilar retroadaptado después del terremoto de Hyogoken-Nanbu en 1996. Para el análisis utilizó como dato de entrada la componente horizontal y vertical del terremoto de 1978 en Tabas-Irán, de magnitud 7,7; los resultados indicaron que el efecto de la componente vertical provoca que la anchura de la grieta aumente en más de un 60%, efecto que puede ser apreciado en la figura 2.11. Además, se obtuvo que la fuerza axial aumenta en un 30%, el momento flector máximo y el corte máximo aumentaron en 10% y 15% respectivamente. Concluyendo que el efecto de la componente vertical es un parámetro importante para la vulnerabilidad de los pilares de puentes de hormigón armado y que debe considerarse en el diseño de estructuras de puentes.

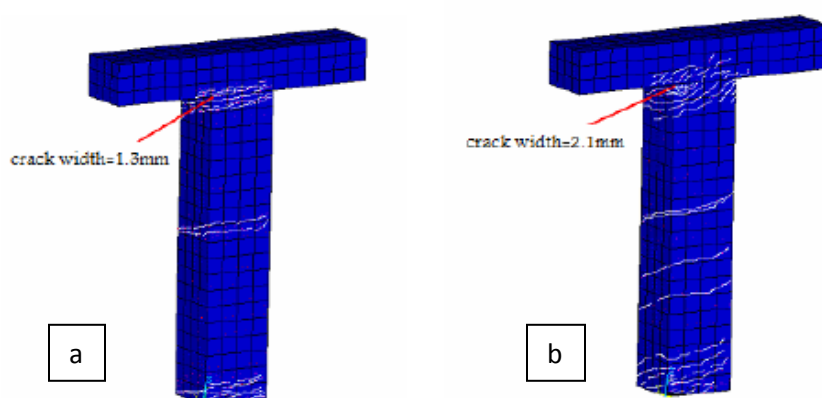


Figura 2. 11: Patrón de la grieta del modelo: A la izquierda: sometido componente horizontal. A la derecha: sometido a Componente horizontal + vertical con $PGA=0.5g$.

Fuente: Hosseinzadeh, 2008.

En Taiwán es muy común la socavación en sus puentes, debido a los empinados que son sus ríos y a las lluvias torrenciales en la temporada de tifones. Tsai *et al.*, (2008) desarrollaron el método del espectro de capacidad modificado, para evaluar la capacidad sísmica de puentes con y sin socavación,

tras el análisis de varios puentes de uso común con diferente nivel de socavación. Descubrieron en su estudio que cuando la socavación es muy profunda se forman rotulas en la parte superior de las pilas en lugar de la parte inferior de las columnas como se espera en el diseño, dando como resultado una disminución de la resistencia lateral y en la ductilidad. Concluyeron que cuando la socavación es más y más profunda, la capacidad sísmica del puente será cada vez más baja.



Figura 2. 12: Fundación del puente socavada once años después de terminada su construcción.

Fuente: Tsai *et al.*, 2008.

2.2 VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES. PANORAMA EN CHILE

“El país cuenta en la actualidad con aproximadamente 12 mil estructuras ubicadas en las rutas urbanas e interurbanas. De ellas, 4.757 corresponden a pasos a desnivel y pasarelas y 7.250, a puentes. De estos últimos, 6.800 son puentes bajo la tuición de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas y 453 corresponden a puentes concesionados” (Zúñiga, 2008).

A pesar de la gran cantidad de puentes existentes y a la alta sismicidad que existe en todo el territorio chileno, no existen estudios de vulnerabilidad sísmica de puentes realizados en el país.

2.2.1 Vulnerabilidad Observada en puentes durante el terremoto del 3 de marzo de 1985

El terremoto del 3 de marzo de 1985, alcanzó una magnitud 7,8 Mw., afectando las regiones V, VI y Metropolitana. “Los puentes emplazados en las zonas afectadas por el sismo eran aproximadamente 1500, de los cuales menos del 1% presento daños estructurales. Los daños observados fueron hundimientos en cepas, deslizamiento de terraplenes de acceso, desplazamientos de estribos, entre otros” (Buguñá, s.f).

De acuerdo a antecedentes recopilados por Buguñá, (s.f), algunos puentes presentaron colapso parcial de la estructura al ocurrir el sismo, debido a la socavación de algunas cepas, otros en tanto, producto de la socavación en los estribos, el sismo provocó un descenso de estos, quedando el puente en un estado de inestabilidad que finalmente colapso.

Conforme a lo anterior es importante destacar que estos colapsos se pudieron haber evitado, si se hubiera detectado a tiempo la socavación, revelando lo fundamental que es la mantención de los puentes, que está directamente relacionado con la protección de la inversión de la obra, al evitar un gasto en reparaciones que puede ser significativo.

Santibáñez, (2006), observo fallas de fundaciones en algunos puentes, causadas por la reducción de resistencia al corte, asociada a aumentos de las presiones de poros y licuefacción.

2.2.2 Vulnerabilidad Observada en puentes durante el terremoto del 27 de febrero 2010

Chile paso a ser un gran laboratorio sísmico a escala real, el día del terremoto del 27 de febrero del 2010, considerado el 6to terremoto más fuerte medido en el mundo, evidenciando las debilidades que poseían sus estructuras a través de diferentes niveles de daños, desde leves hasta el colapso.

A pesar de la gran magnitud del terremoto, el impacto que tuvo sobre el desempeño de la autopista de la red de transporte, particularmente en los puentes fue menor. “De 2.200 puentes en la región epicentral sólo alrededor de 30 puentes tuvieron que ser cerrados al tráfico” (Schanack *et al.*, 2010).

A continuación se presenta un estudio de vulnerabilidad observada, de los puentes afectados por el terremoto del 27 de febrero del 2010, que evalúa los daños causados por la acción sísmica.

Un total de 79 puentes fueron seleccionados de forma aleatoria, situados en las regiones más afectadas por el terremoto, desde la V hasta la VIII región. Se detalló el nombre, tipología estructural y ubicación de cada uno de los puentes estudiados (Anexo A.1); y se identificó los daños más frecuentes de cada puente (Anexo A.2), todo lo cual fue obtenido de los informes técnicos del departamento de proyectos de estructuras de la división de ingeniería de la Dirección de Vialidad del MOP.

2.2.2.1 Aspectos Generales

De los daños sísmicos observados en los 79 puentes, se obtuvo que más del 53,16% presentó daños en los topes sísmicos, daño que permite al puente seguir siendo operativo; un 41,77% sufrió daños en las vigas, la mayoría causados por el choque con los topes en sus extremos; un 36,71% tuvo desplazamientos en sus tableros, siendo más frecuente en los puentes esviados; un 24,05% tuvo daño en la barra anclaje y un 21,52% en la placa de apoyo. La semejanza de porcentaje puede deberse a que los elementos de anclaje tienen la misión de evitar la reducción de la fuerza de rozamiento viga-neopreno-cepa/estribo ante la aparición de aceleraciones verticales, por lo que al fallar la barra de anclaje provoca un daño directo en el apoyo, elemento que no está anclado a la estructura que tiende a desplazarse durante un sismo, provocando una mayor deformación de este; un 22,78% tuvo descenso del terraplén de acceso, el 13,92% tuvo caída del tablero debido a la pérdida de longitud de apoyo quedando totalmente inoperativo, de los cuales varios fueron puentes esviados, esto debido a que la pérdida de la longitud de asiento es producido por la rotación de la superestructura respecto a un eje vertical. Cuando la rotación sobrepasa el ancho del apoyo, sobre todo en el lado agudo del tablero, se presenta la pérdida de la longitud de asiento y la caída del puente (Jara et al., 2010); el 12,66% presentó daños en las cepas y tan sólo el 6,33% tuvo daños en los estribos. Los diferentes tipos de daños descritos anteriormente se observan en las figuras 3, 4, 5 y 6.



Figura 2. 13: A la izquierda: Puente Nuble Oriente, daño tope sísmico. A la derecha: atravesado Azufradero, daño en viga. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.



Figura 2. 14: A la izquierda: Puente cada, desplazamiento del tablero. A la derecha: Paso inferior las Mercedes, daño barras de anclaje. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.



Figura 2. 15: A la izquierda: Paso inferior La Ballena, deformación de la placa de apoyo. A la derecha: Puente Llco, descenso terraplén de acceso. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.



Figura 2. 16: A la Izquierda: Paso superior Lo Echevers, caída del tablero. A la derecha: Puente Juan Pablo II, daño en Cepa. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.



Figura 2. 17: Puente Punchema, daño en ala del estribo. Fuente: Ministerio de obras públicas, 2010.

Es importante destacar que los daños por caída del tablero y daño en cepas son los modos de fallas mas graves, porque deja totalmente inoperativo el puente, mientras que los daños en las vigas y desplazamiento del tablero poseen un nivel de gravedad menor que los anteriores, daños que inducen a una restricción de carga vehicular. En tanto los demás modos de falla se consideran con un nivel de gravedad menor, que sin embargo necesitan ser reparados.

2.2.2.2. Análisis de daños por zona sísmica

Previamente al análisis se realizó una clasificación de los 79 puentes de acuerdo a su tipología estructural, sistema de apoyo y material (tabla 2.3).

Tabla 2. 3: Clasificación de puentes por tipología estructural y material.

Puentes		N°	%
Tipo1	Puente viga simplemente apoyado de H. pretensado	43	51,90%
Tipo2	Puente viga simplemente apoyado de H. postensado	11	13,92%
Tipo3	Puente viga simplemente apoyado de H. armado	2	3,8%
Tipo4	Puente viga simplemente apoyado de A-H	13	16,46%
Tipo5	Puente viga continuo de H. postensado	2	2,53%
Tipo6	Puente viga continuo de H. armado	2	2,53%
Tipo7	Puente viga continuo de A-H	1	1,27%
Tipo8	Puente Viga Gerber de hormigón armado	2	2,53%
Tipo9	Puente Losa de hormigón armado	4	5,06%
Total		79	100%

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 2.3 se observa la clasificación de los 79 puentes en 9 tipos, de los cuales 8 de ellos corresponden a puentes viga. Si observamos los porcentajes de cada tipo, percibimos que el puente viga simplemente apoyado es la tipología estructural típica en Chile, siendo sus vigas comúnmente de hormigón pretensado.

Una vez realizada la clasificación se georeferenció cada puente y se superpuso un mapa de zonificación sísmica, mapa del cual se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional (figura 2.18), zona 1, 2 y 3 cuyos valores van en aumento con el peligro sísmico de acuerdo al manual de carreteras volumen 3; la superposición del mapa es para identificar la zona sísmica en que se ubica cada puente (ver Anexo A.1) y, para saber los porcentajes de distribución de los tipos de puentes en las zonas sísmicas (tabla 2.4), con el fin de verificar si existe correlación entre el nivel de daño que tuvo cada tipo puente con la zona sísmica en que se ubica.

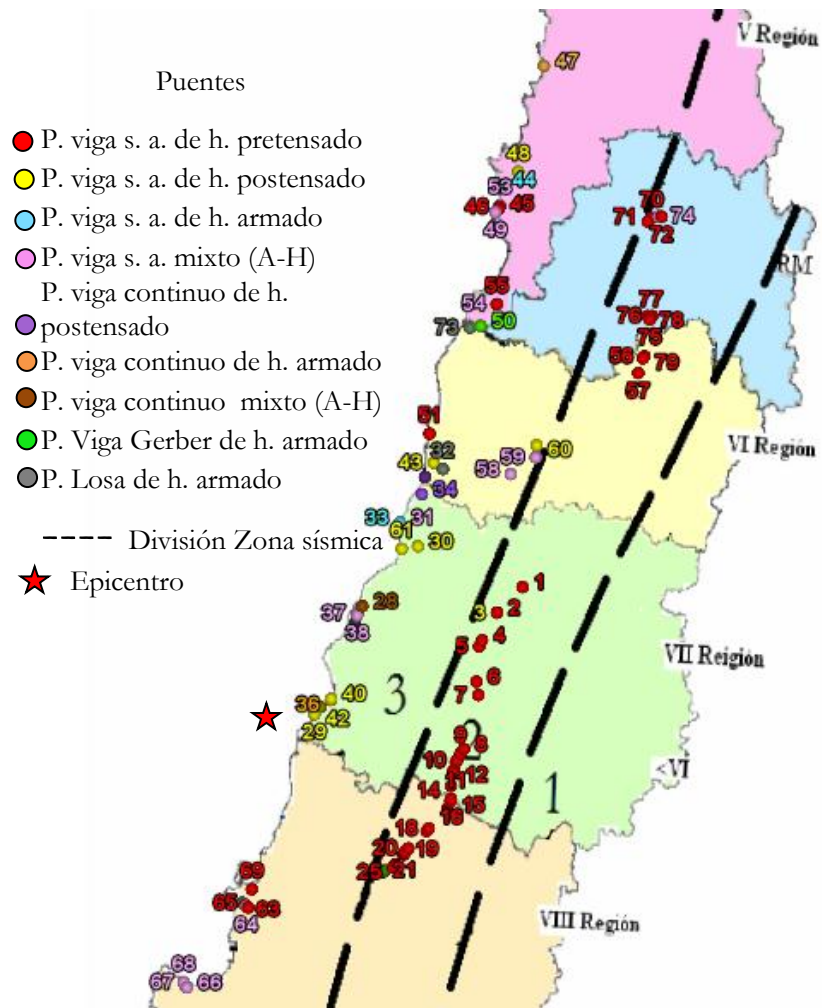


Figura 2. 18: Puentes analizados, ubicados en mapa de zonificación sísmica Nch433.Of 96.

Fuente: Elaboración Propia.

Del mapa anterior se puede observar que los puentes analizados para este estudio se distribuyen solo en la zona sísmica 2 y zona sísmica 3. A continuación en la tabla 2.4 se muestra los porcentajes de distribución de los tipos de puentes en las zonas sísmicas.

Tabla 2. 4: Distribución de puentes analizados en zona sísmica 2 y 3.

Tipo	Puentes	Zona sísmica	
		2	3
1	Puente viga simplemente apoyado de H. pretensado	85,4%	14,6%
2	Puente viga simplemente apoyado de H. postensado	9,1%	90,9%
3	Puente viga simplemente apoyado de H. armado	0,0%	100,0%
4	Puente viga simplemente apoyado de A-H	15,4%	84,6%
5	Puente viga continuo de H. postensado	0,0%	100,0%
6	Puente viga continuo de H. armado	0,0%	100,0%
7	Puente viga continuo de A-H	0,0%	100,0%
8	Puente Viga Gerber de hormigón armado	50,0%	50,0%
9	Puente Losa de hormigón armado	0,0%	100,0%

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla anterior vemos que un porcentaje importante de los puentes viga simplemente apoyados de hormigón pretensado se reparte en la zona sísmica 2, debido a que la fabrica ALCHISA suministró desde la Serena a Puerto Montt más del 90% de las vigas de puente que se instalaron en las concesiones carreteras de la ruta 5 (principal arteria de comunicación terrestre del país) (PREANSA, 2010), que se emplaza mayoritariamente en la zona sísmica 2 en las regiones consideradas en el estudio, mientras que el resto de las tipologías se encuentran distribuidas principalmente en la zona sísmica 3.

A continuación se seleccionan los puentes tipo1, tipo2 y tipo 4, por ser los más cuantiosos en este estudio de acuerdo a la tabla 2.4. Se realiza una presentación grafica (figura 2.19), que muestra los porcentajes de daños respecto al total de puentes tipo1 analizados, con el fin de comparar de daños de los puentes seleccionados en la zona sísmica 2 y en la zona sísmica 3, de aquí se puede concluir que existe una tendencia que los modos de falla más graves (desplazamiento del tablero y daño en cepa) aumentan en la zona sísmica 3 (zona de mayor peligrosidad), pero en general no hay resultados claros. No se realizó el mismo análisis para los puentes tipo 2 y tipo 4, porque había muy pocos datos en la zona sísmica 2 y por lo tanto los resultados no iban a ser representativos.

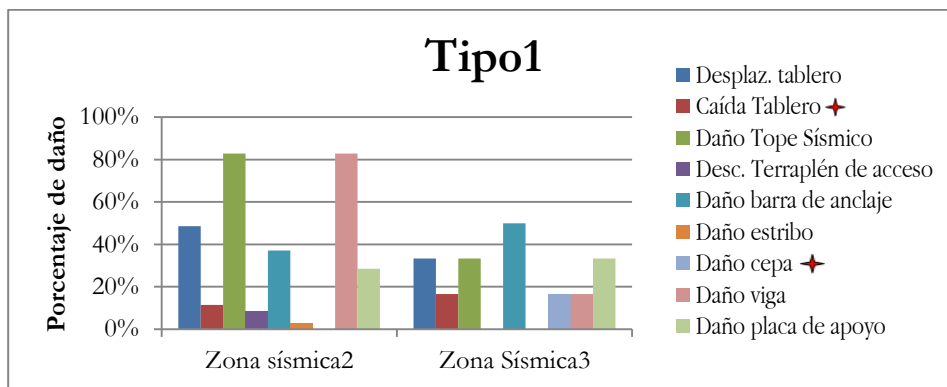


Figura 2. 19: Comparación del daño entre zona sísmica 2 y zona sísmica 3 para el puente tipo1.

Fuente: Elaboración propia.

Tomando en consideración lo anterior y la mayor cantidad de datos fiables en la zona sísmica 3, se hace una comparación entre los puentes tipo1, tipo2 y tipo4 para la zona sísmica 3 (figura 2.20). De aquí se puede observar que los puentes tipo4, presentan todos los tipos de daños que fueron considerados en el estudio, a diferencia del resto. Adicionalmente se observa que los puentes tipo4 poseen los mayores porcentajes de daños en los modos más grave de falla (Caída del tablero y daño en cepa). Los porcentajes de daños por desplazamientos del tablero fueron similares en los tres tipos de puentes considerados. En el puente tipo2 no se presentaron daños en la viga, en la placa de apoyo y en la barra de anclaje y además fue el que tuvo menor porcentaje de daños en los modos más graves de falla. Esta situación indica que el puente tipo 2 tuvo un mejor comportamiento bajo la acción sísmica del terremoto del 27 de febrero del 2010. Y el puente tipo 4 fue el que resulto mas dañado.

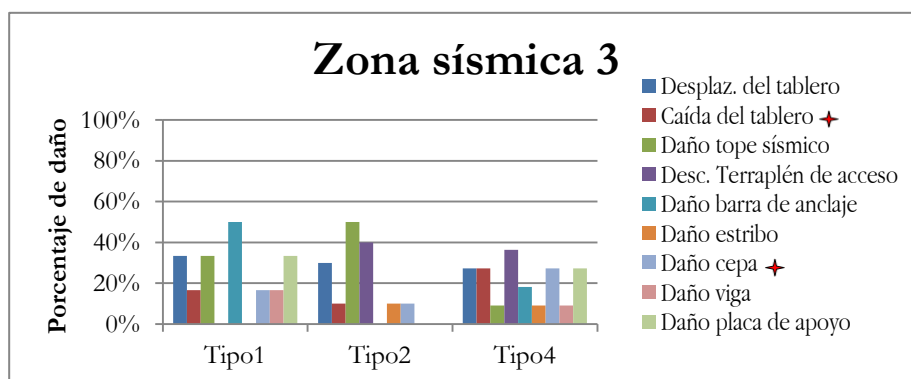


Figura 2. 20: Comparación del daño entre puentes tipo1, tipo2 y tipo4 para la zona sísmica 3.

Fuente: Elaboración Propia.

Posteriormente al análisis de daños por zonificación sísmica, se realizó una comparación de las aceleraciones registradas por las estaciones sismológicas del país con las aceleraciones por zonificación sísmica.

En la siguiente figura se muestra la ubicación de las estaciones sismográficas para las zonas sísmicas. A partir de su ubicación se obtuvo la aceleración de diseño (A_o) para cada una de las estaciones, conforme a la zona sísmica en que se encuentran (Tabla 2.5).



Figura 2. 21: Estaciones sismográficas ubicadas en mapa de zonificación sísmica.

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa en la figura anterior que las estaciones sismológicas están concentradas en la zona sísmica 2 y en la zona sísmica 3.

Tabla 2. 5: Aceleración de diseño (Ao), de las estaciones sismológicas según Manual de Carreteras.

Clave	Estaciones sismológicas	Zona Sísmica	Ao Manual de carreteras
A	Dep. de Astronomía, Cerro Calan.	2	0,30g
B	Campus Antumapu, Santiago	2	0,30g
C	Cerro Santa Lacia, Santiago	2	0,30g
D	Colegio Las Américas, Santiago	2	0,30g
E	Recinto del SHOA en Cerro El Roble	3	0,40g
F	Municipalidad San José de Maipo	2	0,30g
G	CIA Bomberos Melipilla	3	0,40g
H	Olmué, Valparaíso	3	0,40g
I	Teatro municipal Casablanca, Valparaíso	3	0,40g
J	Colegio San Pedro, Concepción	3	0,40g

Fuente: Elaboración Propia.

La siguiente tabla presenta las aceleraciones horizontales máximas de orientación norte sur (NS) y este oeste (EW) registradas por las estaciones sismológicas. Se eligió la aceleración mayor entre ambas (Ah_max) en cada estación y se comparó con la aceleración de diseño del Manual de carreteras.

Tabla 2. 6: Comparación entre aceleraciones registradas por las estaciones el 27 de febrero con el manual de carreteras.

Clave	Aceleración Máx. Horizontal NS	Aceleración Máx. Horizontal EW	Ao Manual de carreteras	Ah_max vs Ao
A	0,20 g	0,23 g	0,3	Ah_max < Ao
B	0,23 g	0,27 g	0,3	Ah_max < Ao
C	0,24 g	0,34 g	0,3	Ah_max > Ao
D	0,31 g	0,23 g	0,3	Ah_max > Ao
E	0,19 g	0,13 g	0,4	Ah_max < Ao
F	0,47 g	0,48 g	0,3	Ah_max > Ao
G	0,57 g	0,78 g	0,4	Ah_max > Ao
H	0,35 g	0,25 g	0,4	Ah_max < Ao
I	0,29 g	0,33 g	0,4	Ah_max < Ao
J	0,65 g	0,61 g	0,4	Ah_max > Ao

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla anterior se observa que cinco estaciones sismológicas registraron aceleraciones horizontales mayores que las consideradas en la norma de diseño por zonificación sísmica. Los

porcentajes de diferencia entre las aceleraciones registradas y aceleración de la norma se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2. 7: Porcentaje de diferencia entre aceleración máxima observada y aceleración máxima efectiva.

Clave	Estaciones sismológicas	AH_max	Ao	% diferencia
C	Cerro Santa Lacia, Santiago	0,34 g	0,3 g	13,33%
D	Colegio Las Américas, Santiago	0,31 g	0,3 g	3,33%
F	Municipalidad San José de Maipo	0,48 g	0,3 g	60,00%
G	CIA Bomberos Melipilla	0,78 g	0,4 g	95,00%
J	Colegio San Pedro, Concepción	0,65 g	0,4 g	62,50%

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla anterior se obtiene que los registros de aceleración horizontal tomados por las estaciones F, G y J sobrepasan la aceleración de diseño del manual de carreteras en más de un 60%. Siendo marcadamente en la estación G donde se sobrepaso sorprendentemente en un 95%. Siendo importante destacar que estación G se ubica en la región metropolitana, situado aproximadamente a 290 km del epicentro (ver figura 21).

Nuestra actual normativa no toma en consideración la aceleración vertical desde el punto de vista de diseño, argumentando que normalmente las estructuras diseñadas para cargas gravitatorias, tienen resistencia de sobra para asumir la aceleración vertical, sin embargo, casi todos los códigos del mundo toman como aceleración de diseño vertical los 2/3 de la horizontal. Si consideramos la recomendación de tomar los 2/3 de la aceleración de diseño horizontal del manual de carreteras y lo comparamos con los registros de aceleración máxima verticales de las estaciones sismológicas del país (ver tabla 8), podemos ver que las aceleraciones máximas verticales (A_{v_max}) en cuatro estaciones superan a los 2/3 de aceleración de diseño horizontal.

Tabla 2. 8: Comparación entre aceleraciones registradas por las estaciones el 27 de febrero con los $\frac{2}{3}$ de la aceleración horizontal del Manual de Carreteras.

Clave	Aceleración Máx. Vertical	$\frac{2}{3}A_o$	A_{v_max} vs $\frac{2}{3}A_o$
A	0,11 g	0,20 g	$A_{v_max} < 2/3A_o$
B	0,17 g	0,20 g	$A_{v_max} < 2/3A_o$
C	0,24 g	0,20 g	$A_{v_max} > 2/3A_o$
D	0,16 g	0,20 g	$A_{v_max} < 2/3A_o$
E	0,11 g	0,27 g	$A_{v_max} < 2/3A_o$
F	0,24 g	0,20 g	$A_{v_max} > 2/3A_o$
G	0,39 g	0,27 g	$A_{v_max} > 2/3A_o$
H	0,15 g	0,27 g	$A_{v_max} < 2/3A_o$
I	0,23 g	0,27 g	$A_{v_max} < 2/3A_o$
J	0,58 g	0,27 g	$A_{v_max} > 2/3A_o$

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla anterior se observa que cinco estaciones sismológicas registraron aceleraciones verticales mayores que las consideradas en la norma de diseño por zonificación sísmica. Los porcentajes de diferencia entre las aceleraciones registradas y aceleración de la norma se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2. 9: Porcentaje de diferencia entre aceleración máxima observada y los dos tercios de la aceleración horizontal del Manual de Carreteras.

Clave	A_{v_max}	$2/3A_o$	% diferencia
C	0,24	0,20	20,00%
F	0,24	0,20	20,00%
G	0,39	0,27	44,44%
J	0,58	0,27	114,81%

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla 2.9 se obtiene que los registros de aceleración vertical tomados por la estación J sobrepasa la aceleración del manual de carreteras en más de un 100%.

De las tablas anteriores podemos concluir que la zonificación sísmica del manual de carreteras es prácticamente acertada, sin embargo hay 3 sitios puntuales donde notoriamente no se da eso. Las

estaciones F, G y J registraron mayores aceleraciones en la horizontal y vertical más altas que las de diseño, a pesar que el manual de carreteras no habla de los dos tercios, esta situación hace pensar que ese aumento en la repuesta es debido a efectos de sitio.

2.2.2.3 Análisis de daños según intensidades

Posteriormente se realizó el mismo procedimiento realizado con la zonificación sísmica, pero esta vez superponiendo un mapa isosista del terremoto del 27 de febrero del 2010, con el fin de identificar las intensidades y correlacionar intensidad con daño.

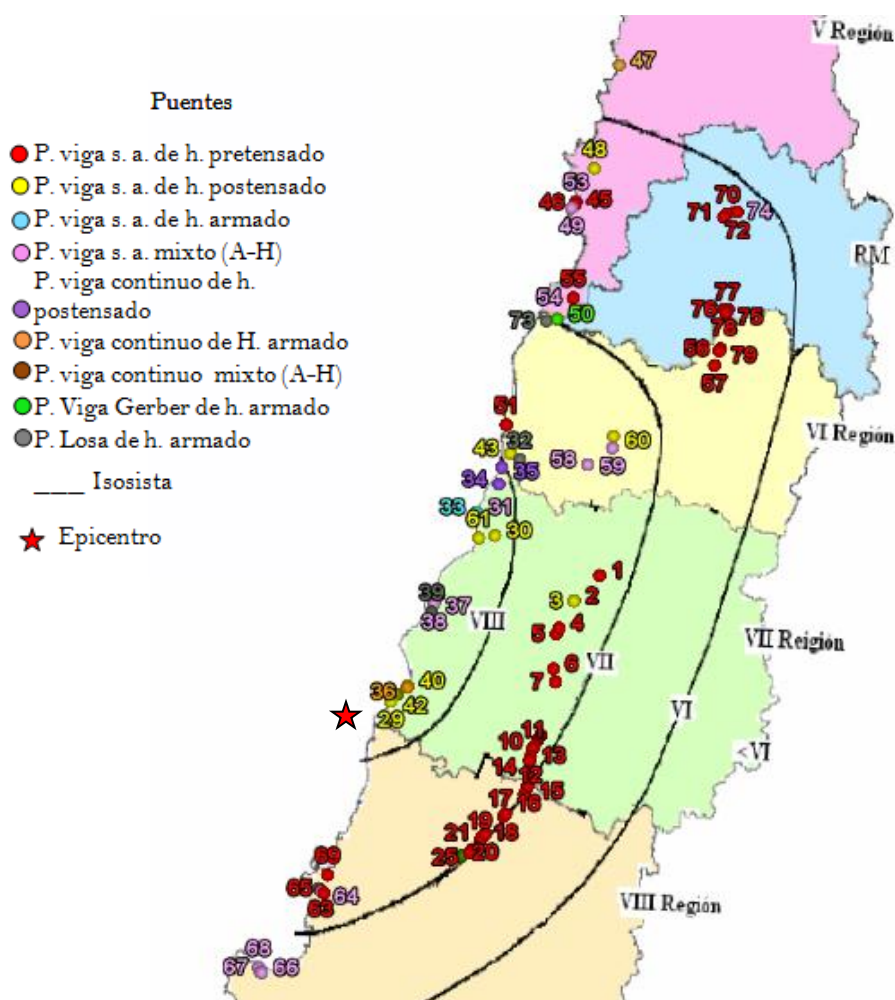


Figura 2. 22: Puentes analizados ubicados en mapa isosistas del terremoto del 27 de febrero.

Fuente: Elaboración Propia.

En el mapa se ve que un mayor porcentaje de puentes analizados están en las isosistas de intensidad VII y VIII.

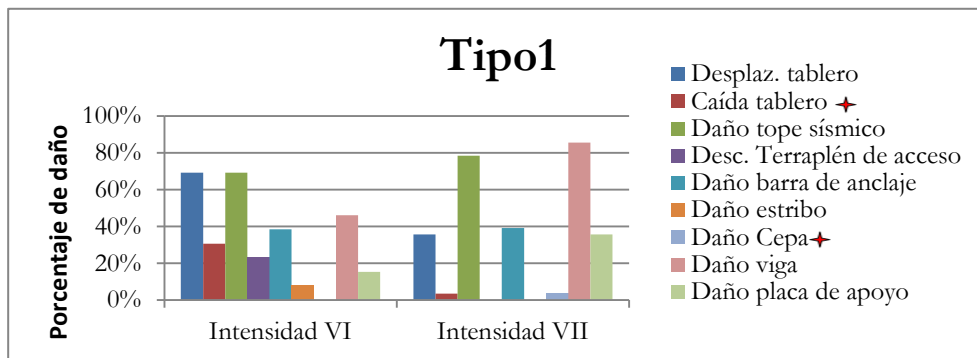


Figura 2. 23: Comparación del daño entre intensidades del terremoto del 27 de febrero del 2010 para el puente Tipo1.

Fuente: Elaboración Propia.

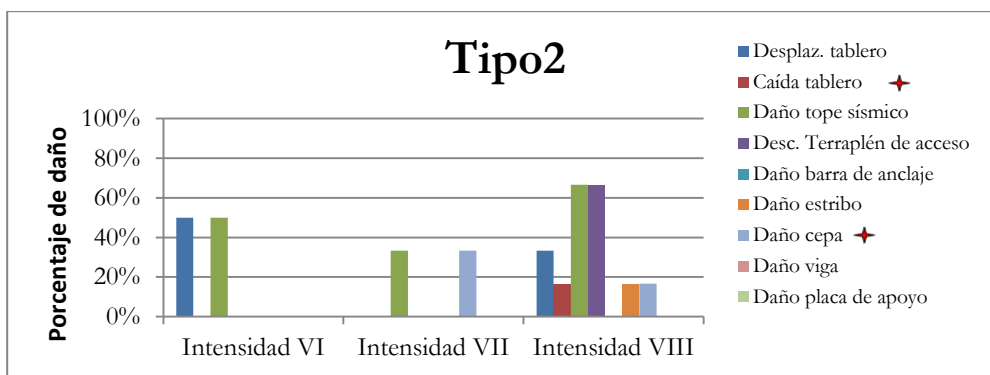


Figura 2. 24: Comparación del daño entre intensidades del terremoto del 27 de febrero del 2010 para el puente Tipo2

Fuente: Elaboración Propia.

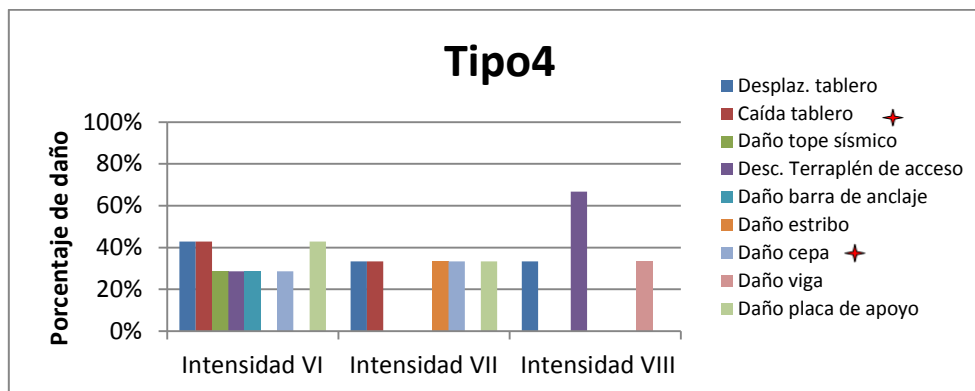


Figura 2. 25: Comparación del daño entre intensidades del terremoto del 27 de febrero del 2010 para el puente Tipo4.

Fuente: Elaboración Propia.

La figura 2.23 muestra en términos generales que para los puentes tipo1, a medida que aumenta la intensidad, los desplazamientos del tablero tienden a disminuir, así como, la caída del tablero y el descenso del terraplén de acceso. Sin embargo, tienden a aumentar los daños en los topes sísmicos, en las vigas y en la placa de apoyo. En la figura 2.24 se observa que para los puentes tipo 2, hubo una mayor cantidad de modos de fallas en la intensidad VIII. Sin embargo el desplazamiento del tablero fue mayor en la intensidad VI y el daño en la cepa fue mayor en la intensidad VII. En el caso de la figura 2.25 se observa que para los puentes tipo4, que a medida que aumenta la intensidad, disminuye la cantidad de modos de falla.

A la luz de los resultados anteriores, queda claro que para los puentes tipo1 no hay resultados claros. Para el caso del análisis de los puentes tipo2 hay una tendencia clara de que aumenta el daño en intensidad VIII y en el caso del tipo4 tampoco se ven resultados claros. En conclusión la escala de Mercalli Modificada desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras no refleja el daño en los puentes en este caso.

2.2.2.4 Efectos de sitio

El origen de los efectos de sitio es debido a la presencia de relieves (efecto topográfico), de materiales superficiales (suelos blandos) o de fuertes discontinuidades laterales del subsuelo. Estas condiciones locales pueden modificar la acción sísmica en distintos aspectos como en el contenido frecuencial, en un aumento de la amplitud y en la duración (Valdebenito, 2005).

Basados en aquellas modificaciones que causan los efectos de sitio, se presume que las estaciones F, G y J que registraron aceleraciones horizontales y verticales muy altas siendo que no se encontraban cerca del epicentro debido a los efectos de sitio.

A continuación en la figura 2.26 se muestran los puentes del estudio cercanos a las estaciones anteriormente mencionadas y en tabla 2.10 se presenta los porcentajes de daños de estos.

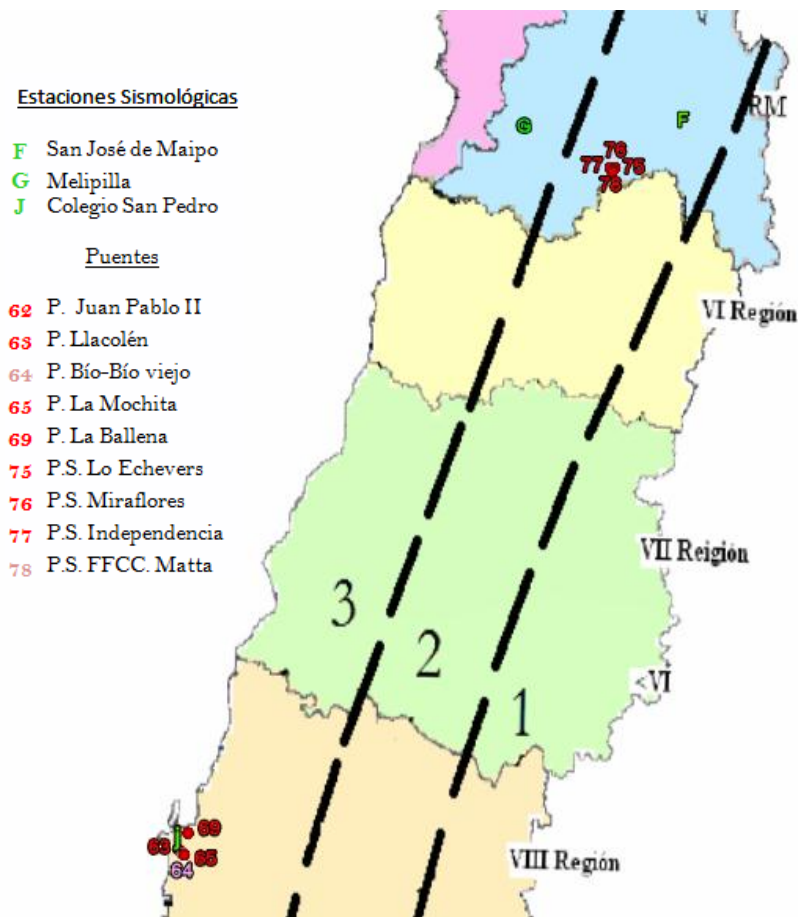


Figura 2. 26: Estaciones sismográficas y puentes analizados ubicados en mapa de zonificación

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2. 10: Porcentaje de daños en los puentes cercanos a las estaciones F y J.

clave	Desplaz. del tablero	Caída tablero	Daño tope sísmico	Descenso terraplén de acceso	Daño barra de anclaje	Daño estribo	Daño cepa	Daño viga	Daño placa de apoyo
F	100,00%	50,00%	75,00%	75,00%	75,00%	0,00%	0,00%	75,00%	0,00%
J	40,00%	40,00%	40,00%	20,00%	60,00%	0,00%	60,00%	40,00%	40,00%

Fuente: Elaboración Propia.

Lamentablemente no se poseen datos en este estudio de puentes cercanos a la estación G, donde la aceleración horizontal fue marcadamente mayor de acuerdo a la tabla 2.7, sin embargo, en las estaciones F y J si los hay. Si revisamos los daños que hubo en esos puentes cercanos a las estaciones sísmicas F y J (tabla 2.10), donde la aceleración medida superó en más de 60% la aceleración de diseño del manual de carreteras, percibimos que un alto porcentaje de esos puentes presentó caída del tablero, daño que deja totalmente inoperativo al puente. Un gran porcentaje presentó, además, daño en viga y desplazamiento del tablero que deja al puente cerrado al tráfico o con restricción de carga.

Sólo en la estación J, se registró una aceleración vertical excesivamente mayor que los 2/3 de la aceleración de diseño (tabla 2.8). Según estudios realizados por varios investigadores (Saadeghvaziri y Foutch 1991; Bozorgnia y Niazi 1993; Broekhuizen 1996; Papazoglou y Elnashai 1996; Yu et al. 1997; Gloyd 1997; Collier y Elnashai 2001; botón et al. 2002) que estudiaron las características de los movimientos verticales y el efecto de las aceleraciones verticales en las estructuras del puente, concluyeron entre otras cosas, que la variación de las fuerzas axiales debido a excitaciones verticales pueden influir tanto en el momento y la capacidad de corte de la sección y también en el aumento de las tensiones de tracción en la cubierta. Basados en dichos estudios es posible que el alto porcentaje de daños en las cepas de los puentes cercanos a la estación sísmica J, sea debido a la alta aceleración vertical en esa zona, en combinación, indiscutiblemente, con la aceleración horizontal que también sobrepasó la aceleración de diseño.

CAPITULO III

METODOLOGÍAS PARA EL ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES

CAPÍTULO III: METODOLOGÍAS PARA EL ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

Como se ha observado en el capítulo anterior, la evaluación de la vulnerabilidad o calidad estructural de los puentes no es única y el procedimiento o parámetros utilizados para la evaluación también varían, existiendo diversas metodologías para estimar la vulnerabilidad sísmica de puentes, cuyos resultados pretenden hacer una descripción global del daño que experimentaría el o los puentes, cuando son sometidos a la acción de un sismo determinado.

“Existen metodologías analíticas que simulan la respuesta sísmica de estructuras de una misma tipología definiendo la llamada vulnerabilidad calculada, o bien, de la observación de daños causadas sobre estructuras perteneciente a zonas afectadas por terremotos, cuyo tratamiento estadístico basado en aspectos empíricos y subjetivos definen la llamada vulnerabilidad observada” (Barbat, 1998).

A continuación se presenta las metodologías mayormente utilizadas para definir la vulnerabilidad sísmica de puentes.

3.1 VULNERABILIDAD OBSERVADA

La vulnerabilidad observada, representa la vulnerabilidad que ha sido derivada del levantamiento de los daños posteriores a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo definido de estructura. La evaluación de la vulnerabilidad observada parte de la inspección post-terremoto de estructuras existentes. Para realizar este estudio se requiere la participación de expertos y datos empíricos como fuente del conocimiento para la evaluación de la vulnerabilidad. Estos datos son obtenidos de formularios de levantamiento del daño, que permiten describir el estado de la estructura después de ocurrido un terremoto. Generalmente, estos formularios se componen de una serie de preguntas, tipo test, las cuales pueden ser luego utilizadas para relacionar los daños observados con el grado de deterioro de la estructura. Es recomendable que los formularios sean utilizados por expertos en el tema para reducir las incertidumbres asociadas al perfil subjetivo de este método.

Es ampliamente reconocido, que la experiencia acumulada durante la observación de daños en estructuras luego de ocurridos los terremotos, tiene un valor incalculable en el momento de la evaluación sísmica de estructuras existentes.

Los métodos basados en vulnerabilidad observada recopilan la información por medio de matrices de probabilidad de daño o de funciones de vulnerabilidad. Las primeras expresan la probabilidad discreta de la distribución del daño para un tipo de estructura y una intensidad sísmica dada, por lo que simplifican enormemente la operación de convolución requerida en cálculo del riesgo sísmico específico. Las segundas constituyen relaciones matemáticas que expresan el daño global que experimenta una estructura específica cuando es sometida a un movimiento sísmico y, al contrario de las anteriores, no tienen una forma estándar reconocida (Yépez et al., 1994).

Este método, sólo evalúa de manera global, el comportamiento de un conjunto de estructuras de la misma clase y es recomendable utilizar sólo como una evaluación sísmica preliminar de una estructura en particular.

El análisis de la vulnerabilidad observada de puentes ha sido desarrollado para generar una evaluación general sobre el comportamiento sísmico que se puede esperar en la autopista de la red de transporte y como una herramienta más para la prevención de desastres.

A continuación en la tabla 3.1 se presenta un formulario de levantamiento de daños en puentes posteriores a un terremoto, que considera seis puntos relevantes: calzada, tablero, soporte, superestructura subestructura, geotécnicos. Este tipo de formulario puede ser utilizado para recopilación de información para evaluar la vulnerabilidad observada de puentes.

Tabla 3.1: Formulario de levantamiento de daños en puentes posteriores a un terremoto.

Nombre:		Ubicación del Puente:	
Tipología Estructural:			
DAÑOS OBSERVADOS:			
1. CALZADA		4. SUPERESTRUCTURA	
☐ No operacional ☐ Asentamiento de la calzada ☐ Fuera del asiento del puente ☐ Movimiento transversal excesivo ☐ No daños ☐ Otros (explicar)		Hormigón Armado ☐ Grieta de flexión ☐ Grieta de corte ☐ Falla conexión ☐ No daños ☐ N/A Miembros de acero, vigas de piso, largueros ☐ Pandeo local ☐ Cordón sup. ☐ Cordón inf. ☐ Diagonales ☐ Falla conexión ☐ No daños ☐ N/A Arcos de hormigón ☐ Grieta de flexión ☐ Grieta de corte ☐ Falla conex. ☐ Grieta en junta del muro/colapso ☐ No daños ☐ N/A Viga principal acero/hormigón, vigas secundarias ☐ Grieta de flexión ☐ Grieta de corte ☐ Falla conex. ☐ Pandeo Local ☐ No daños ☐ N/A	
2. TABLERO		5. SUBESTRUCTURA	
☐ Juntas longitudinales extendidas ☐ Juntas de expansión extendidas ☐ Grietas en superficie de desgaste ☐ Desprend. en sup. de desgaste ☐ Grietas/ desprend. en cubierta ☐ Desalineamiento de barandillas, de vereda, líneas del pavimento ☐ No daños		Estribos ☐ Mov./Rot. Muro ☐ Daños fuertes ☐ Mov. Ala del muro ☐ Sep. Muro del ala ☐ Asent. relleno ☐ Mov. de la Fundación ☐ D. en pila del est. ☐ Agr. en muro ☐ No daños ☐ N/A Pilares ☐ Daños en juntas ☐ Falla. Momen. ☐ Falla p. corte ☐ Falla fund. ☐ Grieta de flexión ☐ Grieta de corte ☐ Pandeo local ☐ F. emp. Inad ☐ No daños ☐ N/A	
3. SOPORTE		6. GEOTÉCNICOS	
☐ Falla del soporte (integral, contac., elastomérico) ☐ Movimiento del soporte ☐ Cizalle o retirada del perno ☐ No Daños		☐ Derrumbe de laderas ☐ Asentamiento ☐ Licuefacción del suelo ☐ Movimiento de falla ☐ Otros ☐ No daños ☐ N/A	
Observaciones:			

Fuente: Mississippi department of transportation, s.f.

3.2 VULNERABILIDAD CALCULADA: MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El método del índice de vulnerabilidad, también conocido como el método italiano, fue inicialmente propuesto por Benedetti y Petrini (1984). Metodología que fue desarrollada para tipologías de mampostería no reforzada y de hormigón armado, colocando un especial interés en las primeras, por ser la edificación más común en Italia y en varias partes del mundo.

El método del índice de vulnerabilidad evalúa el desempeño que puede tener una estructura ante un evento sísmico, a través de un valor numérico de clasificación del daño, que es obtenido por medio de diferentes evaluaciones.

Maldonado (2000) propuso una metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes rápida, eficaz y fácil de aplicar a gran escala, por medio del índice de vulnerabilidad. Este método fue propuesto para ser utilizado especialmente en zonas donde no se cuenta con una historia de daños sísmicos en puentes.

Esta metodología fue basada en la inspección de los principales componentes de un puente, tanto estructurales como no estructurales y basados en la identificación y caracterización de deficiencias sísmicas potenciales, metodología que pretende calificar las características de diseño sismo resistente y la calidad de la construcción, mediante el índice de vulnerabilidad.

El índice de vulnerabilidad de un puente por el método de Maldonado (2000) se obtiene a partir de la evaluación y ponderación a través de la valoración de parámetros estructurales y no estructurales preestablecidos por expertos, que tienen un papel importante en el comportamiento sísmico del puente. Básicamente el método consiste en la evaluación de 19 parámetros (tabla 3.2 y figura 3.1) para el cálculo de daños de los puentes urbanos. Este índice de vulnerabilidad de puentes se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$IV_j = \frac{\sum_{i=1}^{19} w_i K_i}{\sum_{i=1}^{19} w_i} \quad (3.1)$$

Donde

IV_j = índice de vulnerabilidad sísmica del puente j

K_i = es una medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro i,

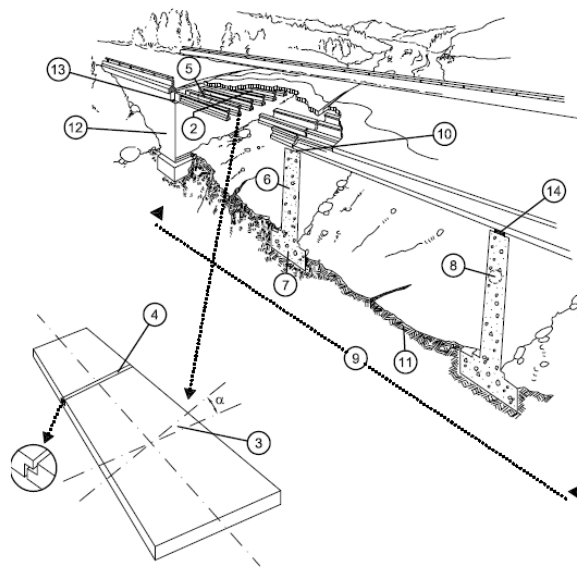
W_i son una medida de la opinión de la importancia asociada al parámetro i con respecto a los demás parámetros.

Los parámetros K_i quedan designados por un valor numérico de acuerdo a las categorías A, B, C y D, que son definidas respectivamente desde condiciones favorables a desfavorables. Categorías que fueron basadas en el estudio del comportamiento sísmico de puentes, en las experiencias posterremoto y en la comparación de metodologías existentes de evaluación sísmica que involucran modelos de vulnerabilidad.

Tabla 3. 2: Parámetros considerados para el cálculo de daños de puentes urbanos.

Símbolo	Descripción
K1	Año de proyecto y construcción del puente
K2	Tipo de superestructura
K3	Forma de la superestructura
K4	Existencia de articulaciones internas
K5	Material de la superestructura
K6	Tipo de pila
K7	Tipo de cimentación
K8	Material de pila
K9	Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez
K10	Longitud de apoyos en pilas
K11	Tipos de suelo
K12	Tipo de estribo
K13	Longitud de apoyos en estribos
K14	Tipo de aparato de estribo
K15	Estado de conservación del puente
K16	Procedimiento constructivo
K17	Procedimiento constructivo de las pilas (concreto)
K18	Potencial de licuefacción
K19	Elementos no estructurales

Fuente: Maldonado, 2002.



1. Año de diseño y construcción del puente	11. Tipo de suelo
2. Tipo de superestructura	12. Tipo de estribo
3. Forma de superestructura	13. Longitud de apoyos de estribos
4. Existencia de articulaciones internas	14. Tipo de aparato de apoyo
5. Material de superestructura	15. Estado de conservación del puente
6. Tipo de pila	16. Procedimiento constructivo de la superestructura (Hormigón)
7. Tipo de cimentación	17. Procedimiento constructivo de las pilas (H)
8. material de las pilas	18. Potencial de licuefacción
9. Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez	19. Elementos no estructurales
10. Longitud de apoyos en pilas	

Figura 3. 1: Parámetros del modelo.

Fuente: Maldonado, 2002.

Para la aplicación del índice de vulnerabilidad por el método de Maldonado (2000), es necesario contar con el inventario de la muestra de puentes. Este inventario se realiza mediante el formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes que esta disponible en el estudio desarrollado por Maldonado, 2002. El formulario contiene todos los parámetros necesarios para la determinación del índice de vulnerabilidad del puente respectivo. Tan solo se requiere que el evaluador asigne a cada parámetro su respectiva calificación.

Landa (2006) también propone una metodología para obtener el índice de vulnerabilidad sísmica de puentes, el cual toma en cuenta nueve factores de riesgo, combinados en una relación de multiplicación (ecuación 3.2). Los nueve factores que contribuyen para la evaluación de riesgo relativo, los cuales fueron identificados de las causas típicas de daño en los puentes durante

terremotos recientes, estudios numéricos de puentes y de las opiniones de expertos. La ecuación 3.2 fue obtenida de un análisis de regresión de los datos relativos a los puentes dañados sísmicamente (Landa, 2006).

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad (3.2)$$

Este índice de vulnerabilidad es limitado entre 0 y 1,0. $I_v=1,0$ se asigna a un puente no vulnerable, mientras que un $I_v = 0,0$ significa que el puente es muy vulnerable donde C_i es el valor asignado al factor contributivo i , $\bar{C}_i$ es el promedio de los nueve factores que han contribuido, $0 \leq C_i \leq 1,0$. A medida que cada factor de riesgo tiene distinta influencia en la estabilidad general del puente, el peso (valores) de los factores de riesgo C_i no es lo mismo.

El camino para la obtención de los factores que contribuyen de riesgo se puede ver en Landa, 2006.

Cada factor se describe brevemente a continuación:

- a) C_1 es dado por la ecuación 3.3 y es propuesto para evaluar la influencia de la configuración de rigidez transversal en el riesgo.

$$C_1 = 1.0 - \frac{k_M - k_m}{10k_m} \quad (3.3)$$

Donde k_M y k_m son la mayor y menor rigidez de dos soportes adyacentes, respectivamente. La determinación de la rigidez de apoyo debe tener en cuenta el corte y las deformaciones de flexión, especialmente para los pilares de tipo de pared, y también la flexibilidad de los soportes.

- b) C_2 representa el riesgo asociado a la carencia del potencial de asiento. El riesgo es evaluado en términos de comparación de longitud de asiento actual recomendado.
- c) C_3 tiene en cuenta la práctica común y las recomendaciones del código en el momento en el puente fue diseñado

- d) C4 es una medida del efecto del plan de configuración del puente en el riesgo. Tramos esviados desarrollan grandes desplazamientos en comparación con tramos rectos, los tramos esviados tienen una tendencia para rotar. El ángulo de esviaje (α) y la curvatura del puente se considera en C4.
- e) C5 tiene en cuenta la influencia de los apoyos en la estabilidad de la puente por medio de los siguientes coeficientes: a) para el aislamiento y los dispositivos de disipación de energía $C5= 1.0$; b) para apoyos elastomérico $C5=0.9$; para apoyos de rodillo $C5=0.8$; c) para apoyos rocker $C5=0.7$.
- f) C6 es una medida del deterioro del puente que considera: condición de socavación bajo pilares y estribos, deterioro de los apoyos, daños en los elementos estructurales, daños en las articulaciones o conexiones y condición de mantenimiento.
- g) C7 es una medida del potencial de licuación de suelos.
- h) C8 relaciona el período fundamental del puente (T_i) con los períodos que definen las ordenadas de la esquina de los espectros de respuesta de diseño del sitio (T_a y T_b).
- i) C9 depende de la importancia del puente, para puentes importantes $C9=1.0/1.5=0.67$, según el factor de importancia recomendado por códigos mexicanos (1.5). $C9=1.0$ para puentes normales.

Es importante destacar que los índices de vulnerabilidad en general, independiente de la tipología estructural para el cual son desarrollados, constituyen parámetros relativos que permiten cuantificar la susceptibilidad de una estructura de sufrir daños. Su empleo de manera directa permite comparar diferentes estructuras de una misma tipología, donde se consideren los mismos factores en la evaluación. A través de las funciones de vulnerabilidad pueden ser correlacionados con los niveles de daño obtenidos o esperados para un sismo dado y empleados indirectamente para describir el daño. Estos índices proporcionan una medida relativa de la vulnerabilidad sísmica de una tipología de estructuras de una región y son muy limitados para comparar diferentes tipos de estructuras debido a los diferentes factores considerados en la evaluación. Por sus características, los métodos que conducen a un índice de vulnerabilidad pueden calificarse como subjetivos, ya que la calificación de las edificaciones se hace mediante la observación de sus características físicas y en algunos casos, apoyándose en cálculos estructurales simplificado.

3.3 VULNERABILIDAD CALCULADA: MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Inicialmente el Método del Espectro de Capacidad fue dirigido a la evaluación del comportamiento no lineal en estructuras de marcos planos de edificios de baja a mediana alturas sujetos a sismo (Correa, 1993). Actualmente este método ha sido modificado y mejorado en sus alcances por diversos autores, bajo conceptos y procedimientos similares (Camilo, 1995; Chianguo, 1996; Fajfar *et al.*, 1996) lográndose aplicar a marcos planos y tridimensionales de edificios de cualquier altura y a estructuras de mayor complejidad como puentes (Banerjee y Shinozuka 2007; Jara *et al.* 2009).

El Método del Espectro Capacidad permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una estructura a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (Freeman *et al.*, 1984; ATC-40, 1996). Permite hacer una representación gráfica muy clara y comparar directamente, el espectro de capacidad global de la estructura, con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno y evaluando la resistencia sísmica de las estructuras en términos de las curvas de fragilidad.

Este método requiere la determinación de tres elementos principales: el espectro de capacidad, el espectro de la demanda y el punto de desempeño. A continuación se presenta cada uno de los elementos que definen el método espectro de capacidad para una mejor comprensión.

3.3.1 Curva de Capacidad

La curva de capacidad representa la fuerza aplicada a la estructura como función del desplazamiento que simboliza su capacidad dentro y fuera del límite elástico. Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas decrecientes asociados a la progresiva disminución de rigidez, la cedencia y falla de los componentes y en general al daño. Para el caso particular de puentes la curva de capacidad es formada a través del cálculo de la fuerza cortante generada en el apoyo del puente, en función del desplazamiento de la superestructura. Este procedimiento es conocido también como análisis estático no lineal o análisis pushover.

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Las fuerzas laterales se aplican en proporción según la forma del modo fundamental, como se ilustra en la ecuación (3.4), donde F_i es la fuerza lateral en el nodo i ($i=1,2,\dots,N$), w_i es el peso muerto asignado al nodo i , Φ_i amplitud del modo fundamental en el nodo i , V es el cortante basal y N es el numero de nodos.

$$F_i = \left(w_i \cdot \Phi_i / \sum_{i=1}^N w_i \cdot \Phi_i \right) \cdot V \quad (3.4)$$

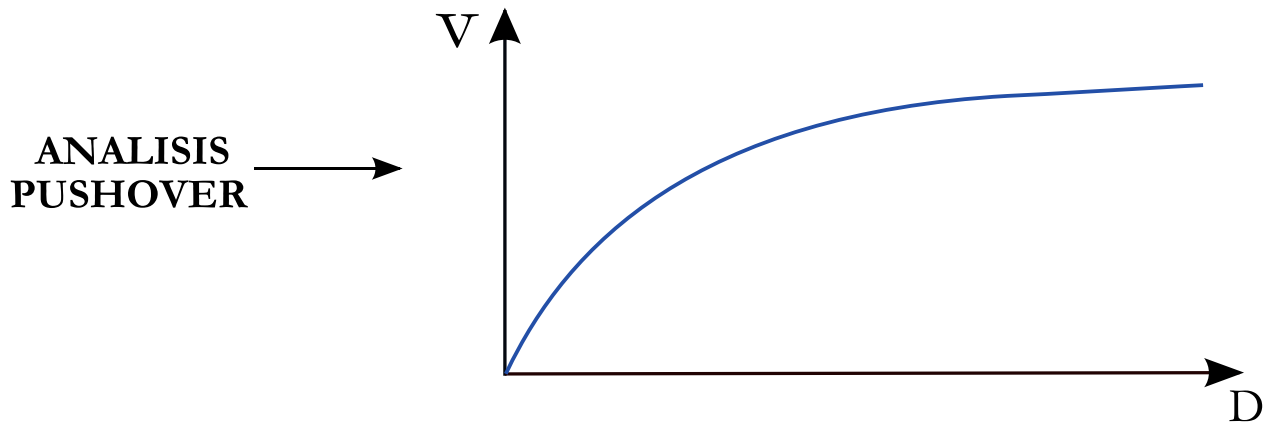


Figura 3. 2: Curva de Capacidad.

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

Para definir el punto de fluencia y capacidad ultima de la estructura, es necesario obtener una representación bilineal de la curva de capacidad. Representación gráfica que determina cuando la estructura deja de trabajar en el rango elástico e inicia su trabajo en el rango no lineal.

Existen diversos criterios para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad como por ejemplo:

- Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal.
- Criterio de las Rigideces Tangentes.
- Criterio de las Áreas Iguales.
- Ajuste por Mínimos Cuadrados.

El criterio de las Áreas Iguales, se propone en FEMA 356 (2000). Este procedimiento se basa mediante el balance energético entre las curvas de capacidad y la curva bilineal, estableciendo que energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva capacidad real sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico. Éste criterio a sido ampliamente utilizado por la comunidad internacional, motivo por el cual se describe a continuación:

1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 3.3.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de fluencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso “i” del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial K_{ei} de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen “O” y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$ (ver figura 3.4). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:

- A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0,6}^i$ correspondiente aun cortante basal igual a $0,6V_y^i$
- La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0,6V_y^i}{D_{0,6}^i} \quad (3.5)$$

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia D_y , el cual se define como:

$$D_y = \frac{V_y}{K_y} \quad (3.6)$$

El punto A de la Figura 3.3, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i .

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, AB (ver Figura 3.3).

7. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{V_u}{D_y^i} - 1} \quad (3.7)$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, Abilineal

9. Se determina el error ϵ en la representación bilineal como,

$$\epsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \cdot 100 \quad (3.8)$$

Si el error ϵ excede el nivel de tolerancia, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de fluencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i \frac{A_{curvatura}}{A_{bilineal}} \quad (3.9)$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{j+1} .

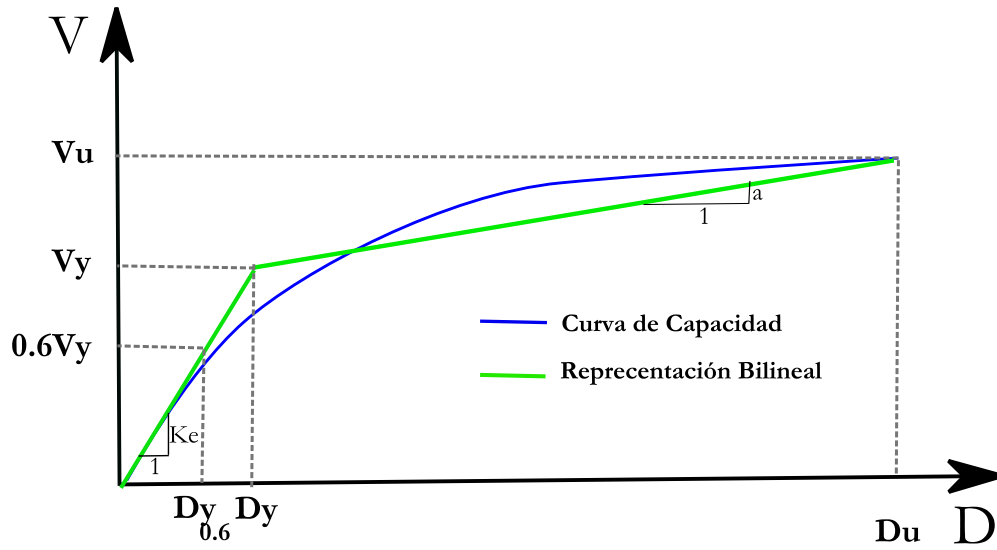


Figura 3. 3: Representación bilineal curva de capacidad

Fuente: Fema, 2000.

3.3.3 Espectro de Capacidad

Una vez determinada la curva de capacidad y la representación bilineal de la misma, es necesario transformar esta curva a un formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS), usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración. El espectro de capacidad se determina a partir de la curva de capacidad, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V}{M_T \alpha} \quad (3.10)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{tablero}}}{\gamma_m} \quad (3.11)$$

Donde M_T , es la masa total de la estructura; Δ_{tablero} desplazamiento horizontal del tablero; V es el corte asociado; γ_m y α factor de participación modal y coeficiente de masa modal del modo fundamental. Se define γ_m y α de la siguiente manera:

$$\gamma_m = \frac{\phi^t M J}{m_1}, \quad m_1 = \phi^t M \phi \quad (3.12)$$

$$\alpha_1 = \frac{(\phi^t M J)^2}{M_T + m_1}, \quad m_1 = \phi^t M \phi \quad (3.13)$$

De esta forma, se tiene un vector de configuración dominante ϕ que esta normalizado a la unidad; M es la matriz de masas, J es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas Q , para el análisis sísmico plano J es un vector unitario pero para el análisis sísmico espacial depende del modelo numérico de calculo que se utilice.

3.3.4 Espectro de demanda

El espectro de demanda se obtiene convirtiendo el espectro de respuesta elástico ($\xi = 5\%$) que está en términos de aceleración espectral (S_a) versus periodo (T), a un formato ADRS. Lo anterior, se realiza a partir de la definición de pseudo espectro (ec.3.14), siendo necesario determinar el valor de S_d para cada punto de la curva, (S_{ai} , T_i). Esto según las siguientes ecuaciones:

$$S_a = w S_v = w^2 S_d \quad (3.14)$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (3.15)$$

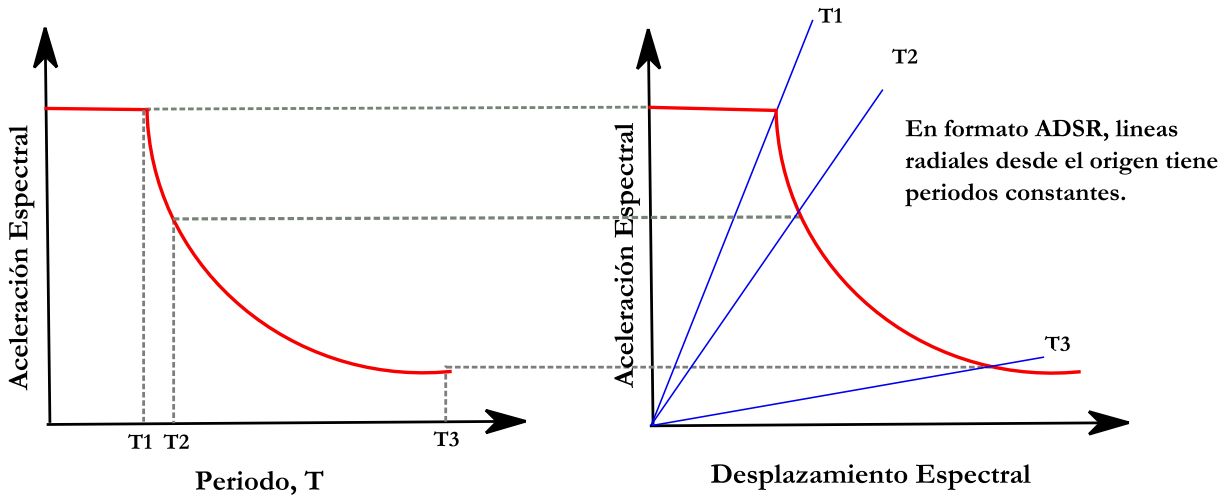


Figura 3. 4: Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.5 Curvas de fragilidad y Matrices de probabilidad de daño.

Las curvas de fragilidad son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas, empleadas para representar el funcionamiento de una estructura. En general los métodos basados en el espectro de capacidad (FEMA/NIBS, 1999; Milutinovic y Trendafiloski, 2003; Moschonas, *et al* 2008) consideran 5 estados de daño: No daño, Leve, Moderado, Severo y Colapso (ver figura 3.7). Para cada estado de daño dado, la curva de fragilidad proporciona la probabilidad de alcanzar o superar ese estado de daño como función de un parámetro que representa la acción sísmica sufrida por la estructura. En este caso dicho parámetro es la aceleración espectral S_a .

Existe un amplio consenso en la literatura en que estas curvas de fragilidad siguen una distribución lognormal que queda definida mediante el valor medio y la desviación típica de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$P_f(DP \geq DP_i|S) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} \ln\left(\frac{S}{\overline{S_{mi}}}\right)\right] \quad (3.16)$$

Donde P_f es la probabilidad de que el parámetro de daño DP alcance o supere el valor del estado de daño DP_i para cierto nivel de aceleración espectral definido por el parámetro S . $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución normal acumulada de una variable aleatoria; $\overline{S_{mi}}$ es el umbral de daño medio; β_{tot} es la desviación estándar lognormal total.

En la ecuación 3.16 se puede observar que las curvas de fragilidad quedan definidas por dos parámetros $\overline{S_{mi}}$ y β_{tot} . Para obtener el parámetro $\overline{S_{mi}}$ es necesario obtener la grafica que nace de la intersección de los espectros de demanda con el espectro de capacidad (Figura 3.5). Estos puntos de intersección se trazan en términos de PGA versus Umbral de Daño, obteniendo así una grafica que representa la evolución del daño (Figura 3.6).

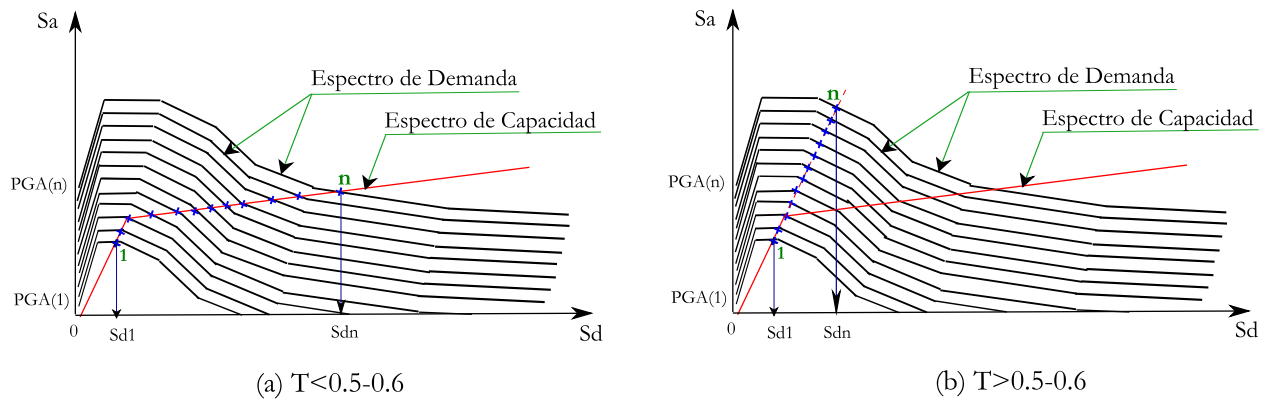


Figura 3. 5: Punto de desempeño

Fuente: Moschonas, *et al* 2008

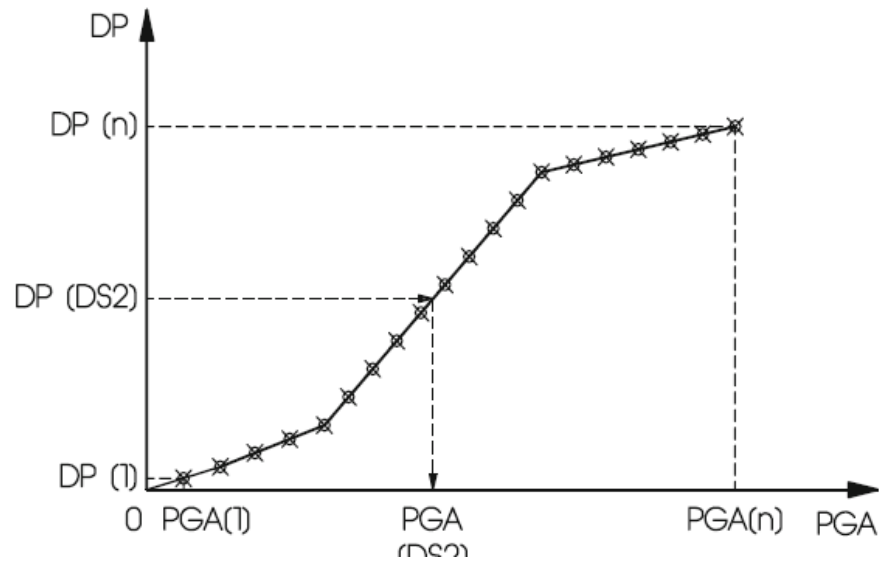


Figura 3. 6: Evolución del daño con parámetros del terremoto

Luego, utilizando la grafica de la evolución del daño y las definiciones de los umbrales de daño definidas en la tabla 3.3, se obtiene el parámetro del valor umbral medio (SMI) para cada estado de daño.

Tabla 3. 3: Umbrales de daño

Estado de Daño	Umbrales de Daño (cm)
DS0 Ninguno	$\leq 0,7Dy$
DS1 Leve	$> 0.7Dy$
DS2 Moderado	$> 1,5Dy$
DS3 Severo	$> 3 Dy$
DS4 Colapso	$> Du$

Fuente: Elaboración propia.

El valor β_{tot} , toma el valor 0.6, de acuerdo al estudio desarrollado por Dutta y Mander (1998), estudio en el cual se utilizó un enfoque teórico, validado sobre la base de las curvas de fragilidad empíricas obtenidas a partir de datos de daños reales en los terremotos de la Loma Prieta (1989) y Northridge (1994).

Finalmente una vez obtenidos los parámetros $\overline{S_{mi}}$ y β_{tot} y haciendo uso de la ecuación 3.16 es posible desarrollar las curvas de fragilidad para distintos umbrales de daño.

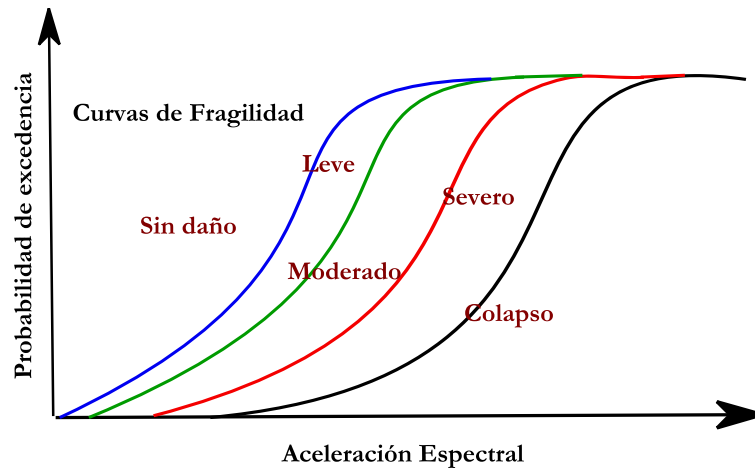


Figura 3. 7: Curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad permiten hallar las matrices de probabilidad de daño a partir de diferencias entre curvas adyacentes, es decir:

$$P(k) = P(x \geq k) - P(x \geq k+1) \quad k = 0, \dots, (N-1) \quad (3.17)$$

Este procedimiento se ilustra también en la misma Figura 3.7. Si $k=N$, entonces $P(k)=P(x \geq k)$ ya que no existen grados de daño superior al colapso.

Los estados de daños de la curva de fragilidad se describen en la tabla siguiente:

Tabla 3. 4: Descripción de los estados de daños en puentes

Descripción	
Sin Daño	Ningún daño notable a causa del terremoto.
Leve	No hay peligro de colapso estructural inminente o con daños fácilmente reparables, como leves desprendimientos y grietas en la zona superior de las columnas, grietas en las rotulas, leve movimiento o asentamiento de los estribos y/o rotulas.
Moderado	Desprendimiento en las columnas o grietas de cizalle, daños importante en las juntas de los estribos/pilares.
Severo	Agrietamiento de las columnas e insuficiencia de barras de refuerzo en la base, para los casos donde el daño grave y puede ocurrir fatiga cerca de la rotula.
Colapso	La superestructura se desplaza fuera los soportes o los apoyos fallan.

Fuente: Basöz, *et al.* 1999.

3.4 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

El análisis no lineal dinámico es el mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una estructura, debido a que representa mejor el comportamiento real de las estructuras; sin embargo, las respuestas estructurales son muy sensibles a los parámetros por lo que se requiere la disponibilidad de una definición clara de estos, como por ejemplo: Características de frecuencias, ruptura, etc. (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales (acelerogramas reales o artificiales). Es un procedimiento sofisticado para predecir las fuerzas y desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración (Safina, 2002).

En este método el modelo incorpora directamente las características no lineales de cada elemento, luego la estructura se somete a movimiento sísmico que se representa por análisis temporales. Es así como la ecuación de equilibrio del modelo de una estructura en tiempo t se expresa como la siguiente ecuación matricial:

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) + R(t)NL = R(t) \quad (3.18)$$

Donde M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, U es el vector de desplazamientos, $\dot{U}$ vector de velocidad y $\ddot{U}$ es el vector de aceleraciones, todos los cuales son dependientes del tiempo. El vector $R(t) NL$ es el vector de fuerza resultante de la suma de las fuerzas en los elementos no lineales y es calculado para cada interacción en cada instante de tiempo.

El análisis no dinámico es un procedimiento sofisticado que sigue paso a paso la respuesta de la estructura al definir un terremoto en la evaluación temporal de su aceleración o acelerogramas, por lo tanto es considerado poco práctico por algunos debido a la longitud de cálculo del análisis y porque el proceso es lento computacionalmente, pero como las velocidades de los computadores aumenta, el análisis no lineal dinámico es cada vez más factible.

Aún quedan algunos puntos sin resolver del análisis no lineal dinámico: la selección del modelo estructural adecuado, la selección de los movimientos del suelo, la selección de una correcta matriz de amortiguamiento.

CAPITULO IV

EL PUENTE PEDRO DE VALDIVIA, CHILE



Puente Pedro de Valdivia, desde el Museo de Arte Contemporáneo de Valdivia

CAPITULO IV: EL PUENTE PEDRO DE VALDIVIA, CHILE.

4.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Recibe su nombre en honor al fundador de la ciudad, el conquistador español Pedro de Valdivia. Fue diseñado por el arquitecto Federico Wiese Isense e inaugurado en 1954 en el contexto de la celebración del cuarto centenario de la fundación de Valdivia (López, 2009).

Al concluirse la obra de este puente, separó el jardín de la casa Prochelle del resto de los terrenos. Esto debido a que su acceso a la Isla Teja pasó entre el Jardín y la casa, de este modo dividiéndolo.

En sus inicios fue considerado como injustificable un puente de tal envergadura, por ser en aquellos años una población pequeña la que habitaba la Isla Teja. Sin embargo, el tiempo ha dicho lo contrario, pues cada vez existen más proyectos inmobiliarios en la zona y además se emplaza ahí la Universidad Austral de Chile que tiene un alto número de estudiantes [López, 2009].

El puente Pedro de Valdivia a seis años de haber sido construido, enfrente el terremoto más grande del mundo que recuerde la humanidad. El puente logro mantenerse en pie, sin embargo colapsó en sus entradas de acceso (Figura 4.2).



Figura 4. 1: Puente Pedro de Valdivia desde el Hotel del mismo nombre, poco antes del terremoto de 1960. Fuente: Wikilosrios, 2010.



Figura 4. 2: Acceso al puente Pedro de Valdivia, desde el centro hacia la Isla Teja.

Fuente: Dirección Museológica UACH, 1960.

4.2 ASPECTOS TÉCNICOS GENERALES

4.2.1 Generalidades

El puente Pedro de Valdivia es un puente Viga Gerber, bidireccional que posee 1 pista en cada sentido, está compuesto por 5 tramos, así los vanos de oriente a poniente son 35.14 m., 48 m, 69.12 m., 48 m., 35.14 m., de longitud respectivamente, que suman un total de 235.4 m. La sección transversal del puente en los extremos está formado por vigas metálicas con losa colaborante y en los otros vanos por cajones de hormigón armado de canto variable multicelular. Posee un ancho útil de 10.5 m. En la figura 4.3 se observa el corte longitudinal del puente.

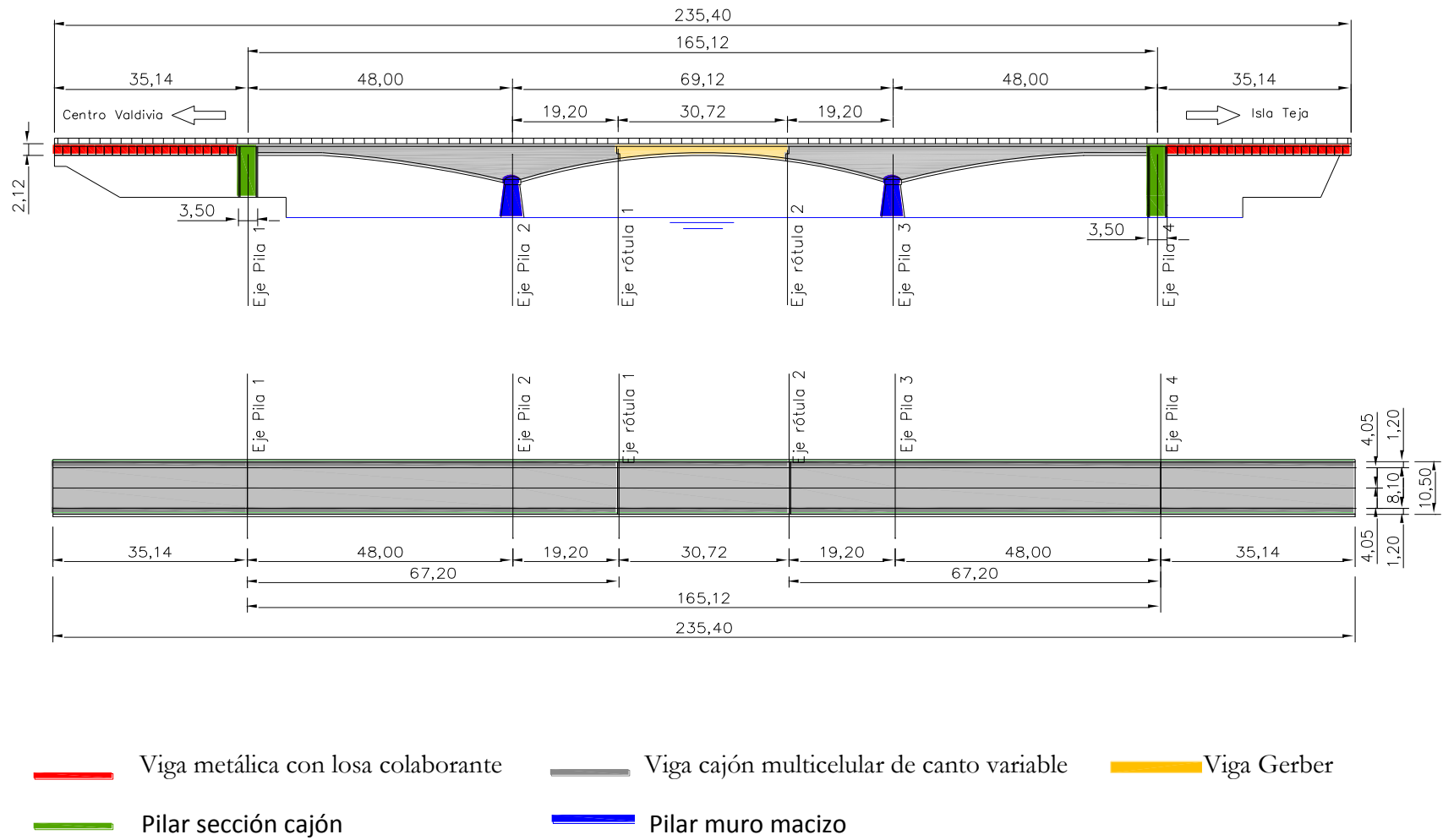
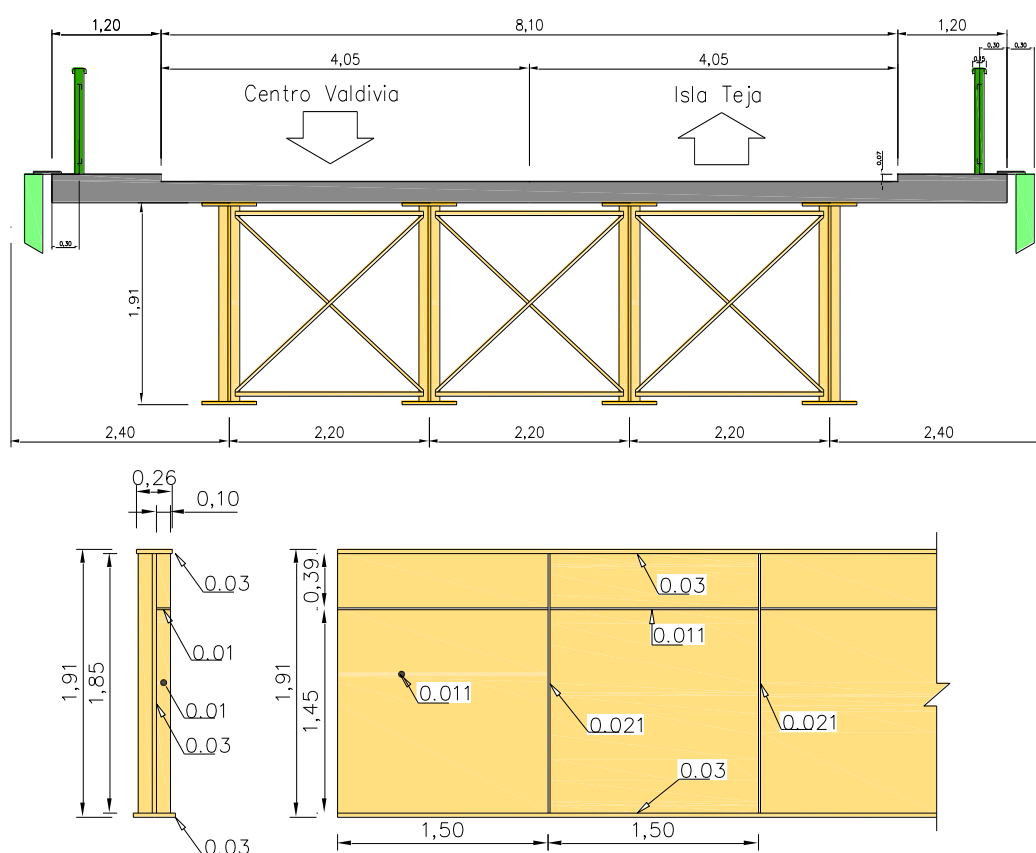


Figura 4. 3: Perfil longitudinal y vista en planta del puente Pedro de Valdivia Superestructura. (unidades en metro).

Fuente: Cortesía Frank Schanack.

En el Puente Pedro de Valdivia la superestructura posee en los vanos de accesos un tablero mixto conformado por un sistema de cuatro vigas metálicas con losa colaborante de hormigón, con diafragmas transversales (Figura 4.4), en los demás vanos, el tablero está compuesto por una viga cajón bicelular y cuadrícular de hormigón armado con canto variable (figura 4.5). La plataforma es de 11,10 m. de ancho total requerida por una calzada de 7,10 m. compuesta por una pista en cada sentido de 3,55 m y aceras exteriores de 2,00 m.



Fuente: Cortesía Frank Schanack.

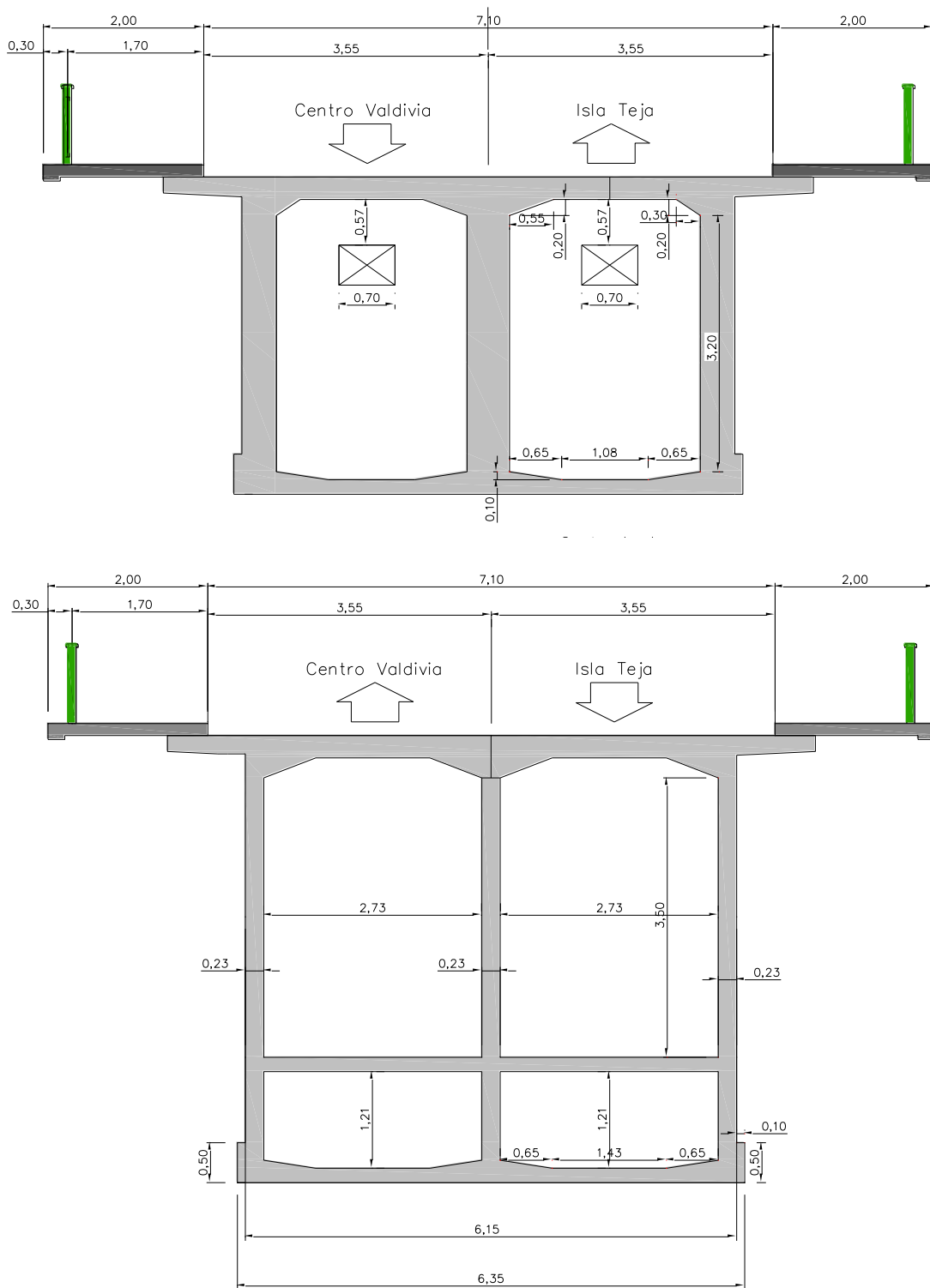


Figura 4. 5: Sección transversal viga cajón de 2 células y 4 células.

Fuente: Cortesía Frank Schanack.

4.2.2 Infraestructura

La infraestructura es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. Está compuesta por estribos y pilares, que constituyen los 6 apoyos principales de la superestructura del puente.

El estribo oriente y poniente son estructuras de hormigon armado que posee un muro frontal de 11,5 m largo y 3,02 m de altura, con una mesa de apoyo de 0,48 m y un muro lateral perpendicular a éste de 2,89 m de longitud. En la figura 4.6 se presenta un esquema y detalles de sus secciones.

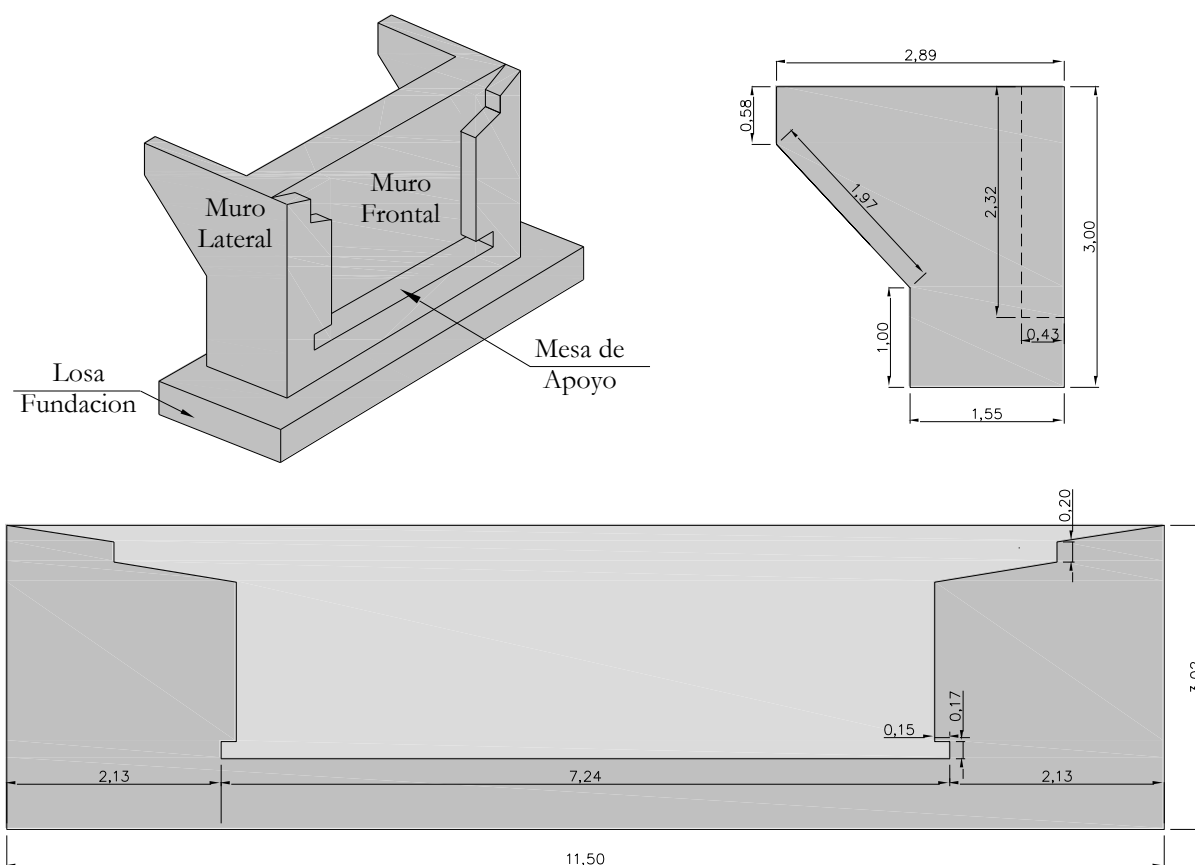


Figura 4. 6: Detalle Estribo

Fuente: Elaboración Propia.

Los pilares son de hormigon armado con alturas variables de oriente a poniente de 10,67, 15,21, 16,45 y 13,5m respectivamente, de base rectangular de (11,54 y 3,3m), de seccion cajon con paderes de espesor de 25 y 40 cm. Los pilares centrales son de largo y ancho variable entre 10 a 11m y 2 a 3m

respectivamente, se asumen que se construyeron como muros macizos para soportar el eventual impacto de embarcaciones. Todas las pilas tienen fundaciones piloteadas, conformadas por dos hileras paralelas de 12 pilotes de hormigón armado de sección circular de diámetro 40 cm cada una y una profundidad de 15.5m. Las figuras 4.7 y 4.8 ilustran un esquema de la infraestructura con más detalle.

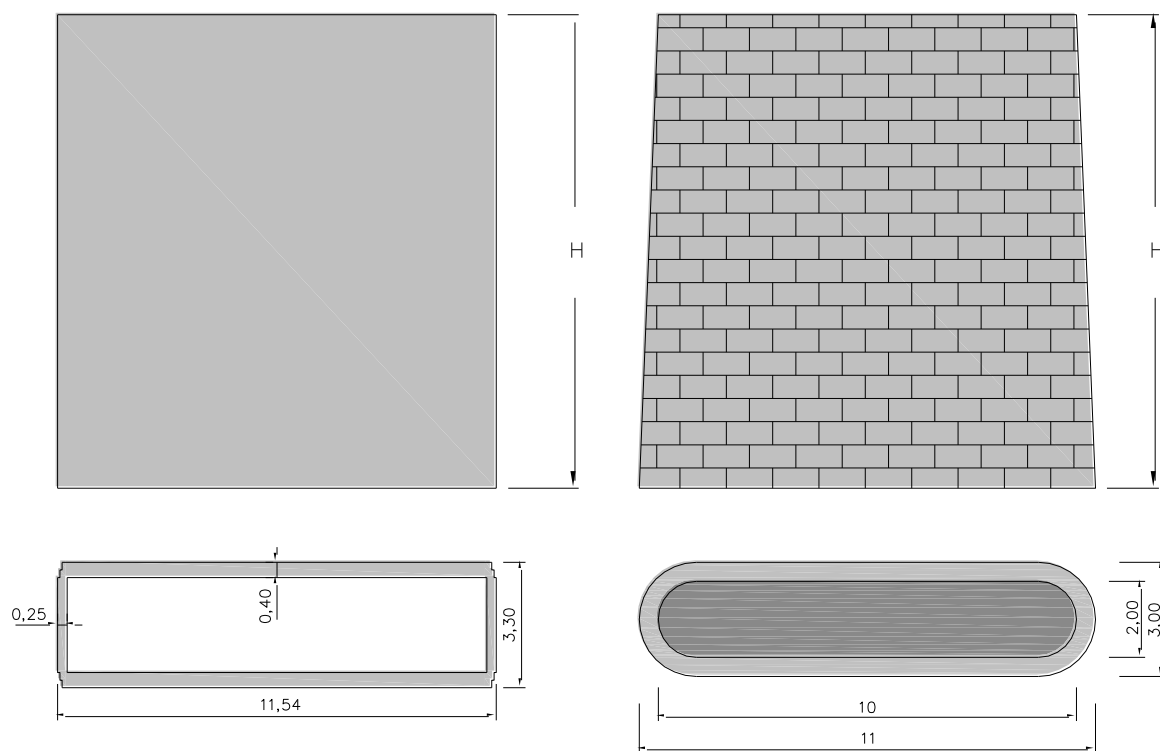


Figura 4. 7: A la izquierda: estribo oriente. Al centro: pilar del tramo central. A la derecha: pilar del extremo poniente.

Fuente: Elaboración Propia.

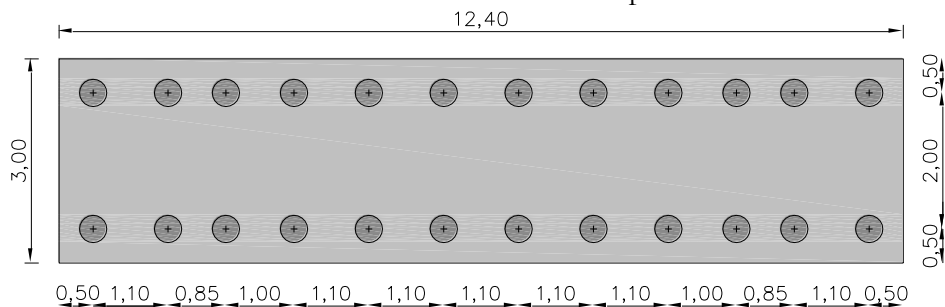


Figura 4. 8: Fundación Pilar.

Fuente: Elaboración Propia.

Es importante señalar que las alturas de los pilares anteriormente indicadas son estimativas, debido a la inexistencia de documentación o planos que indiquen tales dimensiones. Las dimensiones presentadas se estimaron midiendo la altura de la pila hasta el nivel del agua, añadiendo la altura de del fondo del río hasta nivel de agua de cota 0, datos adquiridos de los sondeos de la Gobernación Marítima que se encuentran cercanos a los pilares, y finalmente se restó la altura de la marea al momento de la medición.

4.2.3 Antecedentes constructivos

Durante el proceso constructivo del puente Pedro de Valdivia, se emplearon cimbras formadas por arzones de maderas temporales para el soporte de cargas estructurales (figuras 4.9 y 4.10) y un sistema de moldes (encofrado) temporales que se utilizaron para dar forma al hormigón.

“Estos sistemas eran muy adecuados en las obras de formas complicadas, ya que se adaptaban muy bien a las formas deseadas, pero presentaban muchos impedimentos: necesitaban una mano de obra muy calificada; era un proceso muy lento tanto en el montaje del encofrado como en el desmoldaje del mismo; los sistemas de sujeción eran de gran dimensión y dificultad, lo que entorpecía la accesibilidad; el hormigón no quedaba terminado ya que necesitaba en la mayoría de los casos de un tratamiento posterior” (Lobo, sf) .



Figura 4.9: Construcción puente Pedro de Valdivia.
Fuente: Cortesía Dirección Museológica UACH.

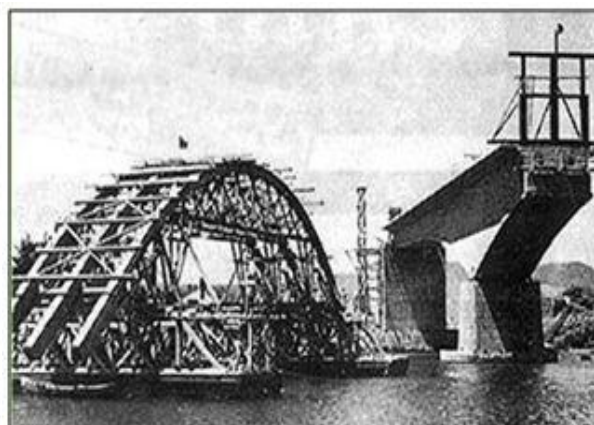


Figura 4.10: Cimbra puente Pedro de Valdivia.
Fuente: Cortesía Dirección Museológica UACH.

4.2.4 Reparación puente Pedro de Valdivia Post-Terremoto 1960

Se hizo una reparación integral del Puente Pedro de Valdivia, que consistió principalmente en los siguientes puntos:

- Se ejecuto un levante de la superestructura no dañada, hasta la altura necesaria para dejar horizontal el tramo colgado central. El levante solo se ejecuto en el extremo del lado oriente mediante tres gatas hidráulicas accionadas simultáneamente ubicadas a plomo de las tres vigas e instaladas sobre el alzaprima levantando en el saliente de la fundación del estribo machón
- Se cortaron las barras antisísmicas de la superestructura en su penetración en el estribo machón, se remplazaron por barras nuevas que fueron empalmadas soldándolas en el asiento definitivo del puente.

4.2.5 Reparación puente Pedro de Valdivia 2010

El proyecto de reparación consto de los siguientes ítems:

Reparación y cambio de calzada de accesos oriente y poniente.

- 1) Reparación de calzada de accesos peatonales (aceras) de sector oriente y poniente.
- 2) Reparación de juntas.

Para la reparación y cambio de calzada y aceras de accesos oriente y poniente del puente Pedro de Valdivia, se realizó la demolición y retiro de pavimentos existente, cambio de soleras y nivelación con material estabilizado de terraplenes de acceso al puente, además de hormigonado de calzada con un espesor de 20 cm [MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, 2010].



Figura 4. 11: Planta puente Pedro de Valdivia.

Fuente: Google Earth, s.f.

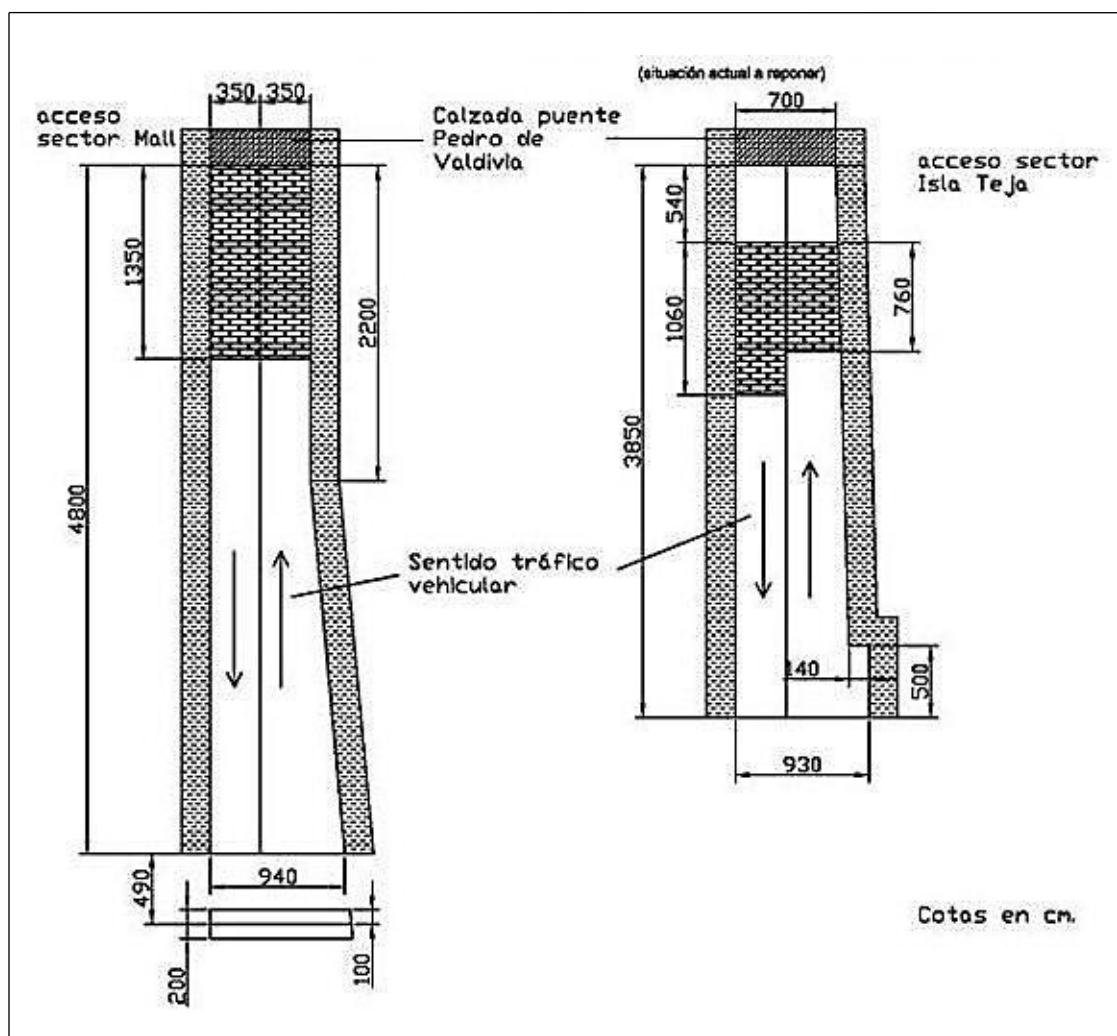


Figura 4. 12: Acceso puente Pedro de Valdivia.

Fuente: MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, 2010.

Descripción de daños en Juntas de dilatación:

- Falta de material sellante
- Cantoneras metálicas sueltas e inexistentes
- Daños en borde de hormigón

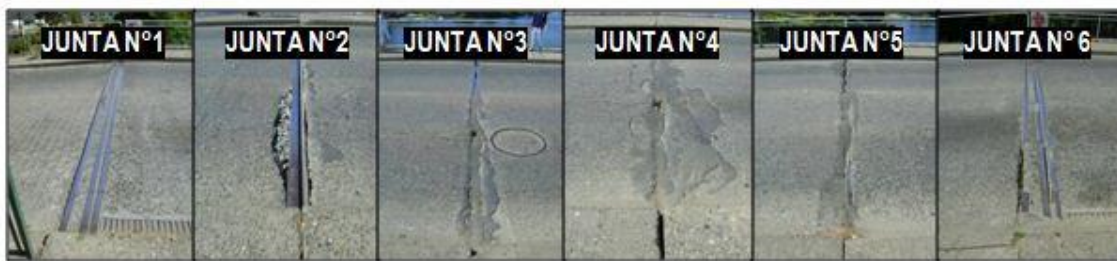


Figura 4. 13: Juntas de dilatación antes de la reparación, desde el centro hacia la Isla Teja.

Fuente: MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, 2010.

El daño existente se debe al término de vida útil de los elementos que componen la junta de dilatación tradicional, cuyo aspecto se muestra en la siguiente figura.

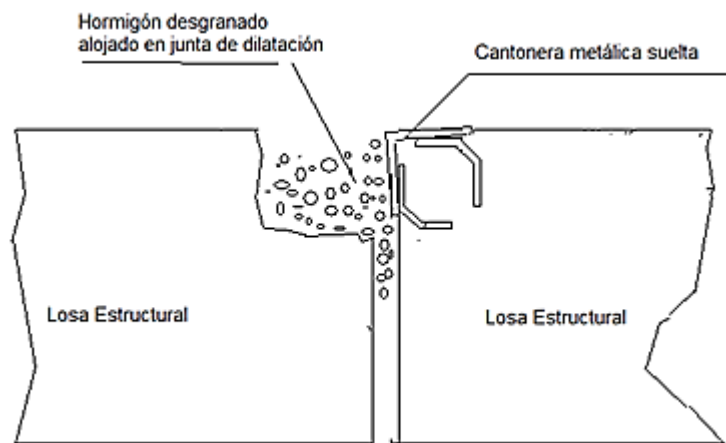


Figura 4. 14: Junta con cantonera metálica suelta ó inexistente.

Fuente: MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, 2010.

Los trabajos de reparación consistieron básicamente en el retiro del material suelto y dañado, alojado en la junta, así como también de todos los elementos metálicos existentes; instalación de elementos de anclaje, suministro e instalación de la nueva junta de dilatación.

En la siguiente figura se muestra el detalle de la reconstrucción de las juntas de dilatación.

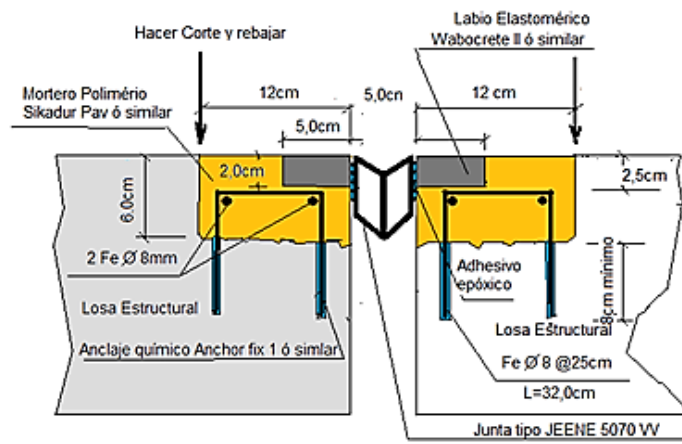


Figura 4. 15: Reconstrucción juntas de dilatación.

Fuente: MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, 2010.

El resultado de las reparaciones se ilustra a continuación:



Figura 4. 16: Juntas de dilatacion Actual, desde el centro hacia la Isla Teja.

Fuente:Elaboración Propia.



Figura 4. 17: Calzada actual acceso Isla Teja.

Fuente:Elaboración Propia.

4.2.6 Observaciones del estado del puente

Se realizó una campaña de inspección ocular para ilustrar en forma grafica la condición estructural del puente Pedro de Valdivia. En general el estado global de la estructura presenta buenas condiciones, sin embargo, al interior de la superestructura, debido a la data de la estructura, queda en evidencia un mecanismo corrosivo en el acero de refuerzo en zonas expuestas por agrietamiento o pérdida de recubrimiento, siendo en algunos casos muy avanzada. El hormigón, que aunque se presume que es de buena calidad según resultados de ensayos de compresión ilustrados en el capítulo siguiente, se encuentran zonas con agrietamiento y disgregación del hormigón. A continuación tal y como ya se mencionó se ilustra la condición estructural de la estructura.



Figura 4. 18: Acero de refuerzo expuesto al medio ambiente. A la izquierda: armadura expuesta por disgregación del hormigón. A la derecha: armadura expuesta por falta de recubrimiento de hormigón. Fuente: Cortesía Frank Schanack.

Como se puede observar en la figura anterior existen zonas al interior de la superestructura en que se puede apreciar armaduras de cortante y flexión expuesta al medio ambiente. En el caso de la figura de la izquierda esta condición se debe básicamente disgregación del hormigón comúnmente nombrado como nidos de piedra, estos nidos se produjeron durante la etapa de construcción del hormigón, por deficiencia o inexistencia de vibrado. En el caso de la figura de la derecha se presume que esta condición existe desde que se construyó el puente, debido a la falta de separadores entre el encofrado y la armadura.



Figura 4. 19: Armadura corroída.

Fuente: Cortesía Frank Schanack

Una revisión en detalle al interior de la superestructura revela que en algunas zonas existe disminución de diámetros de armaduras de refuerzo, por corrosión de éstas ocasionadas por la agentes electro-químicos, debido a la exposición de la armadura con el medio ambiente; lo que se traduce en presencia de herrumbre y oxidación, tal como se puede ver en la figura 4.19. Esta corrosión se presenta principalmente en zonas expuestas por pérdida de recubrimiento del hormigón.



Figura 4. 20: Reparación mal ejecutada.

Fuente: Cortesía Frank Schanack.

Se observaron algunas zonas con intento de reparaciones mal ejecutados probablemente por deficiencias del moldaje original o por corrosión de las armaduras, debido a que las barras de acero aumentan su volumen provocando grietas y logrando incluso en algunos casos desprender el hormigón de recubrimiento.

En la siguiente figura se ilustran 3 tipos de grietas presentes al interior de la superestructura. La imagen de la izquierda corresponde a una grieta muy antigua originada al inicio de la construcción del puente, que con el paso del tiempo se selló, esto simplemente se debe a que el hormigón no fraguó del todo y con la condensación del agua que es muy común alrededor del puente entró en reacción y selló la grieta. La imagen central es una grieta de corte, que probablemente se produjo por alguno de los sismos que ha resistido el puente a lo largo de su historia. Finalmente la imagen de la izquierda pertenece a una grieta por retracción que se encuentra en una de las dovelas de 4 células,

concretamente en el alma superior de ésta, siendo muy probable que se haya ocasionado porque, según los métodos constructivos de la época, se debió hormigonar primero la parte inferior de la dovela y luego la parte superior, de manera que cuando se produjo retracción del alma y al estar confinada por la losa, se formó la grieta.

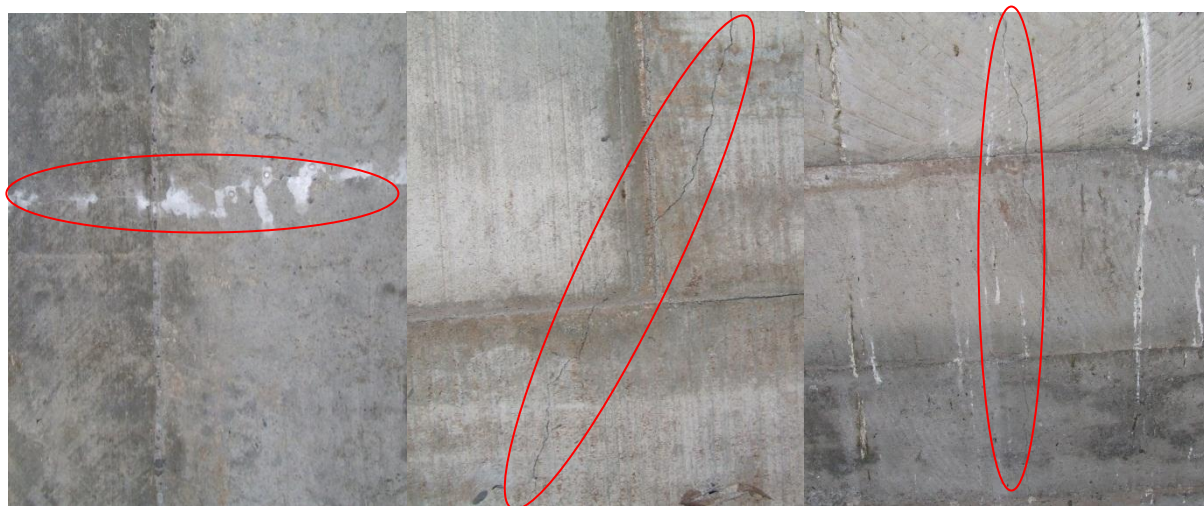


Figura 4. 21: Grietas en el hormigón. A la izquierda: grieta autosellada. Central: grieta por corte, A la derecha: grieta por retracción (2010).

Fuente: Cortesía Frank Schanack.

Pasan ductos eléctricos y de agua potable al interior de la superestructura (Figura 4.22). Se asume que las aberturas en los diafragmas por donde pasan estos ductos fueron realizadas años después de su construcción, siendo su ejecución muy mal desarrollada



Figura 4. 22: Perforación diafragma.

Fuente: Elaboración Propia.

Se observó un estado de oxidación superficial en las vigas y arrostros de acero que forman parte del tablero mixto del puente, sin embargo tal estado de corrosión no es serio. Una de las causas puede ser por una protección muy delgada de pintura o por orificios pequeños y profundos en la pintura que dejan expuesto el acero.



Figura 4. 23: Oxidación superficial en viga metálica

Fuente: Elaboración Propia.

Otra situación que llama la atención es el alto grado de corrosión de los apoyos de las vigas metálicas que descansan en el estribo poniente (figura4.24), se observa pérdida de sección y escamadura del elemento, provocada por el contacto con materia orgánica y por una exposición constante a humedad.



Figura 4. 24: Corrosión ambiental en apoyo de viga.

Fuente: Elaboración Propia.

En los estribos y pilares centrales no se observaron daños, sin embargo, en los pilares extremos se divisó armaduras expuestas al medio ambiente. En la figura 4.25, es posible observar que las armaduras de refuerzo están expuestas al medio ambiente, producto de la formación de nidos de hormigón en aquellas zonas. Se observa además que las armaduras están en contacto directo con el agua cuando sube la marea, por los contrastes de color que se visualizan en el pilar.



Figura 4. 25: Pilar extremo del lado poniente: A la izquierda: acero de refuerzo al medio ambiente. A la derecha: nido de piedra y armadura de refuerzo expuesta al medio ambiente.

Fuente: Elaboración Propia.

Cabe mencionar que debido a la falta de implementación adecuada para hacer una inspección ocular más rigurosa, no se pudo observar el estado de los demás apoyos y tal vez no se evaluó por lo mismo, otro tipo de patologías presente en el puente.

4.3 SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE

El puente Pedro de Valdivia, emplazado en la rivera del rio Calle-Calle, forma parte de la vialidad estructurante de la ciudad, compuesta de dos ejes orientados Oriente Poniente, que define uno de los flujos principales de tránsito urbano, uniendo la ciudad con la Isla Teja y el sector costero.



Figura 4.26: Planta general de ubicación puente Pedro de Valdivia.

Fuente: Elaboración Propia.

En Valdivia, el principal problema de congestión se presenta en el puente Pedro de Valdivia, puesto que es la única vía de conexión desde el centro de la ciudad hacia la isla Teja y el sector costero, y tiene sólo una pista en cada sentido. En la isla Teja se emplazan el campus Teja de la Universidad Austral, que alberga a 7 mil alumnos, y también colegios como el Instituto Alemán y el San Luis de Alba.

Como solución asoma la construcción del puente Cau-Cau, proyecto Bicentenario que unirá la Isla Teja con el sector de las Ánimas y el proyecto del puente Los Pelúes, estas obras permitirán descongestionar el tránsito en el puente Pedro de Valdivia.

CAPÍTULO V

ESTUDIOS EXPERIMENTALES



CAPITULO V: ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO

5.1 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL

Se realizaron campañas de campo con la finalidad de complementar el levantamiento estructural del puente Pedro de Valdivia, proporcionado por el académico de la Universidad Austral de Chile, Dr. Frank Schanack. La campaña consistió en medir con huincha todas caras de los estribos y el perímetro de los pilares en plano horizontal. La altura de los pilares se midió con una punta de plomo a nivel del río, posteriormente por medio de la carta náutica N° 6272 perteneciente a la Gobernación Marítima de Valdivia (figura 5.1), se sumó la distancia vertical entre el fondo del lecho del río y la superficie del agua y finalmente se descontó el nivel de la marea que había en el momento de la medición.

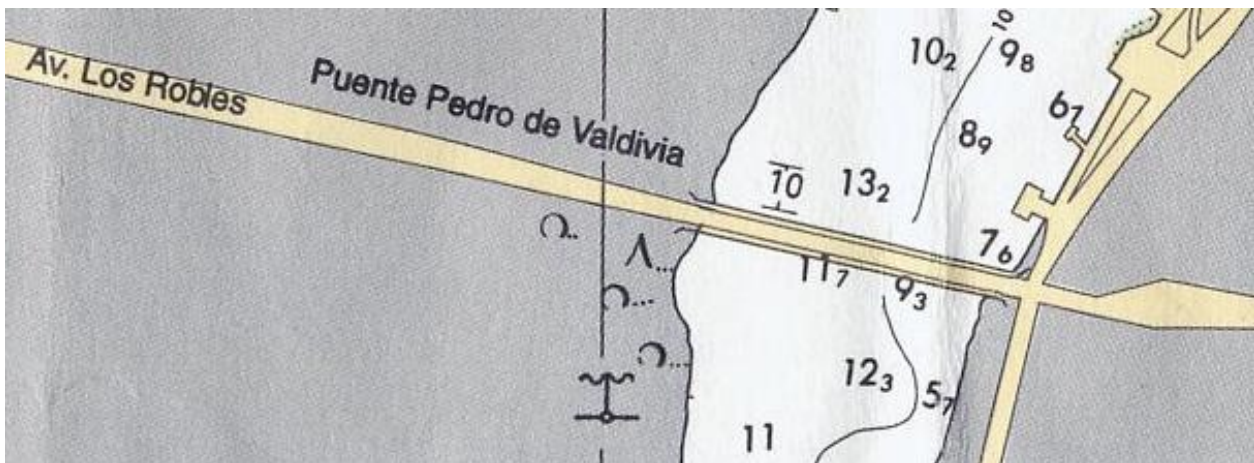


Figura 5. 1: extracto carta náutica N° 6272.

Fuente: Cortesía Gobernación Marítima de Valdivia

Los resultados del levantamiento estructural de los estribos y pilares están ilustrados en el capítulo anterior, figuras 4.6 y 4.7. Es importante señalar que las alturas de los pilares son estimativas y es probable que existan imprecisiones, porque no existen sondajes en la carta náutica que estén exactamente en la posición de cada pilar.

5.2 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

En este estudio es esencial contar con la información de la calidad y disposición de los materiales que posee la estructura. Debido a la antigüedad del puente se desconoce ésta información, motivo por el cual se debió desplegar campañas de campo y laboratorio para obtenerlas. En los siguientes apartados se describe las campañas practicadas y el resultado de éstas.

5.2.1 Ensayos en el hormigón:

En el Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Construcción (LEMCO), de la Universidad Austral de Chile, se llevó a cabo ensayos no destructivos y destructivos a tres muestras de hormigón de la estructura aquí tratada (figura 5.2), con el fin de caracterizar las propiedades mecánicas del hormigón.



Figura 5. 2: Muestras de hormigón del Puente Pedro de Valdivia.

Fuente: Elaboración Propia.

Las muestras de hormigón, fueron obtenidas del interior de las vigas cajón, perteneciente a elementos en desuso, cuya procedencia no se sabe con exactitud, por lo que no se puede afirmar que las propiedades obtenidas de los ensayos correspondan al hormigón del puente, sin embargo, para efectos de éste estudio se considera como representativo.

5.2.1.1 Ensayos no destructivos

5.2.1.1.1 Ensayo de ultrasonido:

Para obtener el modulo elástico del hormigón se opto por realizar técnicas no destructivas sobre la base de ensayos de ultrasonido, empleando el equipo de ultrasonido Controls E0046/Z (Figura 5.3). Básicamente éste equipo mide el tiempo que demora una onda en llegar desde un emisor a un receptor.

El ensayo se hizo mediante el uso del método directo; que consistió en colocar un transductor en cada extremo de los testigos extraídos de las muestras de hormigón y registrar el tiempo de propagación entre el emisor y el receptor. Los resultados del ensayo son presentados en la siguiente tabla:



Figura 5. 3: Ensayo de ultrasonido.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5. 1: Resultados ensayos de ultrasonido.

	TESTIGO 1	TESTIGO 2	TESTIGO 3
d (cm)	12,1	8	8,12
t (μ s)	28,6	19	19,3
v (m/s)	4231	4211	4207

Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados anteriores fueron usados para determinar los módulos de elasticidad dinámico (E_d) y estático (E_{est}), a partir de la siguiente relación:

$$E_d = v^2 \cdot Q \cdot \frac{(1 + y)(1 - 2y)}{(1 - y)}$$

Donde;

E_d : Módulo de elasticidad dinámico del hormigón;

v : Velocidad de la onda en (km/s),

Q : densidad del hormigón (kg/m^3);

ν : coeficiente de Poisson, considerado en este estudio 0,20.

Se calculó el valor de E_{est} como un 30% menor que el valor de E_d , pues es el valor característico de hormigones de resistencia media [4].

Tabla 5. 2: Registros de distancia entre transductores y tiempo de propagación.

Punto	Distancia transductores (cm)	Lectura (μ s)	Velocidad (m/s)	Densidad (kg/m ³)	ν (Coeficiente de Poisson)	E.din (kgf/cm ²)	E.est (kgf/cm ²)
T1	12,1	28,6	4231	2400	0,2	386627	297406
T2	8	19	4211	2400	0,2	382936	294566
T3	8,12	19.3	4207	2400	0,2	382341	294109
Desv. Estandar						2322	1786
Promedio						383968	295360

Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados anteriores muestran una distribución homogénea en los valores del modulo de elasticidad dinámico y estático de los tres testigos, siendo aceptable considerar como resultado final el promedio entre éstos.

5.2.1.1.2 Ensayo esclerometrico:

La resistencia a la compresión es la propiedad característica del hormigón y fundamental para el diseño y evaluación de calidad. Debido a que existen dudas sobre la procedencia exacta de las muestras de hormigón, se pretendió realizar ensayos de compresión no destructivos en el puente, para tal propósito, primero se debió realizar un ensayo esclerometrico a los testigos de hormigón para calibrar el instrumento con los resultados de los ensayos de laboratorio.

El instrumento empleado fue esclerómetro PCE-HT-225 (Figura 5.4), también conocido como martillo Schmidt. Éste instrumento funciona mediante la descarga de una masa móvil, con una cierta energía inicial, que impacta la superficie de una masa de hormigón, produciendo una redistribución de la



Figura 5. 4: Ensayo no destructivo de compresión con esclerómetro.

Fuente: Elaboración Propia

energía cinética inicial. Parte de la energía es absorbida como fricción mecánica en el instrumento y otra parte como energía de deformación plástica del hormigón. La parte restante es restituida a la masa móvil en proporción a la energía disponible, generándose un rebote que es medido por el instrumento como índice esclerométrico, que relaciona la dureza superficial del hormigón con su resistencia a compresión (ASOCM, 1994).

El ensayo se realizó para los 3 testigos de hormigón, en cada uno de ellos se tomo 10 lecturas que son presentadas en la tabla 5.3.

Tabla 5. 3: Registro del índice esclerométrico.

Nº	TESTIGO 1	TESTIGO 2	TESTIGO 3
1	32	36	40
2	30	30	40
3	28	32	36
4	28	36	40
5	32	34	40
6	34	34	38
7	32	34	39
8	28	38	40
9	32	34	38
10	36	36	40
promedio	31,2	34,4	39,1

Fuente: Elaboración Propia.

Se verificó que ninguna lectura de la tabla anterior difiera en más de 7 unidades del promedio de los 10 valores registrados, conforme a lo establecido a la norma Nch1565.Of79. Posteriormente se obtuvo la resistencia de compresión de los tres testigos a través de la curva de relación índice esclerométrico-resistencia adosada al instrumento utilizado (tabla 5.4).

Tabla 5. 4: Resultado índice esclerométrico.

	TESTIGO 1	TESTIGO 2	TESTIGO 3
I.E.	31,2	34,4	39,1
fc' (kgf/cm2)	260	320	410

Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados muestran una distribución no homogénea de las propiedades mecánicas del hormigón. Los valores obtenidos difieren bastante, lo cual puede significar que las muestras son de distinta procedencia.

5.2.1.2 Ensayos destructivos de Compresión

Los resultados de un ensayo destructivo de compresión son exactos a diferencia de los ensayos no destructivos, motivo por el cual se busca calibrar el esclerómetro en base a los resultados de éste ensayo.

El quipo empleado para el ensayo fue la Máquina Ensaye de compresión Tonindustries EQ 02 (Figura 5.5), ésta máquina aplica a la probeta una carga uniaxial de compresión a lo largo de su eje, que aumenta gradualmente hasta la rotura o suspensión del ensayo, pudiendo aplicar una carga máxima de 300 toneladas. En la siguiente ilustración se presenta parte del ensayo



Figura 5. 5: Ensayo destructivo.

Fuente: Elaboración Propia

El ensayo destructivo de compresión esta ideado para calcular la resistencia de un testigo cilíndrico normalizado de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, debido a que los testigos no cumplen con estas medidas se deben corregir según su esbeltez.

Tabla 5. 5: Datos geométricos de las probetas.

	TESTIGO 1	TESTIGO 2	TESTIGO 3
Φ (cm)	10	10	10
h (cm)	12,1	8	8,12
Esbeltez	1,21	0,8	0,812

Fuente: Elaboración Propia.

La norma Nch1171/1.of2001 indica que los testigos deben tener una esbeltez entre 1 y 2 para ser corregidos, condición que cumple únicamente el testigo 1, sin embargo debido escasos de testigos, se opto por emplear la tabla de corrección por esbeltez de la norma Nch1171/1.Of2001 e interpolar sus valores por interpolación de Lagrange para obtener una ecuación que indique el factor corrección por esbeltez de las probetas ensayadas, además se aplicó un factor de corrección por edad.

El resultado de ensayo se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 5. 6: Resultado resistencia a la compresión.

TESTIGO	Comp.(kg)	S (cm2)	R (kg/cm2)	R _{corregido} (kg/cm2)
1	46500	78,54	592,06	544,69
2	28500	78,54	362,87	283,04
3	43000	78,54	547,49	432,52

Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados del ensayo destructivo muestran una distribución no homogénea de las propiedades mecánicas del hormigón, al igual que los resultados del ensayo no destructivo. En base a anterior, se concluye que las muestras obtenidas del interior de la superestructura son de distinta procedencia cada una.

5.2.1.3 Comparación entre ensayo no destructivo y destructivo

Al comparar los ensayos practicados a los testigos de hormigón con técnicas destructivas y no destructivas, se observan distintos porcentajes de error en cada testigo, siendo de este modo imposible calibrar el esclerómetro para hacer mediciones de resistencia de compresión in situ. Esto implica un alto grado de incertidumbre en cuanto a la resistencia real de hormigón del puente.

Tabla 5.7: Comparación de resistencia a la compresión entre ensayo destructivo y no destructivo.

TESTIGO	F (kg/cm ²) Ensayo destructivo	F (kg/cm ²) Ensayo no destructivo	% de error
1	544,69	260	52,27
2	283,04	320	13,05
3	432,52	410	5,21

Fuente: Elaboración Propia.

Para efectos de este estudio se utilizó la resistencia compresión del testigo 1, por ser el único testigo que cumple con las exigencias de la norma Nch1171/1.Of2001.

5.2.2 Ensayos mecánicos del acero

Por la data de la estructura, es esperable encontrar una gran variabilidad en las propiedades mecánicas del acero, lo que evidentemente complica bastante el poder conocer con precisión las características mecánicas del mismo. Aunque si bien es cierto es posible conocer la disposición de estos elementos en la estructura, así como su geometría, no es del todo certero encontrar las propiedades mecánicas a partir de unos cuantos ensayos a tracción de probetas, sobre todo por la imposibilidad de extraer un gran número de muestras.

Para la caracterización mecánica del acero de refuerzo del puente, se procedió a extraer muestras de barras del interior de la superestructura. Suponiendo que el acero encontrado refleja las propiedades del acero de refuerzo, se realizaron ocho ensayos de tracción a probetas hechas de este material en el laboratorio de mecánica de sólidos de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Austral de Chile.



Figura 5.6: Siete armaduras de acero liso del Puente Pedro de Valdivia a ensayar.

Fuente: Elaboración propia.

Las probetas se prepararon con una zona de sección circular perfectamente constante y una cabeza de hilo en cada extremo, con el fin de fijar la probeta a la Máquina universal Instrons, Serie IX Automated Materials Testing System 7.49.00. (figura 5.7).



Figura 5. 7: A la Izquierda: Máquina universal Instrons. A la derecha: ensayo de tracción. Fuente: Elaboración propia.

El ensayo consistió en aplicar una deformación axial a la probeta de modo de aumentar la carga desde cero hasta la ruptura de la barra (figura 5.8), procesando la

información a través de la computadora de la maquina universal, obteniendo gráficos de carga-desplazamiento y esfuerzo-deformación para cada probeta. Los resultados de los ensayos y las curvas constitutivas se encuentran adjuntas a este informe en el Anexo B.

Los gráficos de tensión-deformación obtenidos del ensayo a tracción se esquematizan en forma general en la siguiente ilustración.

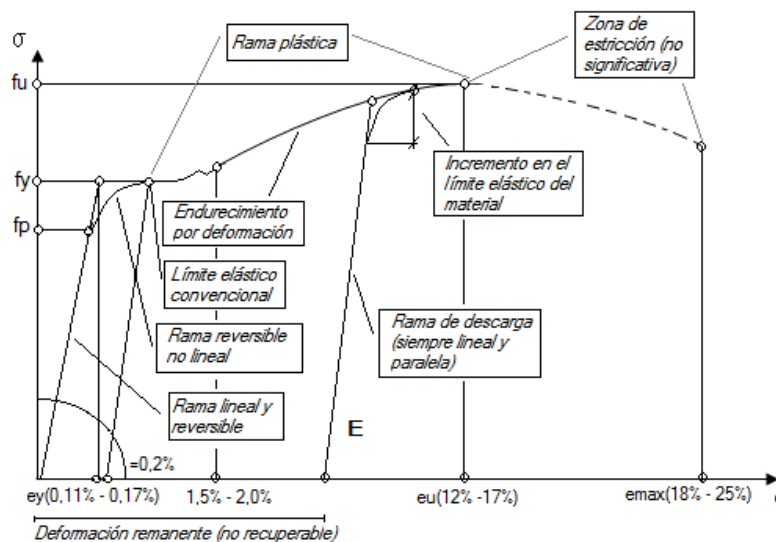


Figura 5.8: Gráfico esfuerzo-deformación.

Donde:

- fp**: Límite de proporcionalidad -**fy**: Límite elástico -**E**: Modulo de elasticidad
- **fu**: Tensión última de rotura (resistencia del material) -**ey**: Deformación elástica
- eu**: Deformación correspondiente a la deformación última -**emax**: Deformación máxima.

Los resultados del ensayo se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 5. 8: Propiedades mecánicas del acero.

Probeta	E (kgf/cm ²)	γ (kgf/cm ³)	Fy (kgf/cm ²)	Fu (kgf/cm ²)	ν	α (1/C)	Fy/Fu	G (kgf/cm ²)
1 a	2736438	0.007849	5000	6295	0.3	1.17E-05	0,794	1052476
1 b	2169609	0.007849	4850	6270	0.3	1.17E-05	0,773	834465
2	20258,52	0.007849	3700	4718	0.3	1.17E-05	0,784	779174
3	2317176	0.007849	4700	5913	0.3	1.17E-05	0,795	891221
4	2119307	0.007849	3500	4536	0.3	1.17E-05	0,771	815118
5	2295004	0.007849	4000	5049	0.3	1.17E-05	0,792	882694
6	2256311	0.007849	3250	4241	0.3	1.17E-05	0,766	867811
7	2822761	0.007849	5030	6109	0.3	1.17E-05	0,823	1085677
Promedio	2342808	0.007849	4254	5391	0.3	1.17E-05	0.787	901079

Fuente: Elaboración Propia.

De los resultados ilustrados en la tabla anterior, se puede clasificar el acero de refuerzo del puente utilizado en aquella época como un acero de alta resistencia, según Saliger, 1957.

Para el modelo del puente se utilizará el promedio de estos 7 ensayos, para las propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

5.2.3 Auscultación de Armaduras

En este estudio es necesario contar con la información de la cantidad y disposición de la armadura de refuerzo de las vigas cajón y pilares que componen la estructura, para lo anterior fue fundamental desplegar una prueba predominante no-destructiva con el equipo Bartracker de Controls 58-E6103, diseñado para detectar la distribución de armadura, espesores de recubrimiento, espaciamiento y diámetros aproximados, empleando para ello un procedimiento de prospección electromagnético. (ver figura 5.9).



Figura 5. 9: Instrumento Bartracker de Controls 58-E6103.

Fuente: Controls, S.A.

La campaña específica de auscultación consistió en realizar un barrido sobre el elemento en estudio, para lo cual se hace pasar la cabeza auscultadora sobre la superficie, la que a través de una señal sonora permite identificar la posición exacta de la armadura, y la posterior lectura de diámetros y espesores de recubrimiento mecánico. Los datos son captados en una unidad especial de adquisición, la que procesa los resultados y la lleva a valores nominales de diámetros y espesores de recubrimiento. El proceso de barrido consiste en pasar el cabezal en horizontal y vertical, con la finalidad de identificar las armaduras verticales y horizontales respectivamente, en varios niveles, con el propósito de tener una estadística aceptable.

La figura 5.10 y 5.11 muestra la realización de la campaña experimental correspondiente en diferentes elementos estructurales del puente.



Figura 5.10: Campaña de auscultación. A la izquierda: Pilar central. A la derecha: Pilar Extremo.

Fuente: Elaboración Propia.

Para la auscultación de armaduras de las pilas, fue necesario arrendar un bote, desde allí observamos que algunas armaduras transversales de gran espesor (32 mm), están al descubierto.



Figura 5. 11: Medición con el equipo BARTRACKER de CONTROLS en una de las vigas cajón del puente Pedro de Valdivia.

Fuente: Elaboración Propia.

Para realizar la campaña de auscultación en el interior de puente, fue necesario contar con la autorización de la Municipalidad de Valdivia, para abrir la tapa de acceso, que se encuentra en la calzada izquierda respecto a los ejes orientados Oriente-Poniente.

Como resultado de la campaña de auscultación estructural, y posterior procesamiento de datos, es posible definir las cuantías de acero, espaciamiento y espesores de recubrimiento, tal como se aprecia en la tabla 5.9.

En los resultados se aprecia que el recubrimiento de las armaduras oscila entre los 28 mm y los 70 mm de espesor, cumpliendo de este modo con las normativas vigentes en cuanto a la protección de acero. Si bien es cierto, que existen zonas en que la armadura de refuerzo está expuesta al medio ambiente como se ilustra en el capítulo 4 figuras 4.18 y 4.19, esta condición será obviada, considerándose solamente los resultados de la campaña de auscultación.

Tabla 5. 9: Auscultación puente Pedro de Valdivia.

N	Elemento		ϕ_H (mm)	rec (mm)	Esp (cm)	ϕ_V (mm)	rec (mm)	Esp (cm)
1	Pilar	Extremos	20	30	21	12	38	20
2		centrales	20	28	17	32	38	16
3	Viga Cajón 2 células	Muros laterales	22	42	20	16	38	20
4		Muro central	20	25	46	12	32	20
5		diafragma	10	34	17	10	37	19
6		canto superior	16	70	15	-	-	-
7		canto inferior	10	40	20	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

Cabe mencionar que no se realizó auscultación de la viga cajón de 4 células, por la limitación de tiempo que teníamos para realizar todos los ensayos experimentales en el puente, sin embargo se considerará para el modelo las mismas armaduras que tiene la viga cajón de 2 células.

De este modo, los resultados obtenidos de este capítulo se incorporarán al modelo analítico, para obtener un comportamiento y rigidez similar al puente real.

5.3 INSTRUMENTACION DEL SISTEMA PUENTE/SUELO

En general, para un estudio la vulnerabilidad sísmica basada en confiabilidad estructural, es importante identificar experimentalmente sus propiedades dinámicas, tanto de la estructura como la del suelo, motivo por el cual fue necesario realizar campañas de caracterización dinámica experimental empleando equipos que, entre otras aplicaciones, presentan curvas de respuestas planas en velocidad. En este estudio se empleó el equipo Micromed TROMINO ENGY, el cual para microvibraciones registra onda de frecuencia comprendidas entre 0.1 Hz y 200 Hz, correspondientes a vibraciones de muy baja amplitud, causadas por el ruido producido por efectos naturales o artificiales. El almacenamiento, el análisis y la revisión de los datos se realizan a través del programa "Grilla". En la siguiente imagen se muestra el equipo sismológico empleado:



Figura 5. 12: Auscultación puente Pedro de Valdivia.

Fuente: Elaboración Propia.

5.3.1 Caracterización dinámica experimental del suelo

Para estudiar la interacción suelo-estructura, fue necesario realizar un análisis dinámico del suelo en la zona de emplazamiento del Puente Pedro de Valdivia. Para estos efectos, se calculo el periodo predominante de vibración del suelo realizando mediciones de microtrepidaciones, que son vibraciones de muy baja amplitud, causadas por el ruido, en otros términos, por el ruido producido por efectos naturales (viento, mareas, actividad volcánica, olas, etc.) o artificiales (tráfico vehicular, paso peatonal, maquinas industriales, etc.). Estas mediciones tuvieron una duración de 16 min con una tasa de muestreo de 128 Hz, en alta y baja ganancia, con el fin de obtener longitudes de registros apropiadas para caracterizar frecuencialmente el suelo. Estas mediciones consistieron en registros de velocidad de la componente vertical y dos componentes horizontales (EO-NS). En la figura 5.13 muestra parte de la campaña experimental realizada.



Figura 5. 13: Campaña de medición de frecuencias fundamentales de suelo.

Fuente: Elaboración Propia.

El proceso siguiente una vez finalizada la campaña de campo, consistió en transformar archivos binarios, analizar los datos de frecuencia aplicando ventanas de 20 segundos para tomar en cuenta la condición no estacionaria de las señales. A partir de lo anterior, se utilizó la técnica propuesta por Nakamura (1989) para determinar periodos predominantes y factores de amplificación relativa, usando relaciones espectrales entre la componente horizontal y vertical de los registros de ondas. Los resultados del post-proceso se muestran a continuación:

En la figura 5.14 se puede ver en la línea roja el análisis frecuencial del suelo y en la línea gris la desviación, observándose que no existe un punto claro que indique certeramente cual es la frecuencia, sin embargo del análisis de estabilidad mostrado en la figura 5.15 y del análisis por componente mostrado en la figura 5.16, es posible ver que existe un claro origen estratigráfico asociado a la frecuencia de 1,06 Hz y otro asociado a la frecuencia de 3 Hz. Sin embargo, como se puede ver en la figura 5.15 la frecuencia de 3 Hz tiene un contenido energético mucho menor que el contenido espectral asociado a la frecuencia de 1,06 Hz, en virtud de lo cual este último representa la frecuencia fundamental de vibrar del suelo.

Por lo anterior, el periodo fundamental de vibración del suelo en este punto es $T = 0.94$ seg.

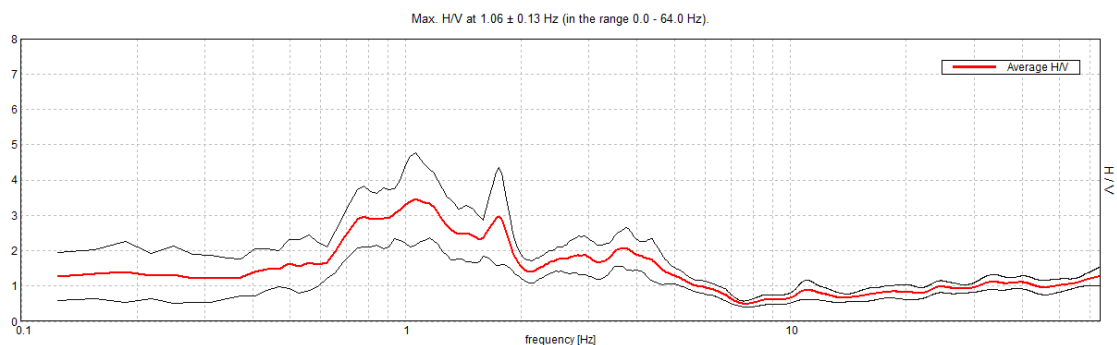


Figura 5. 14: razón espectral horizontal a vertical.

Fuente: Cortesía David Alvarado.

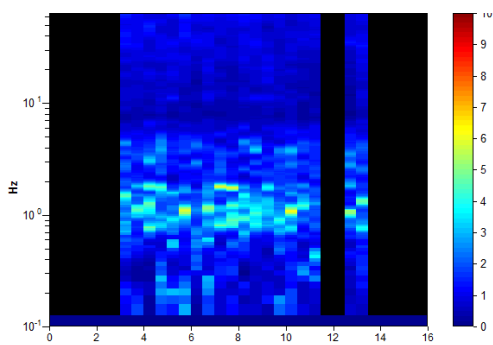


Figura 5. 15: Tiempo historia H/V

Fuente: Cortesía David Alvarado.

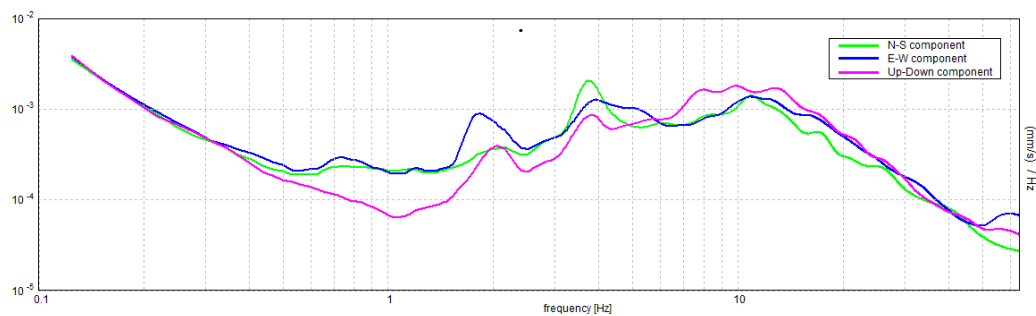


Figura 5. 16: Mono componente espectral.

Fuente: Cortesía David Alvarado.

En la siguiente tabla se muestra el archivo de salida de los resultados de la aplicación del criterio SESAME, el cual consiste en un criterio de aceptación estadístico del tratamiento de las señales. Pese a que uno de los criterios no se cumple, se acepta como valido todo el proceso y por lo tanto que el tratamiento de señales fue el correcto.

Tabla 5. 10: Aplicación criterios de SENAME.

Max. H/V at 1.06 ± 0.13 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).
--

Criteria for a reliable H/V curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	$1.06 > 0.33$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$605.6 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 52 times	OK	
Criteria for a clear H/V peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.625 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.969 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$3.46 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \square_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.05761 < 0.05$		NO
$\square_f < \square(f_0)$	$0.06121 < 0.10625$	OK	
$\square_A(f_0) < \square(f_0)$	$0.6049 < 1.78$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\epsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\square_f < \square(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\square_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\phi(f_0)$	threshold value for the stability condition $\square_A(f) < \square(f_0)$

Threshold values for $\square_f$ and $\square_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\epsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\phi(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \phi(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Fuente: Cortesía David Alvarado.

5.3.2 Caracterización dinámica de la estructura existente

La campaña experimental para determinar el periodo fundamental real del puente, se ejecutó durante la noche, con tráfico vehicular en solo una vía del puente, con autorización del Gobernador de la Provincia de Valdivia y con la coordinación de Carabineros de la 1° Comisaría. En la campaña se utilizó el acelerómetro Micromed Tromino Engy, en alta y baja ganancia, se realizaron mediciones de microvibraciones en campo libre y sobre la superestructura, en la calzada izquierda de oriente a poniente (figura 5.17), las que fueron posteriormente procesadas y caracterizadas frecuencialmente.

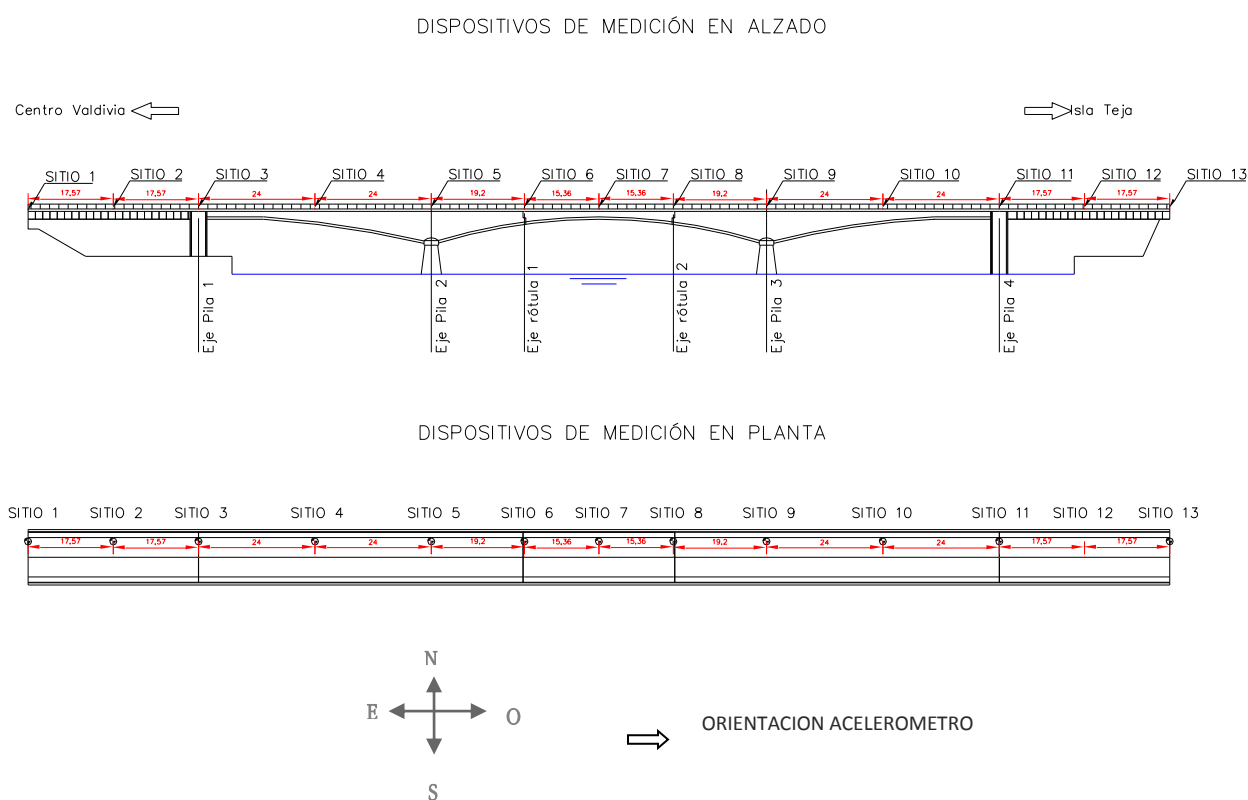


Figura 5. 17: posición de dispositivos en el puente.

Fuente: Elaboración Propia

Tal y como se ilustra en la figura anterior las mediciones de vibraciones ambientales se realizaron en la calzada sobre los estribos, pilares, rotulas Gerber y en el centro de cada vano. Los acelerómetros empleados se georeferenciaron y orientaron según las direcciones longitudinal y transversal del puente, EO y NS respectivamente. Durante la investigación experimental cada medición tuvo una tasa de muestreo de 128 Hz en alta y baja ganancia, con una duración de 6 minutos. Además de las

mediciones en el puente, se colocó el acelerómetro en un punto alejado del puente a modo de tener un punto de control en campo libre, cuya medición tuvo una duración de 16 minutos. La figura 5.18 grafica la campaña experimental de medición de frecuencias estructurales.

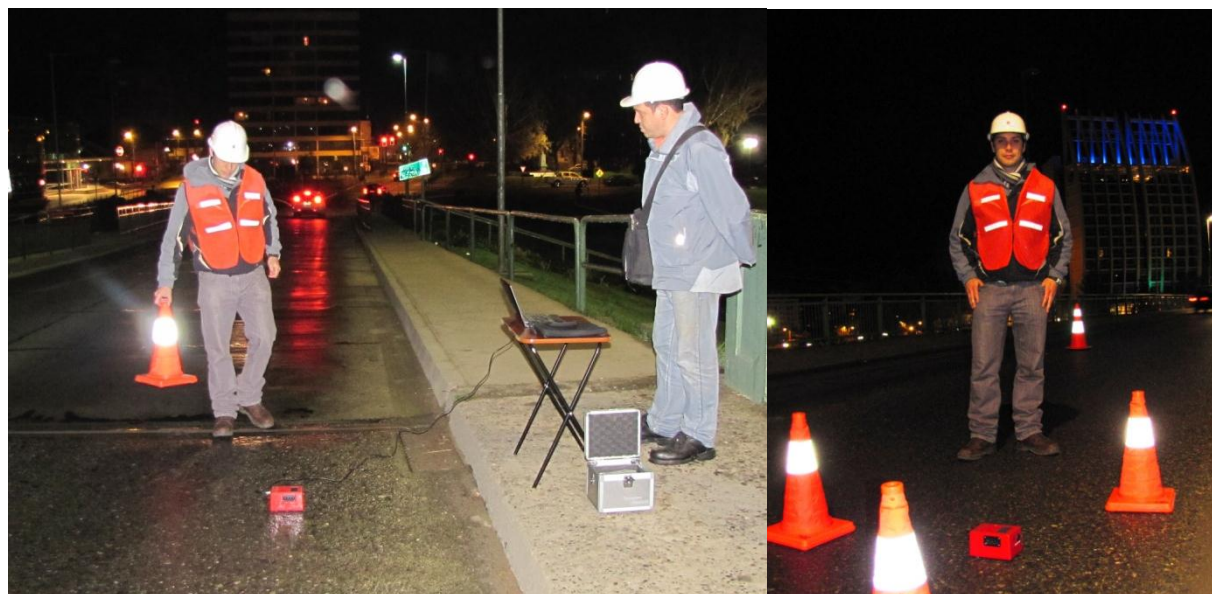


Figura 5. 18: Campaña de medición de frecuencias estructurales: A la izquierda: Instalación de acelerómetros. A la derecha: medición de microvibraciones ambientales del puente.

Fuente: Elaboración Propia.

Una vez realizado todo el post-proceso, se obtuvieron los resultados mostrados en la figura 5.19.

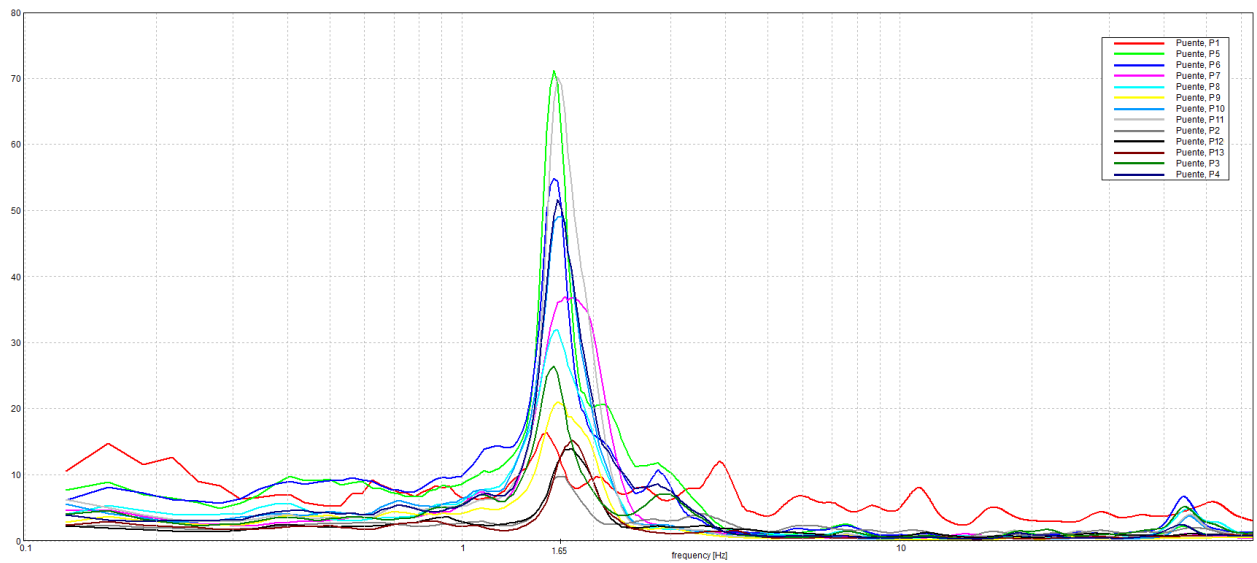


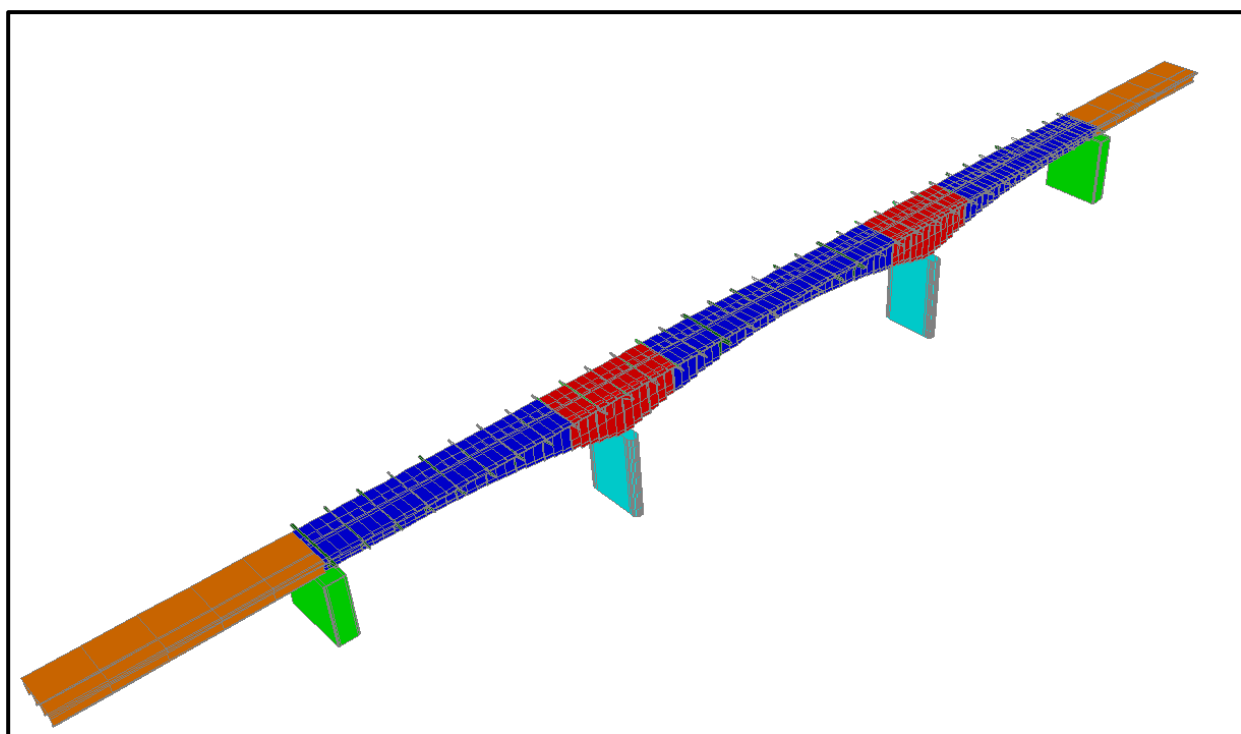
Figura 5. 19: Funciones de transferencia H_i/H_o , componente E-O.

Fuente: Cortesía David Alvarado.

Los resultados de la investigación revelan que en el caso de la componente EO (figura 5.19), la estabilidad del pico fundamental es evidente. De lo anterior, es fácil concluir, que la frecuencia de máxima amplitud para los puntos en los que éste se identifica es 1.65 Hz, es decir, un periodo predominante de 0.61 s.

Si comparamos los resultados de la estructura con los periodos predominantes del suelo ($T=0.94s$), vemos que están distante del periodo fundamental de la estructura, lo que indica que no hay resonancia.

CALIBRACION DEL MODELO ESTRUCTURAL



CAPÍTULO VI: DESARROLLO Y CALIBRACION DEL MODELO ESTRUCTURAL

6.1 Modelo preliminar

El modelo analítico del puente se construyó con el software SAP2000 v14.2.4 Advanced, con base en la geometría de la estructura, representada en las figuras 4.3, 4.4, 4.5 y 4.7 del Capítulo 4. Las propiedades de los materiales se obtuvieron de los ensayos de laboratorio mencionados en el capítulo anterior.

Las cepas, vigas mixtas y vigas cajón del puente se modelaron con elementos tipo frame (barra). El sistema de apoyo considerado en el puente se presenta en la figura 6.1, en ella se puede apreciar lo siguiente: las vigas mixtas se apoyan en los estribos con apoyo deslizante en sentido longitudinal; sobre el pilar extremo descansa la viga mixta con apoyo fijo y la viga cajón con apoyo deslizante; las vigas cajón están conectadas monolíticamente a la cepa central; la viga Gerber descansa sobre los tramos en voladizos con apoyo deslizante y fijo; todos los pilares están empotrados al suelo.

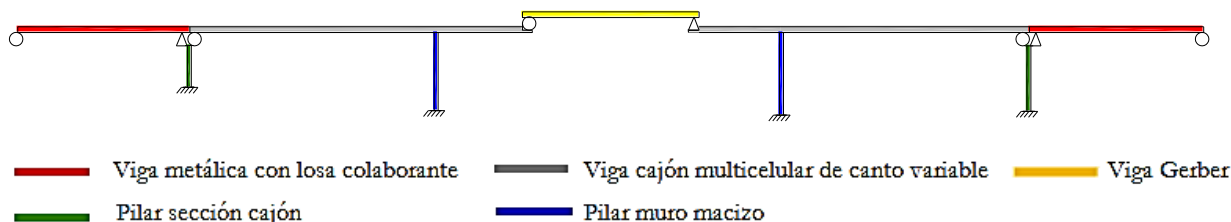


Figura 6. 1: Configuración estructural modelo preliminar.

Fuente: Elaboración Propia.

Cargas

El puente en consideración, debe ser analizado según las normativas vigentes, aunque que se trate de una estructura construida hace más de 50 años, tiempo en que no existían normativas que regularan este tipo de estructuras, con la severidad de las actuales. Los puentes que son construidos actualmente en Chile, se basan en las disposiciones establecidas por el manual de carreteras Volumen 3 y la normativa propuesta por el código American Association of State Highway and Transportation Officials Standard Specifications for Highway Bridges 2002 (AASHTO STANDARD, 2002).

Si bien la norma AASHTO 2002, especifica requisitos de carga para el diseño de puentes nuevos, estas cargas se pueden aplicar también para la evaluación de puentes existentes, como lo es en este caso el Puente Pedro de Valdivia.

Puesto que el objetivo principal de esta tesis es el análisis de la vulnerabilidad sísmica del Puente Pedro de Valdivia, se consideró para este análisis la combinación de carga VII, del método de tensiones admisibles. La normativa propone en esta combinación, la intervención de los casos de carga de peso propio y carga permanente, empuje de tierra, flotabilidad, presión hidrostática de corrientes y sismo. En este estudio exclusivamente se consideran las cargas por peso propio, carga permanente y sismo. La carga móvil no esta considerada en la combinación de carga VII, sin embargo, se hace una breve descripción.

✓ **Acciones permanentes PP y CP**

La norma AASHTO define PP, como aquella carga que incluye el peso propio de los componentes estructurales; CP, como el peso propio de pasillos, barandas, barreras, calzada del puente e instalaciones de servicios de utilidad publica.

El peso propio de las vigas, pilares y diafragmas; el software SAP2000 los considera automáticamente en el modelo por medio de la geometría y densidad del material de estos elementos.

Las cargas que no fueron consideradas automáticamente por el programa se agregaron manualmente.

✓ **Cargas Móviles**

Las cargas móviles se definen como aquella sollicitación, para la cual fue hecha la estructura, y cuya participación en la misma no es constante en el tiempo. Incluye por lo tanto todo aquellas cargas que no tiene posición fija y definitiva.

La carga Vehicular es definida como:

- Carga del camión de diseño (HS20-44) + carga de faja (usada en nuestro país)

El camión de diseño es presentado en la figura 6.2, en ella se puede observar las cargas que se deben aplicar y la separación entre los ejes.

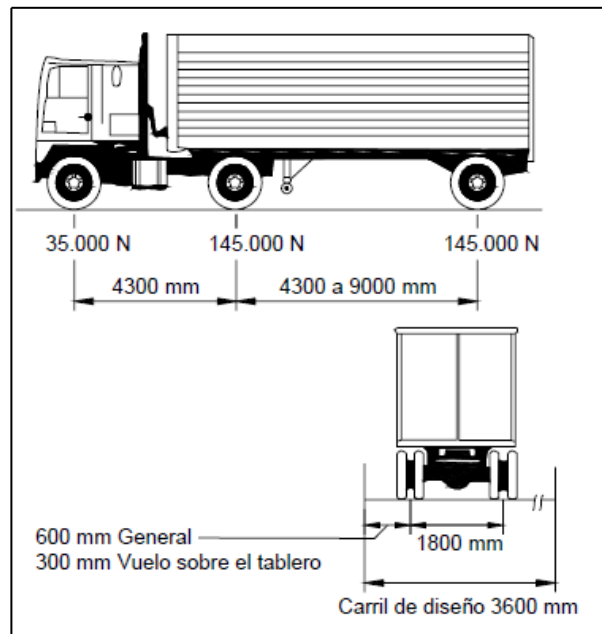


Figura 6. 2: Características del camión de diseño.

Fuente: AASHTO, 2002.

El coeficiente de reducción de la norma AASHTO sección 3.12, disminuye la carga vehicular a medida que aumenta el número de vías.

En caso son 2 vías, correspondiendo así a un $C_R=1$

El coeficiente de mayoración se utiliza en Chile como disposición del Departamento de Puentes del Ministerio de Obras Públicas, el cual especifica un incremento del 20% en la carga ejercida por el camión HS20-44, es decir: HS20-44+20%. Siendo entonces el coeficiente de mayoración $C_M=1.2$.

La carga de faja, consiste en una carga distribuida de 948,3 kgf/m distribuida en un ancho de 3,05 m.

✓ Carga Sísmica

Se procedió a aplicar el espectro de respuesta, definido por el Manual de Carreteras Volumen 3, apartado 3.1004.309(3). Espectro que depende del coeficiente de importancia del puente (CI), el tipo de suelo y la zona sísmica en la cual se ubica.

En este caso el puente Pedro de Valdivia es considerado como esencial sobre la base de aspectos tanto económicos, como sociales de mitigación del desastre sísmico y defensa, por lo que es calificado con un $CI=I$.

Debido a que no se cuenta con un estudio de suelo, se supuso que el suelo clasifica como tipo III. Esta clasificación se basa a partir del Mapa 6: "Características geotécnicas básicas y respuesta sísmica", elaborado por el servicio Nacional de Geología y Minería" (SERNAGEOMIN, 2004), en cual es posible observar las malas características geológicas y geotectónicas del suelo donde se emplaza el puente (ver capítulo I, apartado 1.1.2.3).

En base a la zonificación sísmica del país, el puente se ubica en la zona sísmica 3, por ubicarse en Valdivia.

Con los antecedentes presentados anteriormente, se obtuvo el espectro de respuesta horizontal. Si bien en Chile no se considera el espectro de respuesta vertical, en este estudio si considera, tomando para este $2/3$ del espectro horizontal, debido a los antecedentes recopilados el capítulo 2, donde se observó que en el terremoto del 27 de febrero, la aceleración vertical era muy cercana a la horizontal.

A continuación se grafican ambos espectros.

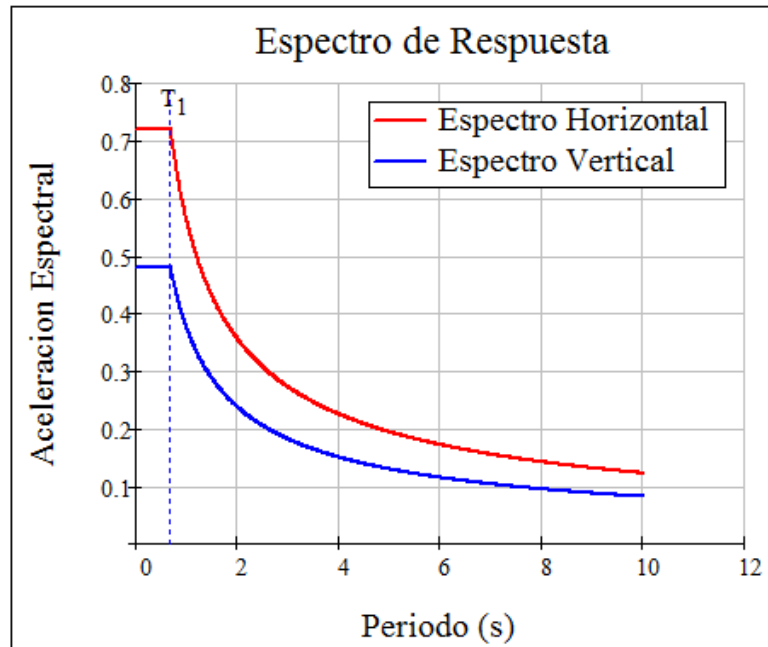


Figura 6. 3: Espectro de respuesta utilizado.

Fuente: Elaboración Propia.

6.2 Análisis modal modelo preliminar

Se realizó un análisis modal preliminar, para averiguar en base al modelo propuesto las discrepancias entre éste y la estructura real. El resultado de este análisis muestra que el periodo fundamental de vibración es igual a 0,85 s, correspondiente al segundo modo de vibración, con un 36 % de masa participativa. Si comparamos este valor con los resultados de la caracterización dinámica del puente, podemos ver que existen grandes diferencias, tal y como muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6. 1: Periodos de vibración de la estructura real y el modelo.

Dirección	Periodo de vibración		Error relativo entre los periodos de vibración (%)
	Experimental	Teórico	
Longitudinal	0,61 s	0,85 s	39%

Fuente: Elaboración Propia.

El alto porcentaje de error relativo entre los periodos de vibración de la estructura y el modelo preliminar, confirmó las incertidumbres que existían respecto al modelo, debido a la escasez de

información estructural del puente, siendo evidente que el modelo preliminar propuesto no representa fielmente el comportamiento real de la estructura. Por ello era tan imprescindible realizar una caracterización dinámica, para posteriormente calibrar el modelo.

6.3 Calibración del modelo

De acuerdo a lo mencionado en el apartado anterior, es necesario ajustar los parámetros del modelo preliminar, de tal forma que el periodo fundamental del modelo se aproxime lo máximo posible al periodo fundamental real de la estructura.

Los parámetros que intervienen en la obtención del periodo son la masa y la rigidez. La masa está condicionada por el peso propio de la estructura, las cargas permanentes y un 50 % de las cargas móviles (vehicular y peatonal); este parámetro no será modificado, debido a que se considera correcto. La rigidez depende de la geometría, el modulo elástico y los sistemas de apoyos. Debido a que existen incertidumbres de la naturaleza del hormigón ensayado, se experimentó con la resistencia del hormigón que está directamente ligada al modulo elástico, observándose que al disminuir la resistencia aumenta el periodo, es decir la estructura se torna más flexible, alejándose de este modo aun mas del periodo fundamental de la estructura real. Si se aumenta la resistencia del hormigón, disminuye el periodo, sin embargo no significativamente por lo que no se considera en esta ocasión. Posteriormente se experimento con los sistemas de apoyos, observándose la importancia de colocar correctamente estos elementos, al observar los cambios importantes que se producen en los resultados del análisis modal, después de tantear con varias opciones, se logró llegar al resultado que aproxima bastante al comportamiento real de la estructura. Este consistió en modificar los sistemas de apoyo de las vigas cajón que descansan en los pilares extremos, cambiando de apoyo deslizante a apoyo fijo (ver figura 6.4).

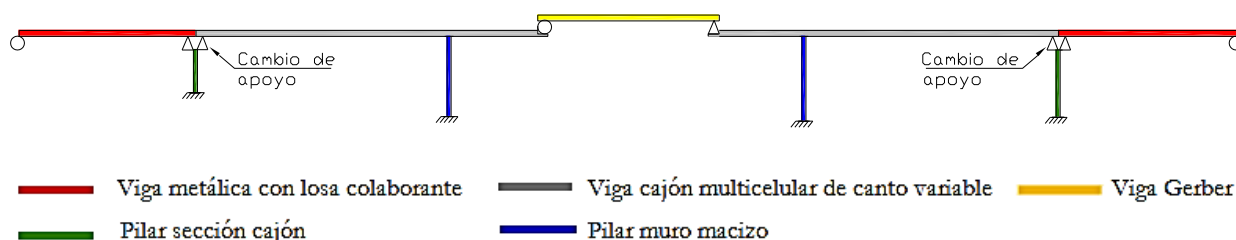


Figura 6. 4: Configuración estructural modelo calibrado.

Fuente: Elaboración Propia.

6.4 Análisis modal modelo calibrado

En base a la calibración propuesta se realizó nuevamente un análisis modal para observar las diferencias que existen ahora. El resultado de este análisis muestra que el periodo fundamental de vibración es igual a 0.59 s, correspondiente al segundo modo de vibración, con un 43.89% de masa participativa. En la siguiente tabla se compara este resultado con el de la estructura real, observándose un porcentaje de error de 3.2%.

Tabla 6. 2: Periodos de vibración de la estructura real y el modelo.

Dirección	Periodo de vibración		Error relativo entre los periodos de vibración (%)
	Experimental	Teórico	
Longitudinal	0,61 s	0,59 s	3,2 %

Fuente: Elaboración Propia.

El resultado de la tabla anterior, demuestra que el modelo calibrado se ajusta muy bien a los resultados de la campaña experimental. En base a esto es interesante mencionar que seguramente la estructura con el paso de los años haya cambiado su frecuencia, por ser muy probable que los apoyos de las vigas cajón que descansan en las cepas extremas ya no trabajen como apoyos deslizante, si no, como apoyos fijos, de este modo cambió la estructura, funcionando de forma distinta a la original.

6.5 Calibración final del modelo y análisis de los modos de vibrar

Si bien el porcentaje de error relativo entre el periodo de vibración de la campaña experimental y el modelo teórico calibrado es bajo, se pretende lograr una diferencia aún menor, para lo cual se realizó un Post-Calibrado. Este consistió en considerar un estado de agrietamiento en los elementos de hormigón, para lo anterior se redujo el momento de inercia en un 10%, de este modo se consiguió una diferencia de tan solo un 1% de error relativo entre los periodos de vibración como se podrá observar al final de este apartado.

Una vez efectuada la modificación anteriormente señalada en el modelo, se realiza un análisis modal para determinar las formas modales y periodos de vibración, lo que provee información importante sobre las características dinámicas del puente Pedro de Valdivia.

Del análisis de los resultados del modelo analítico obtenidos, podemos ver que, para la dirección x de excitación, se consideraron por lo menos 11 modos en que puede activar más de un 90% de la masa modal. Para la dirección Y es necesario activar 13 modos. En tanto, para la dirección Z, 13 modos no son suficientes para movilizar 90% de la masa participante, siendo necesario considerar 58 modos.

El período del modo fundamental de vibración obtenido del análisis analítico es igual a 0.617s, correspondiente al segundo modo de vibración, con un 43,61% de masa participativa. Los primeros 58 modos de vibración reportan un porcentaje de participación modal de 99.9%, 99,9% y 90.9% para las direcciones longitudinal, transversal y vertical, respectivamente.

En la siguiente tabla se presentan los primeros 10 modos de vibración natural con sus respectivos porcentajes de participación de masa modal y sus direcciones asociadas.

Tabla 6. 3: Porcentajes de participación modal y direcciones asociadas a tales modos.

MODO	PERIODO	% MASA MODAL PARTICIPATIVA			% MASA MODAL PARTISIPATIVA ACUMULADO		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,89	19,68	0,00	0,00	19,68	0,00	0,00
2	0,61	43,61	0,00	0,00	63,29	0,00	0,00
3	0,37	0,00	31,74	0,00	63,29	31,74	0,00
4	0,36	0,00	0,00	3,83	63,29	31,74	3,86
5	0,36	0,00	0,00	3,84	63,29	31,74	7,69
6	0,32	7,61	0,00	0,39	70,90	31,74	8,08
7	0,29	18,68	0,00	1,06	89,58	31,74	9,14
8	0,26	0,28	0,00	41,27	89,86	31,74	50,41
9	0,24	0,00	16,23	0,00	89,86	47,97	50,41
10	0,23	0,00	33,83	0,00	89,86	81,83	50,41

Fuente: Elaboración Propia.

Para un análisis más profundo se ha interpretado ciertas graficas que comparan el porcentaje de masa participativa v/s modos de vibrar, cuya finalidad es enfocar la importancia de considerar la cantidad de modos mencionados anteriormente. La figura 6.5 muestra a continuación la relación entre la participación de masa modal v/s modos de vibrar en sentido longitudinal, transversal y vertical.

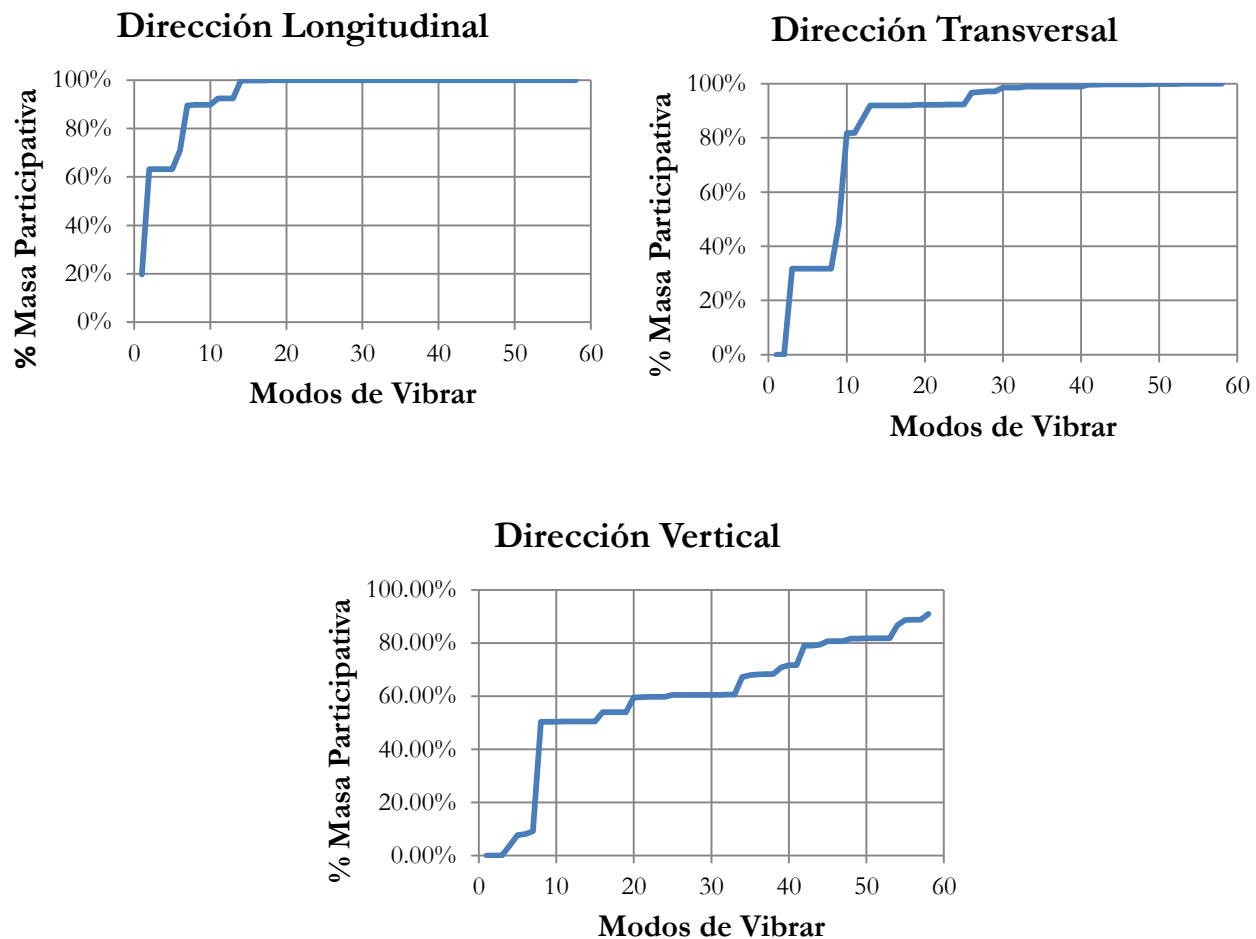


Figura 6. 5: Curvas generadas entre el porcentaje de masa modal participativa y los modos de vibrar.

Fuente: Elaboración Propia.

De la figura anterior, para el caso de análisis en dirección horizontal, se observa un importante aporte de energía en el primer y segundo modo con un 19,68% y 43,61% de masa participativa respectivamente, asociado al tablero formado por vigas cajón de hormigón armado de canto variable en dirección longitudinal; desde el modo 3 hasta el modo 5 no existe aporte de energía apreciable; en el modo 6 existe un pequeño aporte de energía cercano al 8 %; en el modo 7 se recibe un importante

aporte de energía de 18,68%, alcanzando un 89,58% de masa participativa acumulada, desde el modo 8 al modo 13 el aumento de energía es pequeño; en el modo 14 existe un aporte de energía del 7,34% alcanzando el 99,81% de masa acumulada participativa: desde el modo 15 al modo 58, el aporte de energía es prácticamente insignificante, alcanzando en el modo 58 un 99,99% de masa participativa acumulada. Para el caso de análisis en dirección transversal, el primer aporte de energía es en el modo 3 de 31,74%, asociado principalmente al vano central del puente en dirección transversal; el segundo aporte de energía apreciable es en el modo 9 con un 16,23%, asociado al tablero de hormigón armado en dirección transversal; en el modo 10 se observa el mayor aporte de energía de 33,86% logrando de este modo un 81,83% de masa participativa acumulada; en los 3 modos siguientes aumenta la energía hasta alcanzar un 91,92% de masa participativa acumulada en el modo 13; en el modo 58 alcanza el 99,99% de masa participativa acumulada. Finalmente para el caso de análisis en la dirección vertical el primer aporte de energía importante es en el modo 11, que logra un 41,27%, asociado al tablero de hormigón de canto variable en dirección vertical; posteriormente aumenta la energía lentamente, hasta alcanzar el 90,95% en el modo 58.

En la siguiente tabla se compara el periodo fundamental de la estructura obtenido experimentalmente con el periodo fundamental obtenido analíticamente.

Tabla 6. 4: Periodos de vibración de la estructura real y el modelo.

Dirección	Periodo de vibración		Error relativo entre los periodos de vibración (%)
	Experimental	Teórico	
Longitudinal	0.61 s	0.617 s	1 %

Fuente: Elaboración Propia.

Ahora es posible afirmar que el modelo propuesto funciona al mismo compás del puente real, permitiendo de esta manera realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica con éxito, debido que ya no existen las incertidumbres que había desde un comienzo respecto al modelo.

CAPITULO VII

APLICACIÓN DEL METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

CAPÍTULO VII: APLICACIÓN DEL METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

7.1 Análisis Estático no Lineal

Para el desarrollo del análisis estático no lineal, fue necesario definir los parámetros de control para el análisis pushover, lo que permitirá estimar la capacidad estructural, y luego evaluar la vulnerabilidad sísmica del puente, a través del método del espectro de capacidad. Las dos direcciones del puente se examinan por separado, describiéndose a continuación todo lo considerado para el análisis.

Asignación parámetros de control

Asignación de Rótulas plásticas

El comportamiento no lineal sucede en los puntos definidos como rótulas. Para esta tesis se asignaron rótulas de longitud y ubicación fija. Para las vigas se consideró la posibilidad de rótulas plásticas a flexión y en los pilares se consideró rótulas plásticas de flexocompresión, todas definidas en los extremos de cada elemento “frame”. Las propiedades de estas fueron asignadas de forma automática, siendo el propio programa quien generó los parámetros necesarios de acuerdo al diseño de las secciones definidas y según los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para vigas y columnas del FEMA 356.

Definición de los esquemas de carga

Para encontrar la curva de capacidad resistente fue necesario aplicar cargas incrementales monotónicas en una dirección hasta que la estructura alcanzó el colapso.

Es importante destacar que para estos tipos de análisis no es más importante la magnitud de la carga lateral que se aplica a la estructura, sino la forma de variación de la misma. En efecto, las curvas de capacidad resistente, son sensibles a la distribución de carga lateral que se aplica, siendo de todos modos conveniente que la carga lateral que se aplica a la estructura, en cada ciclo de carga, sea lo más pequeña posible y que se apliquen de acuerdo a la deformación de la estructura.

Conforme a lo anterior, se aplicaron cargas de acuerdo al modo fundamental de vibración de la estructura en cada dirección de análisis. Utilizándose un patrón de cargas en porcentajes en función a la carga correspondiente al modo fundamental.

Nodo de control

El nodo de control es necesario para establecer en ese punto un desplazamiento máximo al que va a ser sometida la estructura en el análisis pushover. Teniendo en cuenta el patrón de cargas mencionado anteriormente, se hacen varios análisis hasta alcanzar el desplazamiento máximo en el nodo de control, de lo anterior resulta la curva de capacidad.

Se escogió como nodo de control el punto 89 en la dirección X y el punto 30 como nodo control en la dirección Y, debido a que estos puntos fueron los que obtuvieron un mayor desplazamiento en el modos fundamental en la cada dirección de análisis. El desplazamiento máximo escogido para estos nodos fue de 100 cm.

7.2 Curva de Capacidad

Del análisis estático no lineal o también denominado análisis pushover se obtuvo una representación gráfica del comportamiento general de la estructura dentro y fuera del límite elástico, al ser sometido al patrón de cargas definido anteriormente, ésta representación gráfica es conocida como curva de capacidad. En las figuras 7.1 y 7.2 se exponen las curvas de capacidad que resultaron del análisis en dirección longitudinal y transversal del puente respectivamente.

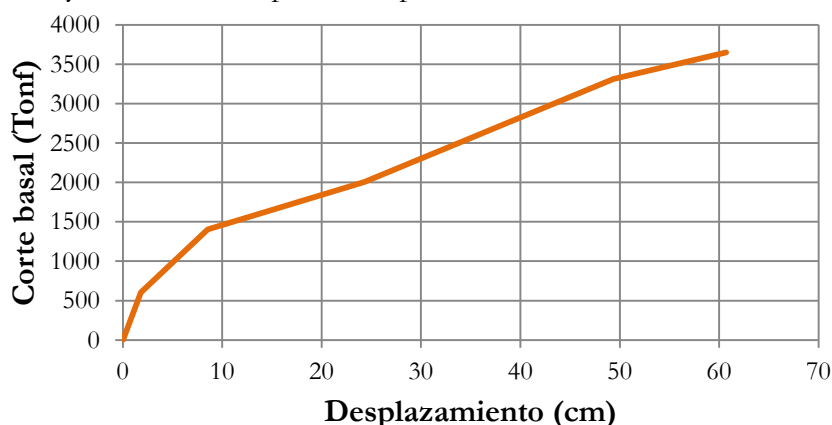


Figura 7. 1: Curva de Capacidad en dirección Longitudinal.

Fuente: Elaboración propia.

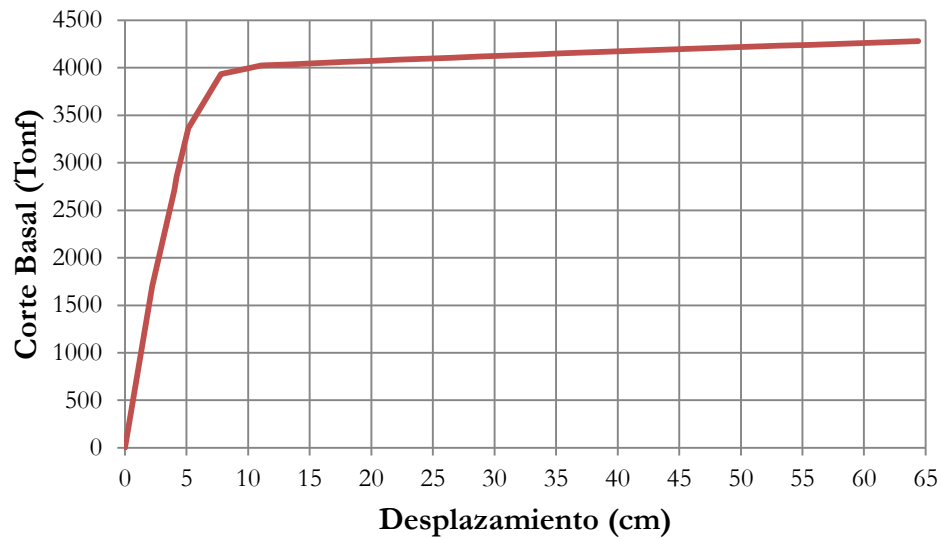


Figura 7. 2: Curva de Capacidad en dirección transversal

Fuente: Elaboración propia.

Tanto en la figura 7.1 y 7.2 es posible observar que la estructura tiene un tramo elástico claramente definido y una degradación de la rigidez en forma paulatina, observándose una gran capacidad de fluencia en ambas direcciones.

7.3 Curva de Capacidad bilineal

Para facilitar el análisis, se simplificó la curva de capacidad obtenida del análisis pushover, realizando una bilinealización de esta, con la finalidad de obtener los puntos de cedencia y capacidad última.

La curva bilineal se obtuvo bajo el procedimiento establecido por el FEMA 356 (2000). Este procedimiento corresponde al Criterio de las Áreas Iguales, explicado en el apartado 3.3.2. En las figuras 7.3 y 7.4 se ilustran la curva de capacidad y la representación bilineal de esta en ambas direcciones de análisis.

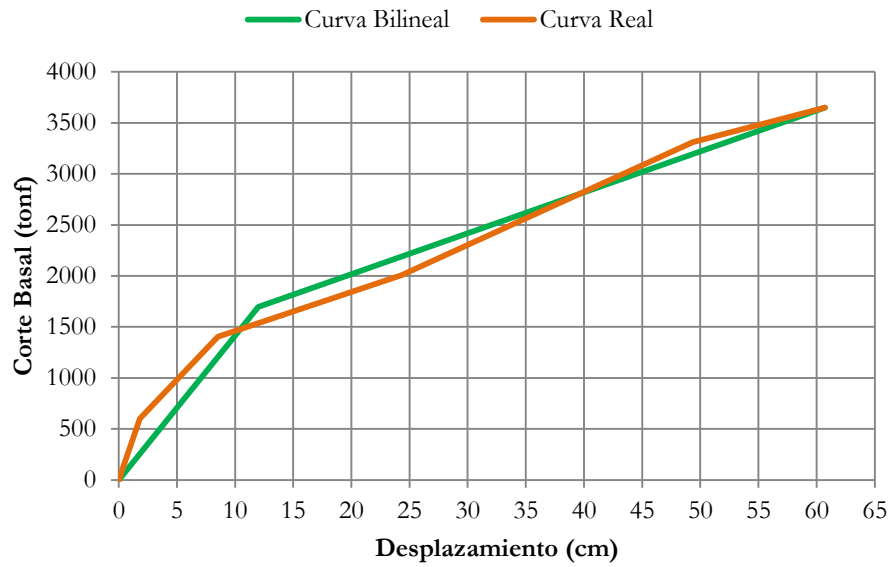


Figura 7. 3: Bilinealización de la curva de capacidad en dirección de análisis longitudinal.

Fuente: Elaboración Propia.

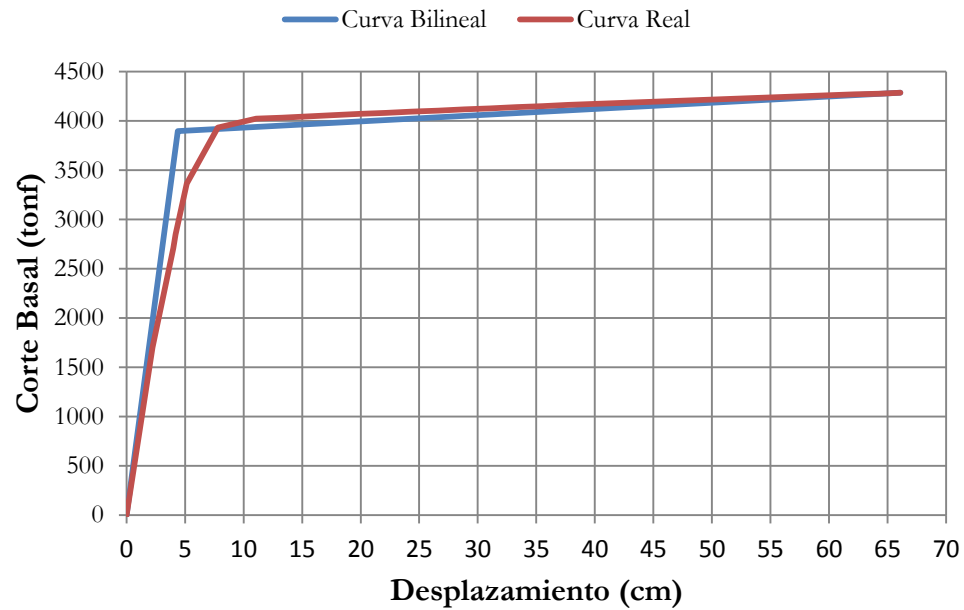


Figura 7. 4: Bilinealización de la curva de capacidad en dirección de análisis transversal.

Fuente: Elaboración Propia.

De la representación bilineal de las ilustraciones anteriores fue posible obtener los puntos de cedencia y de capacidad última de la curva de capacidad en cada dirección de análisis, los cuales se detallan a continuación.

Tabla 7. 1: Puntos de cedencia y capacidad ultima

Dirección de Análisis	Dy (cm)	Fy (tonf)	Du (cm)	Fu (tonf)
Longitudinal	12	1696	60,72	3649
Transversal	4,5	3903	66,09	4286

Fuente: Elaboración propia.

Es importante destacar que para puentes con conexión monolítica entre pilar-tablero se espera una relación de desplazamiento de ductilidad grande en las curva de capacidad ($\mu_u \geq 3$) (Moschonas *et al.* 2008). Al principio de este capítulo se indica que se consideró en el modelo una conexión monolítica entre los pilares centrales y el tablero; si se observa las curvas de capacidad obtenidas (figuras 7.3 y 7.4), se puede percibir claramente que en ambas direcciones tiene un desplazamiento de ductilidad considerablemente grande, lo cual es consistente con lo anterior.

7.4 Espectro de Capacidad.

En base al FEMA 356 se obtiene el espectro de capacidad a partir de las ecuaciones señaladas en el capítulo 3.

Para la conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad es necesario calcular una matriz de masa M , que nace de la concentración de masas en el nivel superior de los pilares de la estructura. En la figura 7.5 se presenta un esquema con distribución de masas concentrada en cada pilar.

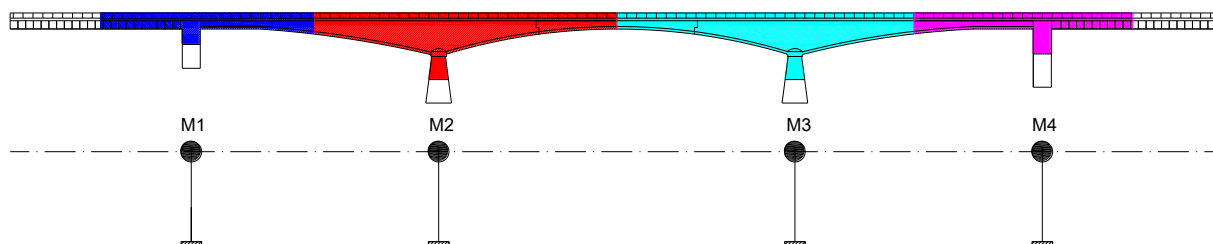


Figura 7. 5: Esquema de concentración de masas en el puente.

Fuente: Elaboración Propia

De la concentración de masa resulto la siguiente matriz.

$$M = \begin{pmatrix} 0,648 & 0,000 & 0,000 & 0,000 \\ 0,000 & 1,844 & 0,000 & 0,000 \\ 0,000 & 0,00 & 1,877 & 0,000 \\ 0,000 & 0,000 & 0,000 & 0,688 \end{pmatrix}$$

Otro de los parámetros necesarios para conversión es el vector desplazamiento lateral, asociado al modo fundamental en la dirección de análisis, escalado respecto al de mayor valor. A continuación se presenta los valores que resultaron de los desplazamientos laterales escalados según la forma modal asociada al modo 2 y modo 10, que corresponde al modo fundamental en dirección longitudinal y transversal respectivamente.

$$\phi_{longitudinal} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0,2 \\ 1 \\ 0,9 \end{pmatrix} \quad \phi_{transversal} = \begin{pmatrix} 0,2 \\ 1 \\ 0,1 \\ 0,1 \end{pmatrix}$$

Aplicando la ecuación del capítulo 3, se realizó la conversión de la curva de capacidad en ambas direcciones resultando.

- Cálculo $m_1 = \phi^T \cdot M \cdot \phi$; $m_{1longitudinal} = 2,508$; $m_{1transversal} = 1,895$
- Cálculo de $Y_m = \frac{\phi^T \cdot M \cdot J}{m_1}$; $Y_{m_{longitudinal}} = 1,142$; $Y_{m_{transversal}} = 1,177$
- Cálculo de $\alpha = \frac{(\phi^T \cdot M \cdot J)^2}{M_T + m_1}$; $\alpha_{longitudinal} = 0,94$; $\alpha_{transversal} = 0,612$
- Cálculo de $S_D = \frac{A_{tablero}}{Y_m}$; $S_{D_{longitudinal}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 10,51 \\ 53,156 \end{pmatrix}$; $S_{D_{transversal}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 3,83 \\ 56,17 \end{pmatrix}$
- Cálculo de $S_a = \frac{V}{M_T \cdot \alpha}$; $S_{a_{longitudinal}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 290 \\ 624 \end{pmatrix}$; $S_{a_{transversal}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1024 \\ 1124 \end{pmatrix}$



Figura 7. 6: Espectro de Capacidad dirección longitudinal

Fuente: Elaboración propia.

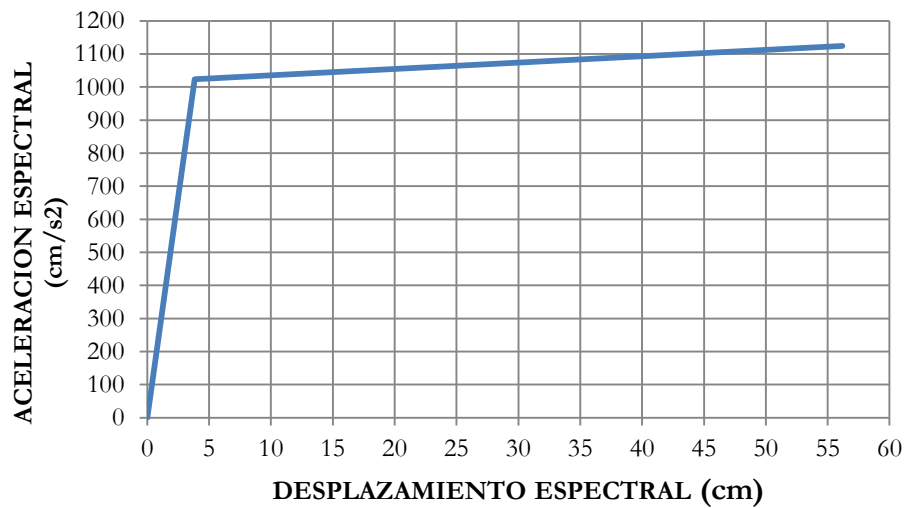


Figura 7. 7: Espectro de Capacidad dirección transversal

Fuente: Elaboración propia.

7.5 Curva de fragilidad y matrices de probabilidad de daños

Para derivar los parámetros necesarios para desarrollar las curvas de fragilidad se aplicó la metodología analítica desarrollada por Moschonas, *et al.* 2008, expuesta en el capítulo 3.

Para comenzar fue necesario calcular los umbrales de daño en cada dirección de análisis, definidos en tabla 3.3, resultando los valores presentados en la siguiente tabla.

Tabla 7. 2: Umbrales de daño

Estado de Daño	Umbrales de Daño (Longitudinal) (cm)	Umbrales de Daño (Transversal) (cm)
DS0 Ninguno	$\leq 7,4$	$\leq 2,7$
DS1 Leve	$> 7,4$	$> 2,7$
DS2 Moderado	$> 15,8$	$> 5,7$
DS3 Severo	$> 31,5$	$> 11,5$
DS4 Colapso	$> 53,16$	$> 56,17$

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se calculó una serie de espectros de demanda para distintas aceleraciones efectiva del suelo (A_0), para lo cual se realizó previamente la conversión del Espectro Elástico de Respuesta del manual de carreteras a un formato ADSR, a través de la ecuación 3.15 ilustrada en el capítulo 3. Una vez obtenidos los espectros de demanda, se intersectó sobre el espectro de capacidad anteriormente ilustrado, tanto en dirección transversal como en longitudinal, tal y como figura a continuación:

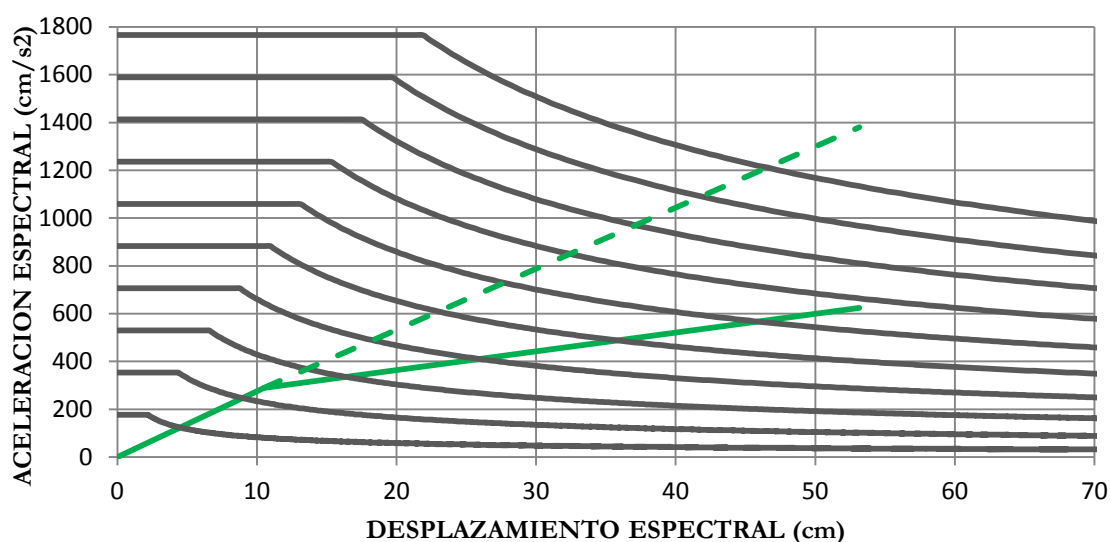


Figura 7. 8: Método del espectro de capacidad en sentido longitudinal.

Fuente: Elaboración propia.

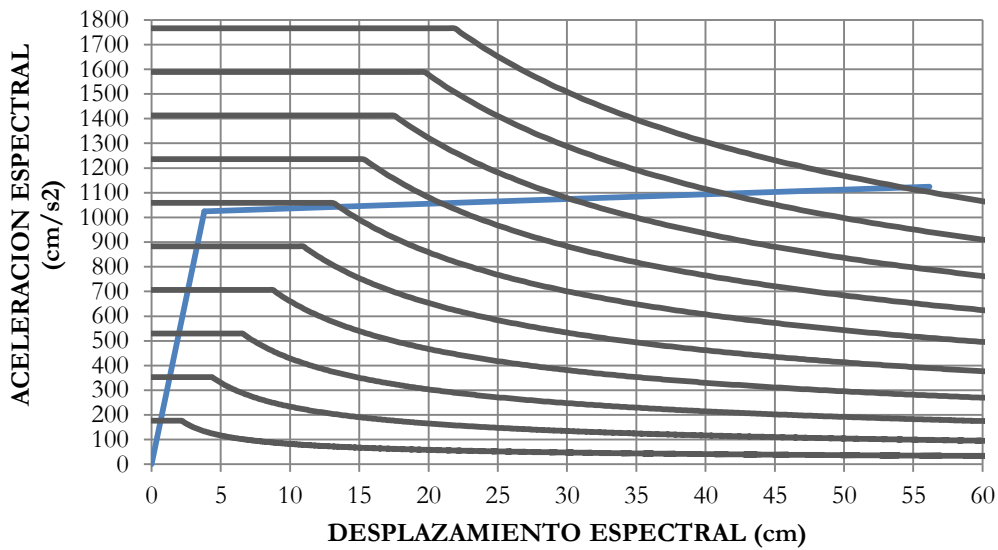


Figura 7. 9: Método del espectro de capacidad en sentido transversal.

Fuente: Elaboración propia.

De la intersección de los espectros de demanda con el espectro de capacidad mostrados anteriormente se obtiene una serie de puntos que son trazados en términos de PGA versus Umbral de Daño, lo que representa la evolución del parámetro del umbral de daño con intensidad de terremoto creciente (PGA en este caso).

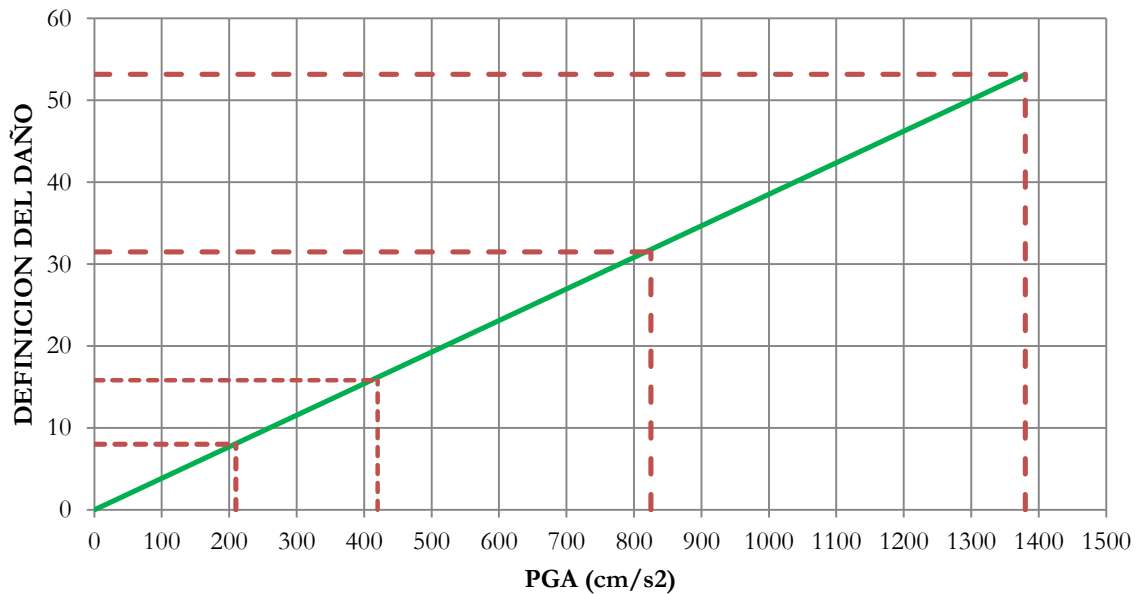


Figura 7. 10: Evolución del daño con parámetros de terremotos en sentido longitudinal.

Fuente: Elaboración propia.

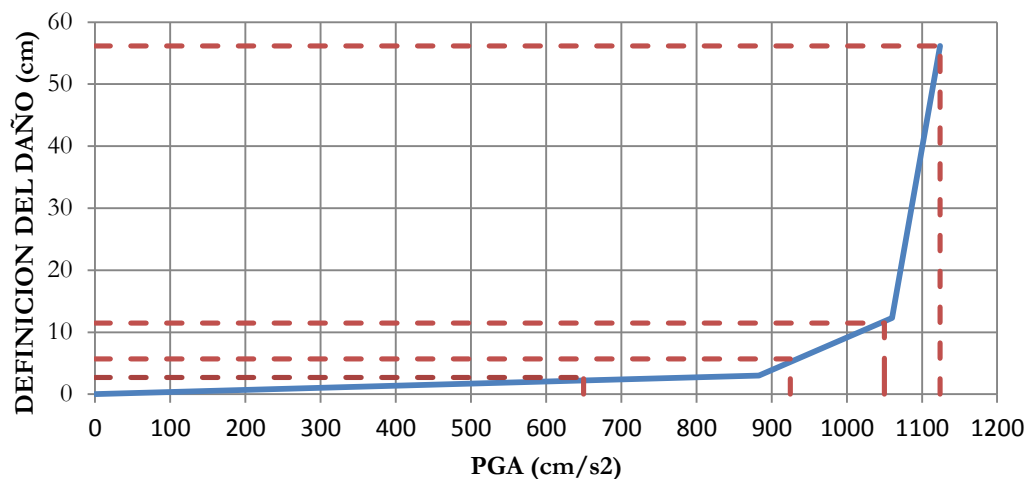


Figura 7. 11: Evolución del daño con parámetros de terremotos en sentido transversal

Fuente: Elaboración propia.

Luego, utilizando la gráfica de umbrales daño versus PGA (figuras 7.10 y 7.11) y las definiciones de los umbrales de daño de la tabla 7.3, se obtiene el parámetro del valor umbral medio (SMI) para cada estado de daño.

Tabla 7. 3: Umbrales de daños medio

Estado de Daño	Umbrales medio de Daño	Umbrales medio de Daño
	(Longitudinal) (cm/s2)	(Transversal) (cm/s2)
Sm1 (Leve)	210	650
Sm2 (Moderado)	420	925
Sm3 (Severo)	825	1050
Sm4 (Colapso)	1380	1124

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente con los parámetros obtenidos anteriormente y considerando una desviación estándar de valor 0.6, de acuerdo al estudio desarrollado por Dutta y Mander (1998), se logró desarrollar las curvas de fragilidad en dirección longitudinal y transversal con la ecuación (3.17) del capítulo III.

Es importante señalar que el método empleado para desarrollar las curvas de fragilidad, quizás no se ajuste a la realidad de Chile, ya que este método teórico se validó sobre la base de las curvas de

fragilidad empíricas obtenidas a partir de datos de daños reales en los terremotos de la Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), por lo que es recomendable establecer criterios objetivos para su determinación.

Una vez desarrolladas las curvas de fragilidad se evaluó la probabilidad de daño de la estructura para aceleraciones máxima horizontales del suelo de 0,4g, valor estimado por el manual de carreteras para una zona sísmica 3; y para una aceleración de 0,59g, valor obtenido a partir de una análisis probabilístico realizado por Alvarado (2012) en la ciudad de Valdivia, este valor se espera para un sismo de $M_s=8.5$, con epicentro a 90 km de Valdivia, cuya probabilidad de ocurrencia es del 51,9%.

En las siguientes ilustraciones se puede observar las curvas de fragilidad en dirección longitudinal y transversal, intersectadas por las aceleraciones señaladas anteriormente y el histograma de probabilidad obtenido del resultado de la intersección de acuerdo a la ecuación 3.16 señalada en el capítulo III.

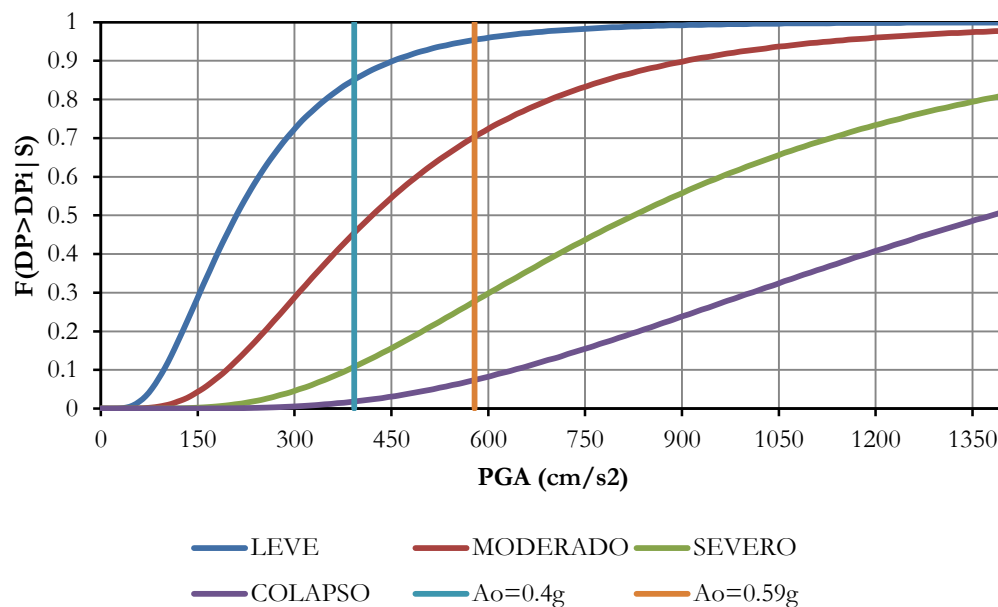


Figura 7. 12: Curvas de Fragilidad Dirección Longitudinal.

Fuente: Elaboración propia.

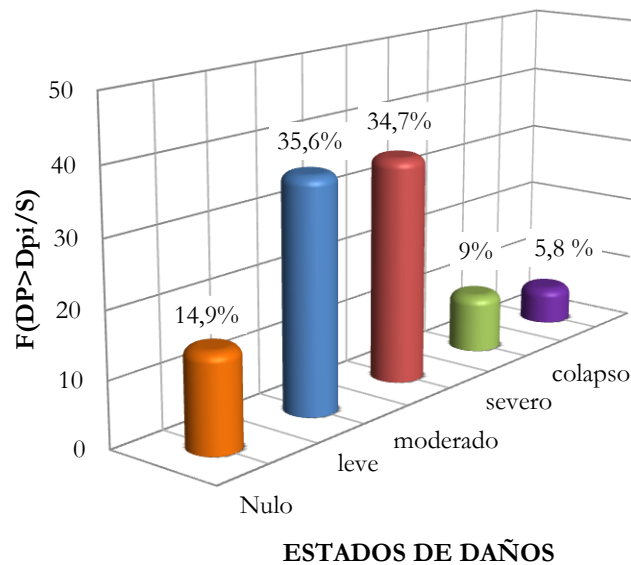


Figura 7. 13: Histograma de probabilidad de daño en Dirección Longitudinal, para $A_0=0,4g$.

Fuente: Elaboración propia.

Del histograma anterior es posible observar que para el análisis en dirección longitudinal para una aceleración máxima efectiva del suelo de $0,4g$, los estados predominantes son el estado leve y moderado, con una probabilidad de ocurrencia del 35,6% y 34,7% respectivamente, seguido por un estado sin daño con un 14,9%; el estado de daño severo alcanza un 9,0 % de probabilidad de ocurrencia, y el estado de colapso un 5,8%. Lo anterior, indica que existe una alta probabilidad de que no exista peligro de colapso estructural, tan solo se espera que existan daños fácilmente reparables. Para el estado de daño leve, se esperan leves desprendimientos, grietas en la zona superior de las columnas, leves movimientos o asentamiento de los estribos. Para el estado de daño moderado se esperan desprendimiento de hormigón en las columnas que requiera una reparación más exhaustiva y grietas de corte.

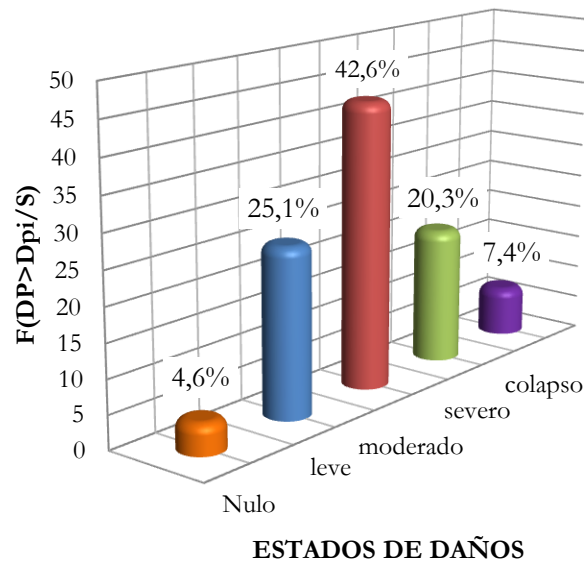


Figura 7. 14: Histograma de probabilidad de daño en Dirección Longitudinal, para $A_0=0,59g$.

Fuente: Elaboración propia.

En la misma dirección de análisis, pero con una aceleración máxima efectiva del suelo de 0,59g, el estado de daño con mayor probabilidad de ocurrencia corresponde al estado moderado con un 42,6%, seguido del estado leve y severo con un 25,1% y un 20,3% respectivamente, finalmente con porcentajes bastante inferiores siguen los estados de daño de colapso y nulo con un valor de 7,4% y 4,6 %. Lo anterior, indica que existe una alta probabilidad de que no exista peligro de colapso estructural, tan solo se espera que existan daños tales como desprendimiento de hormigón en las columnas y grietas de corte.

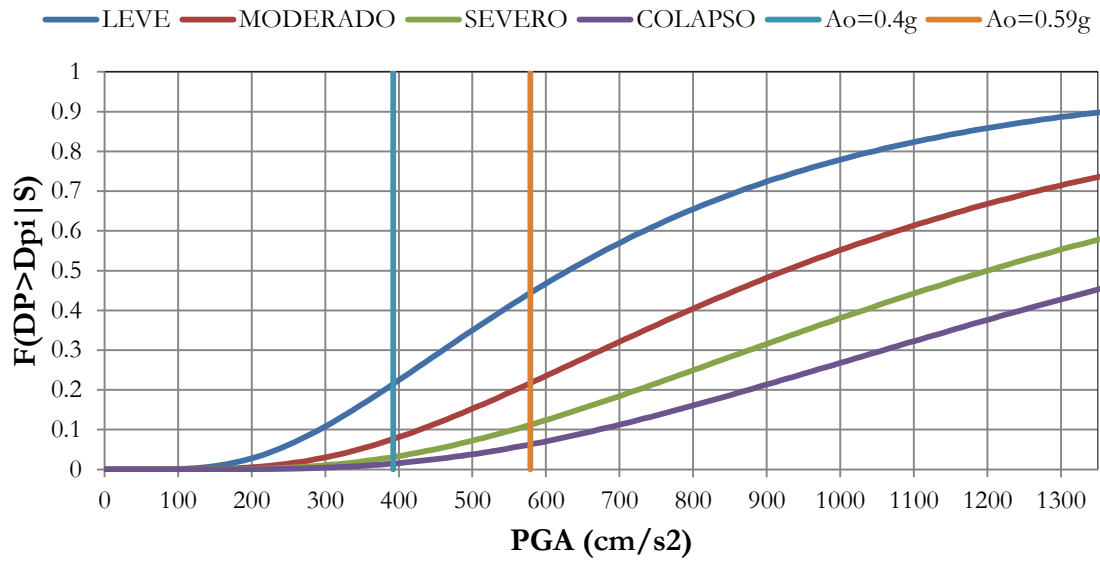


Figura 7. 15: Curvas de Fragilidad Dirección Transversal.

Fuente: Elaboración propia.

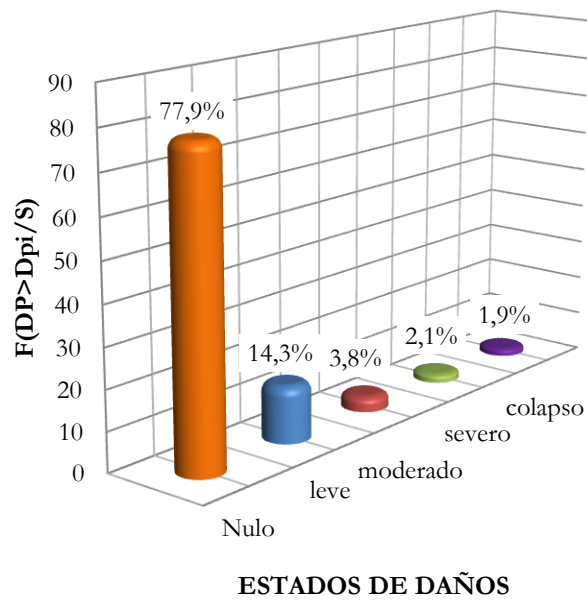


Figura 7. 16: Histograma de probabilidad de daño en Dirección transversal, para $A_o=0,4g$.

Fuente: Elaboración propia.

En base a la ilustración anterior se observa que para una aceleración efectiva del suelo de 0,4g en la dirección de análisis transversal del puente se observa que existe una gran probabilidad de que no exista daño (77,9%), seguido del estado de daño leve con un 14,9 % y con probabilidades de ocurrencia de daño considerablemente menores los estados de daño moderado, severo y colapso. Lo anterior se explicaría por la gran rigidez transversal que aportan los pilares a la estructura.

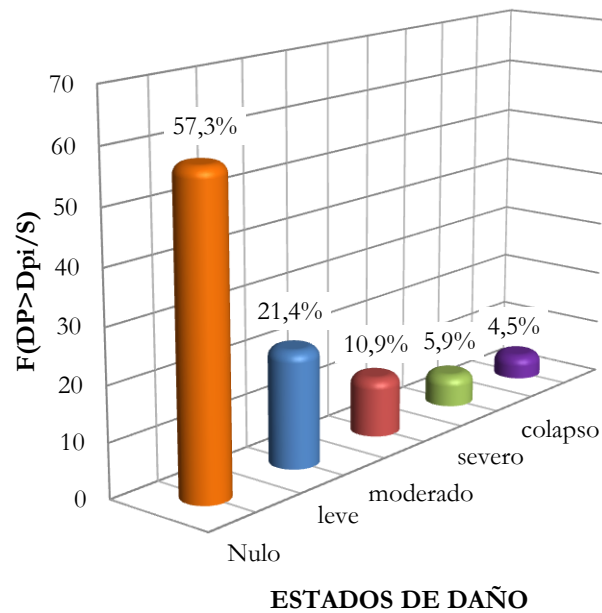


Figura 7. 17: Histograma de probabilidad de daño en Dirección transversal, para $A_0=0,59g$.

Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis en la misma dirección, pero con una aceleración máxima afectiva del suelo de 0,59g, se presenta el daño nulo como la mayor probabilidad de ocurrencia con un 57,3%, posteriormente el estado leve con un 21,4%, después el estado moderado con un 10,9% y finalmente con valores muy próximos el estado severo y colapso con un 5,9% y 4,5% respectivamente.

Resulta clave establecer qué dirección del puente es más vulnerable ante un evento sísmico, por lo cual se procedió a comparar los estados de daños en ambas direcciones de análisis para un mismo sismo, del cual resultaron las graficas que se presentan a continuación:

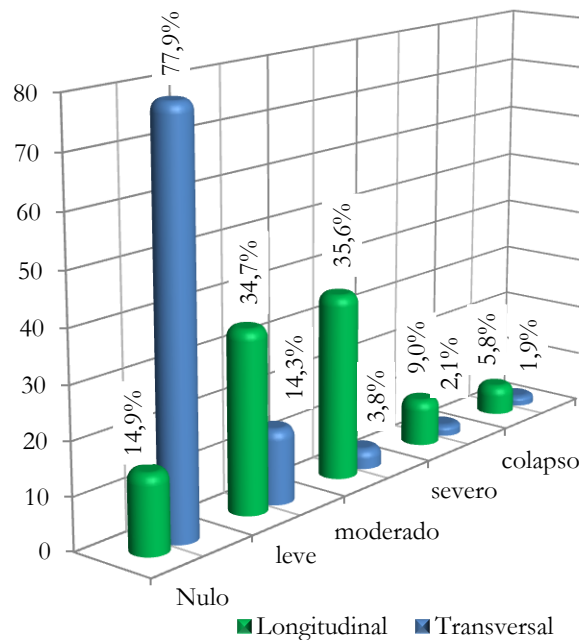


Figura 7. 18: Comparación de Histograma de probabilidad de daño en dirección longitudinal y transversal, para un $A_0=0.4g$.

Fuente: Elaboración propia.

La gráfica anterior corresponde a los estados de daños en dirección longitudinal y transversal para una aceleración efectiva del suelo de $0,4g$. Se observa claramente que la dirección longitudinal del puente es más vulnerable a sufrir daño que en sentido transversal, porque presenta mayores porcentajes en los estados de daño, siendo el estado nulo el que presenta la mayor diferencia porcentual.

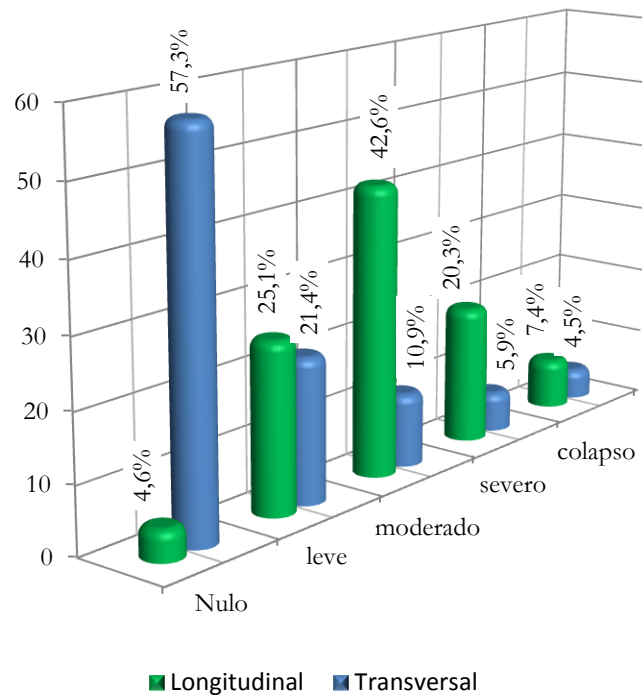


Figura 7. 19: Comparación de Histograma de probabilidad de daño en dirección longitudinal y transversal, para un $A_0=0.59g$.

Fuente: Elaboración propia.

Para una aceleración máxima efectiva del suelo de $0,59g$, se observa condiciones similares que el histograma anterior, pero con porcentajes de daño leve muy próximos entre sí.

En base a los histogramas ilustrados en las figuras 7.18 y 7.19 se concluye que la dirección más vulnerable es la dirección longitudinal. Esta conclusión se fundamenta en dos razones. Primero porque la resistencia del puente es menor en esta dirección debido a la orientación de los pilares del puente (su eje mayor es perpendicular al eje de puente). Segundo porque la brecha entre el tablero y los pilares del puente es relativamente pequeña. En dirección longitudinal se necesita un menor desplazamiento para la caída del tablero que en dirección transversal.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES



Cortesía Víctor Aguilar

CAPITULO VIII: CONCLUSIONES

8.1 Conclusiones y Recomendaciones

- Del Estado del Conocimiento generado en base a una recopilación bibliográfica actualizada, se puede concluir que durante los últimos años el estudio de vulnerabilidad sísmica de puentes ha tenido un mayor interés a nivel internacional, sin embargo se ha investigado a una escala mucho menor en comparación al estudio de vulnerabilidad sísmica de edificaciones. En Chile este tipo de estudios en puentes no se ha abordado pese a ser uno de los países más sísmicos del mundo.
- Del evento sísmico del 27 de febrero del 2010 ocurrido en Chile, el cual fue un terremoto excepcionalmente severo, se observó que los puentes viga simplemente apoyado de hormigón postensado tuvieron un mejor comportamiento bajo la acción sísmica. Por otra parte, los puentes viga mixto simplemente apoyados de acero-hormigón fueron los que resultaron más dañados.
- De los análisis de daños de puentes por intensidad se concluye que la escala de Mercalli Modificada desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras no refleja el daño en los puentes.
- Se observa que las aceleraciones propuestas por el manual de carreteras de Chile es prácticamente acertada, a través de la comparación de estas con las registradas por estaciones sismológicas durante el sismo del 27 de febrero de 2010. Sin embargo, hay 3 sitios puntuales donde notoriamente esto no se cumple. Se registró en esas estaciones mayores aceleraciones del suelo en la dirección la horizontal y vertical que las de diseño, a pesar que la norma no define acción sísmica en dirección vertical, esta situación hace pensar que ese aumento en la repuesta es debido a efectos de sitio.
- Los puentes cercanos a las estaciones sismológicas que registraron aceleraciones superiores a las propuesta por el manual de carreteras, presentaron graves daños, se presume algunos de estos daños fueron influenciados por la excesiva aceleración vertical registrada en combinación con la aceleración horizontal.

- El puente Pedro de Valdivia ha resistido sismos de gran magnitud, como por ejemplo el terremoto de Valdivia de 1960, el terremoto de 1985, y el reciente terremoto del 27 de febrero del 2010. Ello ha dejado huellas de agrietamiento al interior de la superestructura que deben ser evaluadas para un análisis de vulnerabilidad más exhaustiva, así como también incorporar en el análisis el estado de corrosión de las armaduras, nidos de piedras presentes en la estructura y otros tipos de patologías que pudiesen existir.
- Sobre la base de estudios de caracterización dinámica experimental del puente y la calibración del modelo, se presume que la estructura con el paso de los años cambio su frecuencia, por ser muy probable que los apoyos de las vigas cajón que descansan en las cepas extremas ya no trabajen como apoyos deslizante, si no, como apoyos fijos, de este modo cambio la estructura, funcionando de forma distinta a la original.
- La vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia, medida a partir de las curvas de fragilidad para una aceleración efectiva del suelo de 0,4g, en dirección de análisis longitudinal, concentra el daño mayoritariamente en el estado leve y moderado, es decir, no habría peligro de colapso estructural inminente o existirían daños fácilmente reparables, como leves desprendimientos, grietas en la zona superior de las columnas, leves movimientos o asentamiento de los estribos. También existe una probabilidad similar de desprendimiento de hormigón en las columnas, que requiera una reparación más exhaustiva y/o grietas de corte.

En la misma dirección de análisis pero con una aceleración efectiva del suelo de 0,59g, se concentra el daño mayoritariamente en el estado moderado, es decir, se esperaría grietas de corte y desprendimiento de hormigón en las columnas.

- Los resultados de la vulnerabilidad sísmica en dirección transversal, para una aceleración efectiva del suelo de 0,4g y 0,59g, indican que existe gran probabilidad de que no se presente ningún tipo de daño.
- Finalmente el presente estudio muestra que la dirección crítica es la dirección longitudinal. Esta conclusión se basa en dos razones. Primero porque la resistencia del puente es menor en esta dirección debido a la orientación de los pilares del puente (su eje mayor es perpendicular al eje de puente). Segundo porque la brecha entre el tablero y los pilares del puente es relativamente pequeño. En dirección longitudinal se

necesita un menor desplazamiento para la caída del tablero que en dirección transversal.

8.2 Futuras líneas de investigación

En base a los resultados de esta tesis, se recomienda los siguientes trabajos de investigación:

- Realizar estudios de Riesgo Sísmico, donde estén involucrados además de la vulnerabilidad sísmica, la peligrosidad, de una determinada zona de emplazamiento, indicando efectos de sitios y donde también se incorporen variables que cuantifiquen el coste económico y tiempo de reposición de las distintas tipologías de puentes ante distintas demandas de peligro sísmico. Con el fin de servir a las entidades gubernamentales en la generación de planes de mitigación ante futuras amenazas sísmicas.
- Generar una gran base de datos de daños observados en puentes por el terremoto del 27 de febrero del 2010, con el fin de construir curvas de fragilidad empíricas.
- Obtener los parámetros para umbrales de daños y desviación estándar que se ajusten a la realidad de Chile calibrando curvas de fragilidad analítica con curvas de fragilidad reales.
- Realizar estudios de vulnerabilidad sísmica para otros puentes de Valdivia, de la región y del país.
- Generalizar y proponer un procedimiento simplificado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de tipologías de puentes propias de Chile

BIBLIOGRAFÍA

- AGUIAR, R. 2010. Visita a los puentes afectados por el sismo del 27 de febrero de 2010. Enviado de la ESPE a estudiar el sismo de Chile. . (Original no consultado, citado por: AGUIAR, R.; M. AUQUI, N. GARZÓN. 2010. Aisladores de base elastomérico con perno macizo. IV Congreso internacional ingeniería estructural sísmica y puentes, Perú).
- ALVARADO, D. 2012. Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Valdivia. Etapa1: Determinación del Peligro Uniforme y Caracterización Dinámica de los Suelos empleando la Técnica de la Razón Espectral de Nakamura. Informe de Resultados. CDT Cámara Chilena de la Construcción. Universidad Austral de Chile, Valdivia.
- ÁLVAREZ, J.; A. BENGOCHEA. 2003. Comportamiento sísmico de puentes arco: Un panorama del estado del conocimiento. Ingeniería sísmica. 68: 21-53.
- ASOCER, 1994. Evaluación del concreto por el esclerómetro. Boletín Técnico N°60.
- BANERJEE, S.; M. SHINOZUKA. 2007. Nonlinear static procedure for seismic vulnerability assessment of bridges. Computer-Aided civil and infrastructure engineering. 22: 293-305.
- BARRIENTOS, S. 2010. Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010. Informe técnico actualizado 27 de mayo 2010, Servicio sismológico, Universidad de Chile, Santiago.
- BASÖZNI, KIREMIDJIAN AS, KING SA, LAW KH, 1999. Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, earthquake. Earthquake Spectra 15(1):25–54
- RESEMINI, S. 2003. Vulnerabilità Sismica dei Ponti Ferroviari ad Arco in Muratura, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Genova.
- BHATTI, A.Q. 2009. Seismic Vulnerability of Historical Arch Type Bridge Structures in Italy. Tesis advanced masters in structural analysis of monuments and historical constructions, University Padova, 55p.
- BIGNELL, J.; J. LAFAYE; N. HAWKINS. 2005. Seismic Vulnerability assessment of wall pier supported Highway bridges using nonlinear pushover analyses. Engineering structures. 27: 2044 – 2063.
- CAMILO, L. 1995. Procedimiento aproximado para la determinación capacidad sísmica de edificios. Tesis de maestría (Estructuras), DEPI, UNAM, México.

- CHANG, T. L.; D. W. CHANG; M. Y. CHENG; S. J. CHI. 2006. Taiwan Highway bridge aseismic evaluation. 4th International conference on earthquake engineering, Taipei, Taiwan, Paper N°239.
- CEMBRANO, J.; G. ARANCIBIA. 2010. Naturaleza del terremoto de Constitución (Mw=8.8) 27 de febrero 2010).
- CHOI, E.; R. DESROCHES; B. NIELSON. 2004. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. Engineering structures. 26: 187 – 199.
- CID, C. 2010. Vigas prefabricadas para puentes. Seminario Preansa, Hormigón estructural prefabricado: Lecciones del sismo de 27 de febrero 2010, Santiago, Chile.
- CONTROLS, S.A. 2011. BARTRACKER. Disponible en: http://www.controlsgroup.net/products.php?code=54&page=Durability_evaluation&product=596&product_name=BARTRACKER&language=1. Consultado el: 02 de Junio del 2011.
- CORREA, M. 1993. Aplicación del método del espectro de capacidad a edificios en el Valle de México. Tesis de maestría (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
- DAROCA, S. 1998. “Instalación de una red de acelerógrafos en el Puente Marga-Marga”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago Chile.
- Dávila, M. 2010, 02, 28. Terremoto azota la zona centro-sur de Chile. La Tercera. Disponible en: http://latercera.com/contenido/683_20701_7.shtml. Consultado el: 03 de junio de 2010.
- DELGADO, P.; M. MARQUES; R. MONTEIRO; R. DELGADO; A. COSTA. 2006. Two ways of assessing the seismic the seismic vulnerability of bridges. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper N°903.
- DIARIO AUSTRAL, 2010. Diario Austral Región de los Ríos. Disponible en: http://www.australvaldivia.cl/prontus4_notas/site/extra/pdp/pdp.html?s=www.australdelosrios.cl. Consultado el 01 de marzo 2010.
- EGNATIA ODOS. 2010. The EGNATIA ODOS A.E. contribution to the community and the engineering industry. Disponible en: <http://www.egnatia.gr/page/default.asp?la=2&id=702>. Consultado el: 11 de octubre 2010.
- ESPINOZA F.; C. I. HUERTA; J. R. JUÁREZ; J. P. TORRES; E. MALDONADO; R. S. CONTRERAS; A. REYNAGA; E. RAMÍREZ; J. A. GONZÁLEZ; L. A. MONGE. 2008.

Seismic study of the urban bridges of the city of Ensenada, Baja California, Mexico. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

FAJFAR, P. 2000. Structural analysis in earthquake engineering – A breakthrough of simplified nonlinear methods. 12th European conference on earthquake engineering, Ljubljana, Slovenia, Paper N°. 843.

FAJFAR, P.; P. GASPERSIC. 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC building. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 25, 31-46, (1996).

GÓMEZ, C.; L.A. BARRERA. (2007). Preliminary estimation of seismic vulnerability of a database of bridges located at the Mexican Pacific Coast. Proceedings of the IABSE Symposium Improving Infrastructure Worldwide. Paper number A-0707.

GÓMEZ, C.; J. M. ALONSO; J. M. GÓMEZ. 2008. Influence of the substructure irregularity in Highway bridge seismic behaviour. The 14th World conference on earthquake engineering, Beijing, China.

GONZALEZ, G. s.f. mapa de localización de la zona de ruptura de los principales terremotos ocurridos en el margen continental chileno registrados desde 1906. (Original no consultado, citado por: CEMBRANO, J.; G. ARANCIBIA. 2010. Naturaleza del terremoto de Constitución (Mw=8.8) 27 de febrero 2010).

HOSSEINZADEH, N. 2008. Vertical component effect of earthquake in seismic performance of reinforced concrete bridge piers. The 14th World conference on earthquake engineering, Beijing, China.

JARA, J. M.; A. GALVÁN; I. AGUILAR; M. JARA; H. HERNÁNDEZ. 2008. Seismic Vulnerability of an Isolated Bridge in Mexico. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

JARA, J. M.; M. JARA; B. OLMOS; J. LÓPEZ. 2010. Criterio de selección de estructuras tipo de puentes para su evaluación sísmica. VI Congreso Internacional sobre patología y recuperación de estructuras, Córdoba, Argentina.

KANAMORI, H.; J. J. CIPAR. 1974. Focal process of the great Chilean earthquake May 22, 1960. [Physics of The Earth and Planetary Interiors](#). 9(2): 128-136.

KAPPOS, A.; I. MOSCHONAS; T. PARASKEVA; A. SEXTOS. 2006. A methodology for derivation of seismic fragility curves for bridges with the aid of advanced analysis tools. First

European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper N°275.

- KAUSEL, E. s.f. Informe del subdirector del Instituto de Sismología de la Universidad de Chile. Disponible en: <http://www.ssn.unam.mx/website/jsp/reportesEspeciales/27feb10-chile.pdf>. Consultado el 02 de febrero 2010.
- KARAKOSTAS, C.; T. MAKARIOS; V. LEKIDIS; A. KAPPOS. 2006. Evaluation of vulnerability curves for bridges-a case study. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper N°1435.
- KASHIGHANDI, P.; S.J. BRANDENBERG; J. ZANG; Y. HUO; M. ZHAO. 2008. Fragility of older-vintage continuous California bridges to liquefaction y lateral spreading. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- KRAWINKLER, H.; G.D. SENEVIRATNA. 1998. Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering Structures, Vol 20, N°(4-6), Estados Unidos, pp. 452-464.
- KURIAN, S. A.; S. K. DEP; A. DUTTA. 2006. Seismic Vulnerability Assessment of a Railway Overbridge Using Fragility Curves. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper N°.317.
- LANDA, L. 2006. Procedimiento para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes, MsC. Thesis, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia, Michoacán, México.
- LANDA, L; M. JARA; J. M. JARA; H. HERNÁNDEZ. 2008. Seismic Assessment Analysis of Bridge in Mexico. Seismic Vulnerability of an Isolated Bridge in Mexico. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- LEYTON, F.; S. RUIZ.; S. SEPÚLVEDA. 2010. Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central" Andean Geology. Vol. 37, No 2: pp. 455-472
- LI, Q.; Y. LI. 2008. Performance-Based Seismic Evaluation of Long-Span Bridges in China. Seismic Vulnerability of an Isolated Bridge in Mexico. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

- LOBO, J. SF. Diseño de Cimbra para Encofrados de Losa Plana. Proyecto fin de carrera. Universidad Pontificia Comillas. Escuela Técnica Superior de Ingeniería.
- LÓPEZ, A. 2009. Una Gran Obra para el Cuarto Centenario. Diario Austral Región de los Ríos. Disponible en: http://www.australvaldivia.cl/prontus4_nots/site/artic/20090419/pags/20090419000604.html. Consultado el: 09 de junio 2010.
- MADARIAGA, R. 1998. Sismicidad de Chile. Física de la tierra. 10: 221-258.
- MALDONADO, E. 2000. Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes. PhD Thesis, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- MALDONADO, E.; J. CASAS; J. CANAS. 2002. Aplicación de los Conjuntos Difusos en la Evaluación de los parámetros de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. 18(2): 209-226.
- MEZZINA, M.; D. RAFFAELE. 2008. Seismic Vulnerability of R.C. Circular Bridge Columns. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- MICOV, V.; D. RISTIC; U. E. DORKA; M. JOVANOVIĆ. 2008. Efficient Bridge Seismic Isolation System with Innovative Multi-Level Seismic Energy Balance. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- MINISTERIO DE INTERIOR (CHILE). 2010. Fallecidos confirmados con RUT y Certificado de Defunción de Registro Civil. [Informe 15-05](#).
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (CHILE). 2010. MOP inicia reparación definitiva del puente Cardenal Raúl Silva Henríquez de Constitución. Disponible en: <http://mopinforma.blogspot.com/>. Consultado el 15 de junio 2010.
- MUNICIPALIDAD DE VALDIVIA. 2002. Atractivos Culturales. Disponible en: <http://www.munivaldivia.cl/comuna/attractivos/culturales2.html>. Consultado el: 15 de junio 2010.
- MOEHLE, J.P, EBERHARD, M.O. 2000. Earthquake damage to bridges. Bridge Engineering Handbook, Boca Raton: CRC Press. (Original no consultado, citado por : SCHANACK, F.; G. VALDEBENITO; J. ALVIAL. 2010. En: Seismic damage to bridges during the February 27, 2010, Chile magnitude 8.8 earthquake. 15 pag.)

- MONJE DE LA CRUZ, L.; J. TORRES; F. ESPINOZA; J. JUÁREZ; L. LÓPEZ; C. NAVARRO; E. MALDONADO. 2009. Aplicación cartográfica on-line de puentes urbanos. GeoFocus (informes y comentarios), n°9, p.19-28. ISSN: 1578-5157.
- MOSCHONAS, I. F.; P. PANETSOS; T. MAKARIOS; A. J. KAPPOS; V. PAPADOPOULOS; P. THANOPOULOS. 2009. Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies. Bulletin Earthquake of Engineering. 7 (2): 439-468.
- MOYA, M.P. 2006, 06, 04. El estado de los puentes en Chile. Diario La Nación. Disponible en: http://www.lanacion.cl/prontus_noticias/site/artic/20060703/pags/20060703184126.html. Consultado el: 10 de junio 2010.
- MWAFY, A. M.; O. KWON.; A. S. ELNASHAI. 2008. Inelastic Seismic Response of a 59-span Bridge with Soil-Structure Interaction. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- NAKAMURA, Y. 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, 30 (1), pp. 25-33.
- NAVARRO, A. s.f. Proyecto de ley que establece limitaciones al derecho a estacionarse en calles o avenidas altamente congestionadas, Santiago, Chile.
- OLLER, S.; A. H. BARBAT. 2006. Moment-Curvature Damage Model for Bridges Subjected to Seismic loads. Computer methods in applied mechanics and engineering. 195: 4490-4511.
- OLMOS, B. A.; J. M. JARA. 2009. Metodología para obtener curvas de fragilidad de puentes con sistemas de aislamiento. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Mexico.
- PELÀ, L.; A. APRILE.; A. BENEDETTI. 2009. Seismic Assessment of Masonry Arch Bridges. Engineering Structures. 31: 1777-1788.
- POTTATHEERE, P.; P. RENAULT. 2008. Seismic Vulnerability Assessment of Skew bridges. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- PHILLIP, W. 2006. Vulnerability Study of The US Highway Bridge Systems. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper N°318.
- PINTO, A. V.; P. PEGON; G. MAGONETTE; G. TSIONIS. 2004. Pseudo-Dynamic Testing of Bridges Using Non-Linear Substructuring. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 33: 1125-1146.

- PIZARRO, A. 2010. Álbum Ana Pizarro. Proyecto conmemoración 50 años terremoto 1960. Disponible en: http://www.terremoto1960.cl/index.php?option=com_content&view=section&layout=blog&id=11&Itemid=37&lang=es. Consultado: 30 de mayo del 2010.
- PRIESTLY, M. J.; G. M. CALVI. eds. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York, John Wiley & Sons, inc. 667p.
- REN, S.; M.P. GAUS. (1996). Gis tools for regional bridge seismic risk assessment. Technical report GIS-2. Department of Civil Engineering, State University of NY at Buffalo.
- RIVERA, D. 2008. Seismic Vulnerability Evaluation of RC Urban Bridges. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- SAFINA, S. 2002. Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, análisis de su contribución al riesgo sísmico. Tesis doctoral, Univ. Politécnica de Cataluña, departamento de ingeniería del terreno, cartografía y geofísica.
- SALIGER, 1957. El Hormigón Armado. Materiales, cálculo y formas constructivas. Segunda edición.
- SANTIBÁÑEZ, D. 2006. Determinación del potencial de licuefacción de suelos no cohesivos saturados bajo cargas sísmicas usando el ensayo de penetración estándar. Tesis para optar el título de ingeniero constructor, Univ. Austral de Chile, Fac. Cien. de la Ing. 125p.
- SCHANACK, F. 2010. Archivo fotográfico puente Pedro de Valdivia.
- SCHANACK, F.; G. VALDEBENITO; J. ALVIAL. 2010. Seismic damage to bridges during the February 27, 2010, Chile magnitude 8.8 earthquake. 15 pag.
- SERNAGEOMIN. 2004. "Geología para el ordenamiento territorial: Área de Valdivia, Región de los Ríos. Mapa 6: Características Geotécnicas Básicas y Respuesta Sísmica", Santiago, Chile.
- SHINOSUKA, M.; M. Q. FENG; H. KIM, T. UZAWA, T. UEDA. 2001. Statistical analysis of fragility curves. Technical report MCREER. University of southern California, Los Angeles, California.
- SUN, L.; X. YU; C. ZHOU. 2006. Simulation Techniques for Collapse Analysis of RC Bridges Under Strong Earthquake. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper N°.262.
- TAPIA, P.; W. ROLDAN; C. VILLACIS. 2002. Vulnerabilidad Sísmica de las ciudades del Norte de Chile: Arica, Antofagasta y Copiapó. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería

- Antisísmica. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile, Tema: Riesgo sísmico.
- TSAI, I.; Y. CHEN. 2006. Seismic Capacity Evaluation of Bridges With Scoured Group Pile Foundations. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper N°.053.
- UNIÓN, A. 2010. Daños en puentes y pasarelas sismo 27 de febrero 2010 3:34. Seminario internacional de nuevas tecnologías en diseño y construcción de puentes, Valdivia, Chile.
- URRUTIA, R. y LANZA, C. 1993. Catástrofes en Chile, 1541-1992. Santiago: Editorial La Noria.440p.
- USGS, 2010. Historic World Earthquakes. Disponible en: http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/historical_country.php#chile. Consultado el: 3 de junio 2010.
- VIGNY. 2003. Mapa de contexto tectónico. (Original no consultado, citado por: BARRIENTOS, S. 2010. Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010. Informe técnico actualizado 27 de mayo 2010, Servicio sismológico, Universidad de Chile, Santiago).
- XIANGUO, Y. 1996. Evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismo. Tesis doctoral (Estructuras), DEPI, UNAM, México.
- XINREN, W.; W. ZATAR; I. HARIK. 2004. Ambient vibration-based Seismic Evaluation of a Continuous Girder Bridge. 26: 631-640.
- ZHANG, J.; Y. HUO; S.J. BRANDENBERG; P. KASHIGHANDI. 2008. Fragility functions of different bridge types subject to seismic shaking and lateral spreading. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- ZHANG, K.; X. ZHU; C. JIANG. 2008. An Application of Seismic Financial Risk Assessment of Three-Span Continuous Rigid Frame Bridges. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- ZUÑIGA, V. 2008, 11, 10. MOP intervendrá diez puentes mayores antes de 2010. Diario El Mercurio. Disponible en: <http://diario.elmercurio.cl/detalle/index.asp?id={3b73bffd-49cc-49fe-a384-e87be80b95ea}>. Consultado el: 10 de junio 2010.

ANEXO A

A.1. Información general de puentes afectados por el terremoto del 27 de febrero del 2010

Tabla A.1: Información general de los puentes afectados por el terremoto del 27 de febrero del 2010. Fuente: Elaboración propia.

ave	Puente	Tipología Estructural	Ubicación	Sísmica	Intensidad
	P.I. Camarico	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Pangue Oriente	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Pangue Poniente	Viga s. a. de H. postensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. I. Unihue	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Maule	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Villa Alegre	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Putagan	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Piguchen Poniente	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Retiro	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Cruce Copihue	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Copihue	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Bullileo	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Parral	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. La Vega Poniente	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. San Gregorio	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Cruce San Gregorio	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Las Rosas	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Navotavo Calle de Servicio	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Baena	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Cocharcas	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Ñuble Oriente	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Acceso Norte Chillan	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. S. FFCC. Chillan	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.S. Confluencia Oriente	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P.I. Chillan Sur	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Nebuco Poniente	Viga s. a. de H. pretensado	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Nebuco Oriente	Viga Gerber de H.	R-5. Talca-Chillan	2	VII
	P. Cardenal Raúl Silva Henríquez	Viga Continua de A-H	Constitución VII	5	VIII

Clave	Puente	Tipología Estructural	Ubicación	Sísmica	Intensidad
29	P. El Parrón	Viga s. a. de H. postensado	Curanipe, M-80-N	3	VIII
30	P. Lautaro	Viga s. a. de H. postensado	Curico, K-60	3	VIII
31	P. Pichibudi (maremoto)	Viga s. a. de A-H	Iloca-Duao J-60	3	VIII
32	P. La Capilla	Losa de H. Armado	Ruta I-72	3	VII
33	P. Iloca 2	Viga s. a. de H. armado	Licanten (Curicó)	3	VIII
34	P. Llico	Viga continua de H. postensado	Vichuquén(Curicó)	3	VIII
35	P. Boyeruca	Viga continua de H. postensado	Vichuquén(Curicó)	3	VIII
36	P. Rahue	Viga continuo de H. armado	Cauquenes	3	VIII
37	P. Pellines	Viga s. a. de A-H	Constitución M-50	3	VIII
38	P. Santa Ana	Viga s. a. de A-H	Constitución M-50	3	VIII
39	P. Punchema	Losa de H. Armado	Cauquenes	3	VIII
40	P. Mariscadero	Viga s. a. de H. postensado	Cauquenes, M-80-N	3	VIII
41	P. Curanipe	Viga s. a. de H. postensado	Cauquenes, M-80-N	3	VIII
42	P. Chovellen	Viga s. a. de H. postensado	prov Cauquenes, ruta	3	VIII
43	P. Bucalemu	Viga s. a. de H. postensado	ruta I-502	3	VII
44	P. El Batro	Viga s. a. de H. armado	V Región	3	VI
45	P. El Yugo N°1	Viga s. a. de H. pretensado	V Algarrobo G-98-F	3	VI
46	P. El Yugo N°2	Viga s. a. de H. pretensado	Algarrobo	3	VI
47	P. La Laguna	Viga continuo de H. armado	V Región	3	<VI
48	P. Las Tablas	Viga s. a. de H. postensado	comuna valparaíso	3	VI
49	P. Los Batros	Viga s. a. de A-H	V Región, ruta G-98-	3	VI
50	P. Rapel	Viga Gerber de H.	Ruta I-80-G	3	VI
51	P. Cáhuil	Viga s. a. de H. postensado	Cáhuil, I-502	3	VI
52	P. San Gerónimo	Losa de H. Armado	Algarrobo, G-98-F	3	VI
53	P. Seminario	Viga s. a. de A-H	Algarrobo, G-98-F	3	VI
54	P. Yali N°1	Viga s. a. de A-H	Santo Domingo	3	VI
55	P. Yali N°2	Viga s. a. de H. pretensado	Santo Domingo	3	VI

Clave	Puente	Tipología Estructural	Ubicación	Sísmica	Intensidad
56	P.I. La Higuera	Viga s. a. de H. pretensado	Cachapoal, G-80-I	2	VI
57	P.I. Atravieso La Moránina	Viga s. a. de H. pretensado	Cachapoal	2	VI
58	P. El Bucho	Viga s. a. de A-H	Lolol, I-592	3	VII
59	P. Apalta	Viga s. a. de A-H	Chépica, I-50	2	VII
60	P. Errazuriz	Viga s. a. de H. postensado	Palmilla, H-82-I	3	VII
61	P. Mataquito	Viga s. a. de H. postensado	entre Talca y Curico	3	VIII
62	P. Juan Pablo II	Viga s. a. de H. armado	Concepción	3	VII
63	P. Llacolén	Viga s. a. de H. pretensado	Concepción	3	VII
64	P. Bío-Bío viejo	Viga s. a. de A-H	Concepción	3	VII
65	P. La Mochita	Viga s. a. de H. pretensado	Concepción	3	VII
66	P. Raquí 1	Viga s. a. de A-H	Arauco, ruta P-22	3	VI
67	P. Raquí 2	Viga s. a. de A-H	Arauco	3	VI
68	P. Tubul	Viga s. a. de A-H	Tubul	3	VI
69	P. Las Ballenas	Viga s. a. de H. pretensado	Penco	3	VII
70	P.S. Lo Echevers	Viga s. a. de H. pretensado	Vespucio norte	2	VI
71	P.S. Miraflores	Viga s. a. de H. pretensado	Vespucio norte	2	VI
72	P.S. Independencia	Viga s. a. de H. pretensado	Vespucio norte	2	VI
73	P. Sauce	Losa de H. Armado	Ruta G-880	3	VII
74	P.S. FFCC Matta	Viga s. a. de A-H	Sistema norte sur	2	VI
75	Atravieso Azufradero	Viga s. a. de H. pretensado	Ac. sur a Santiago	2	VI
76	Atravieso Chada	Viga s. a. de H. pretensado	Ac. sur a Santiago	2	VI
77	P.I. Los pinos	Viga s. a. de H. pretensado	Ac. sur a Santiago	2	VI
78	P.S. FFCC Hospital Oriente	Viga s. a. de H. pretensado	Sant.- Talca R- 5	2	VI
79	P.I. Las-mercedes	Viga s. a. de H. pretensado	By pass Rancagua	2	VI

A.2. Daños observados en puentes causados por el terremoto del 27 de febrero del 2010

Tabla A.2: Información general estaciones sismológicas. Fuente: Benjamín Celedón.

Clave	Desplaz. tablero	Caída tablero	Daño tope sísmico	Descenso terraplén de acceso	Daño barra de anclaje	Daño estribo	Daño cepa	Daño viga	D. placa de apoyo
1	no	no	si	no	no	no	no	si	no
2	no	no	si	no	no	no	no	si	no
3	no	no	si	no	no	no	si	no	no
4	si	no	si	no	si	no	no	si	no
5	no	no	si	no	no	no	no	si	no
6	no	no	si	no	no	no	no	si	no
7	si	no	si	no	si	no	no	si	si
8	no	no	no	no	no	no	no	si	no
9	no	no	si	no	no	no	no	si	no
10	no	no	si	no	no	no	no	si	no
11	no	no	si	no	no	no	no	si	no
12	no	no	si	no	no	no	no	si	si
13	no	no	si	no	no	no	no	si	no
14	no	no	si	no	no	no	no	si	no
15	no	no	no	no	no	no	no	si	no
16	no	no	no	no	no	no	no	si	no
17	si	no	no	no	si	no	no	si	si
18	no	no	si	no	no	no	no	si	no
19	no	no	si	no	no	no	no	si	no
20	si	no	si	no	si	no	no	si	si
21	si	no	si	no	si	no	no	si	si
22	si	no	si	no	si	no	no	no	si
23	si	no	no	no	si	no	no	no	si
24	no	no	si	no	no	no	no	si	no
25	no	no	si	no	no	no	no	si	no
26	si	no	si	no	si	no	no	si	si
27	no	si	no	no	no	no	si	no	no
28	si	no	si	no	no	no	si	si	si

	Desplaz. tablero	Caída tablero	Dañó tope sísmico	Descenso terraplén de acceso	Dañó barra de anclaje	Dañó estribo	Dañó cepa	Dañó viga	D. placa de apoyo
Clave									
29	si	si	si	no	no	si	no	no	no
30	si	no	si	si	no	no	si	no	no
31	si	no	no	no	no	no	no	si	no
32	no	no	no	no	no	no	no	no	no
33	no	no	no	si	no	no	no	no	no
34	no	no	si	si	no	no	no	no	no
35	no	no	si	si	si	no	no	no	no
36	no	no	no	si	no	no	no	no	no
37	no	no	no	si	no	no	no	no	no
38	no	no	no	si	no	no	no	no	no
39	no	no	no	si	no	si	no	no	no
40	no	no	si	si	no	no	no	no	no
41	no	no	no	si	no	no	no	no	no
42	no	no	si	no	no	no	no	no	no
43	no	no	no	no	no	no	no	no	no
44	no	no	no	no	no	no	no	no	no
45	no	no	no	no	no	no	no	no	no
46	no	no	no	no	no	no	no	no	no
47	no	no	no	no	no	no	no	no	no
48	no	no	no	no	no	no	no	no	no
49	no	no	no	no	no	no	no	no	no
50	si	no	no	no	no	si	si	no	no
51	si	no	si	no	no	no	no	no	no
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no
53	no	no	no	no	no	no	no	no	no
54	si	no	si	no	no	no	no	no	si
55	no	no	no	no	no	no	no	no	no
56	si	no	si	no	si	si	no	si	si

Clave	Desplaz. tablero	Caída tablero	Daño tope sísmico	Descenso terraplén de acceso	Daño barra de anclaje	Daño estribo	Daño cepa	Daño viga	D. placa de apoyo
57	no	no	si	no	no	no	no	si	si
58	no	no	no	no	no	si	no	no	no
59	si	no	no	no	no	no	no	no	si
60	no	no	no	no	no	no	no	no	no
61	no	no	no	si	no	no	no	no	no
62	no	no	no	si	no	no	si	si	no
63	no	si	si	no	si	no	si	si	si
64	no	si	no	no	no	no	si	no	no
65	si	no	si	no	si	no	no	no	no
66	no	no	no	no	si	no	no	no	si
67	si	si	no	si	si	no	si	no	si
68	no	si	no	si	no	no	si	no	no
69	si	no	no	no	si	no	no	no	si
70	si	si	si	no	no	no	no	no	no
71	si	si	si	no	no	no	no	si	no
72	si	no	si	no	no	no	no	no	no
73	no	no	no	si	no	no	no	no	no
74	si	si	si	no	no	no	no	no	no
75	si	no	si	no	si	no	no	si	no
76	si	no	si	si	si	no	no	si	no
77	si	si	si	si	no	no	no	si	no
78	si	si	no	si	si	no	no	no	no
79	si	no	si	no	si	no	no	no	no

A.3. Información General de las estaciones sismológicas

Tabla A.3: Información general estaciones sismológicas

Clave	Estaciones sismológicas	Latitud	Longitud	Altura (m)	Muestras por minuto
A	Dep. de Astronomía, Cerro Calan.	-33,3961	-70,5369	865	50
B	Campus Antumapu, Santiago	-33,5691	-70,6335	640	50
C	Cerro Santa Lacia, Santiago	-33°26'25"	-70°38'34"	614	100
D	Colegio Las Américas, Santiago	-33°27'6"	-70°31'51"	729	100
E	Recinto del SHOA en Cerro El Roble	-32,9759	-71,0156	2191	100
F	Municipalidad San José de Maipo	33°38'40"	70°21'10"	728	100
G	CIA Bomberos Melipilla	-33°41'14"	-71°12'49"	180	100
H	Olmúe, Valparaíso	-32°59'38"	-71°10'22"	173	100
I	Teatro municipal Casablanca, Valparaíso	-33°19'14"	-71°24'38"	260	100
J	Colegio San Pedro, Concepción	-36°50'59"	-73°6'31"	38	100

ANEXO B

B.1. Ensayos a tracción de 8 probetas de acero del Puente Pedro de Valdivia - Chile

XYZ Corporation

Main street
Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
 Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
 Identif. de la muestra: Probeta 1.1 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
 Tipo de interfaz: 4200

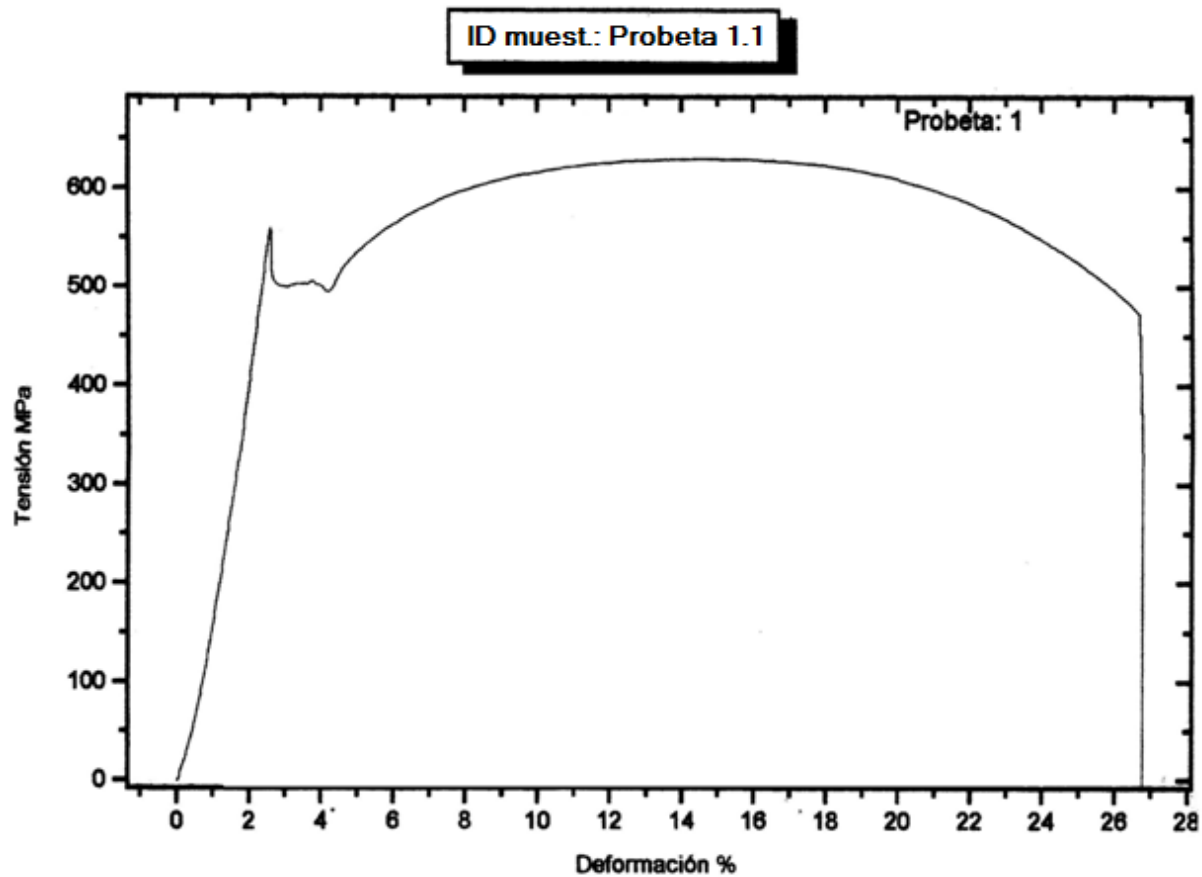
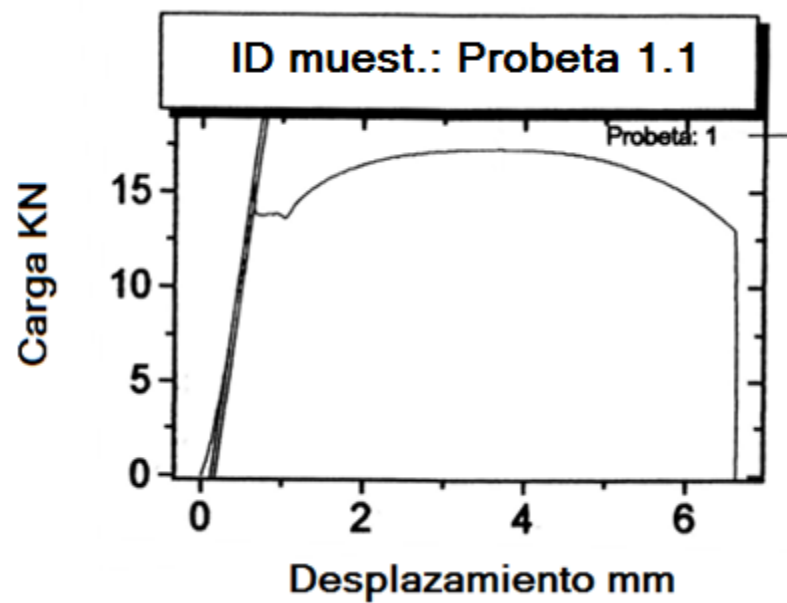
Prec.muestreo(pto/s): 10.0000

Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50

2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C

Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (YoungAut) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazamo en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usu (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	27364.387	27.432	3.770	629.546	17.270	0	17.275	100.455	5.910
Media	27364.387	27.432	3.770	629.546	17.270	0	17.275	100.455	5.910
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	27364.387	27.432	3.770	629.546	17.270	0	17.275	100.455	5.910
Máximo	27364.387	27.432	3.770	629.546	17.270	0	17.275	100.455	5.910



XYZ Corporation

Main street
Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
 Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
 Identif. de la muestra: Probeta 1.2 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
 Tipo de interfaz: 4200

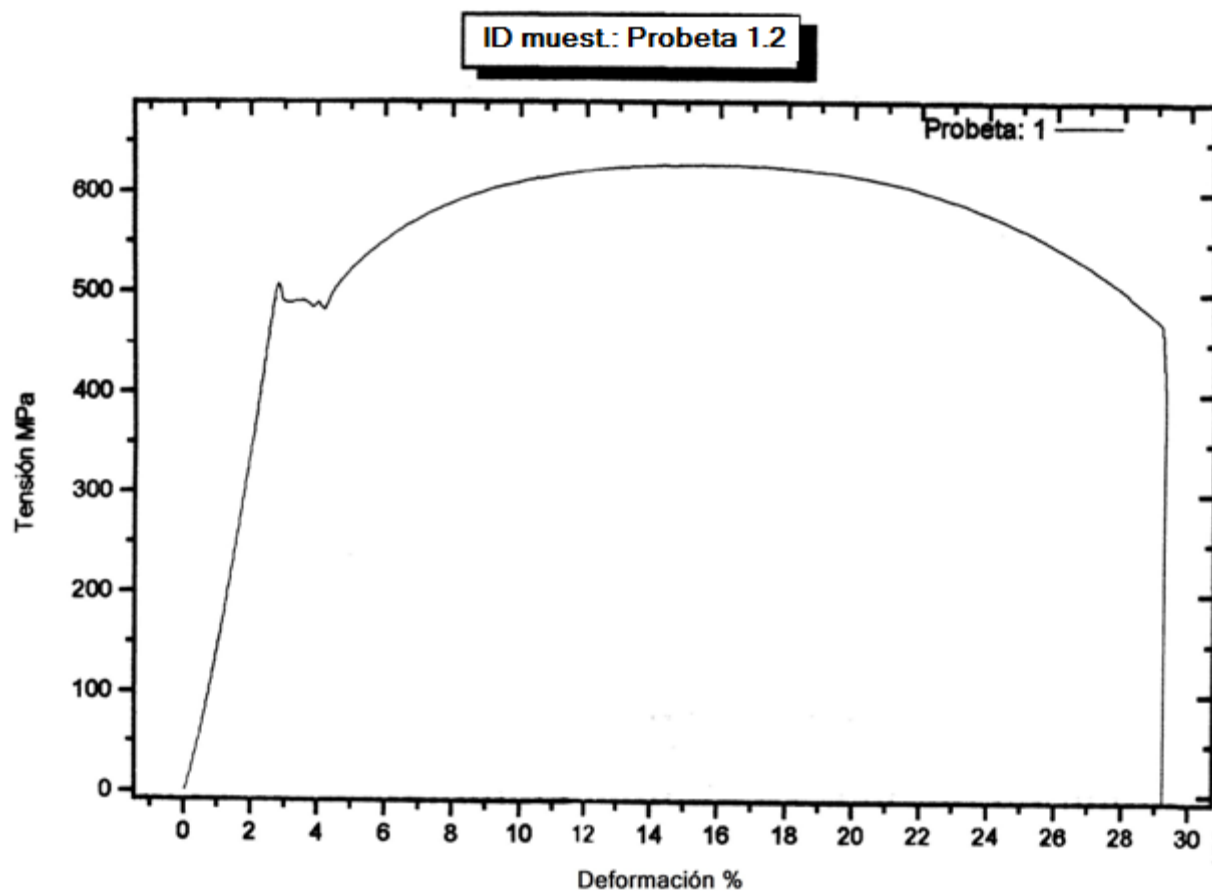
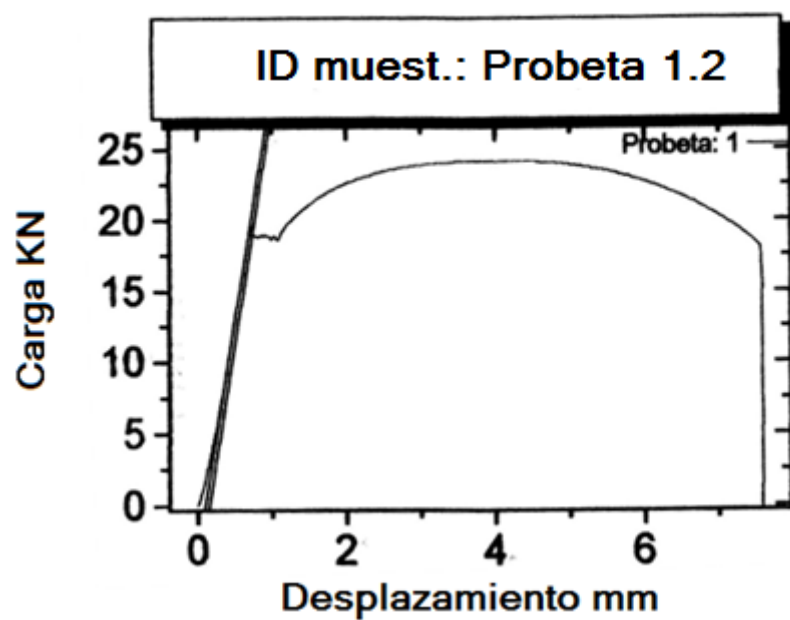
Prec.muestreo(pto/s): 10.0000

Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50

2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C

Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (YoungAut) (MPa)	Area (mm²)	Desplazmo en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usu. (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	21696.090	38.595	4.020	627.032	24.200	0	24.201	160.492	7.010
Media	21696.090	38.595	4.020	627.032	24.200	0	24.201	160.492	7.010
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	21696.090	38.595	4.020	627.032	24.200	0	24.201	160.492	7.010
Máximo	21696.090	38.595	4.020	627.032	24.200	0	24.201	160.492	7.010



XYZ Corporation

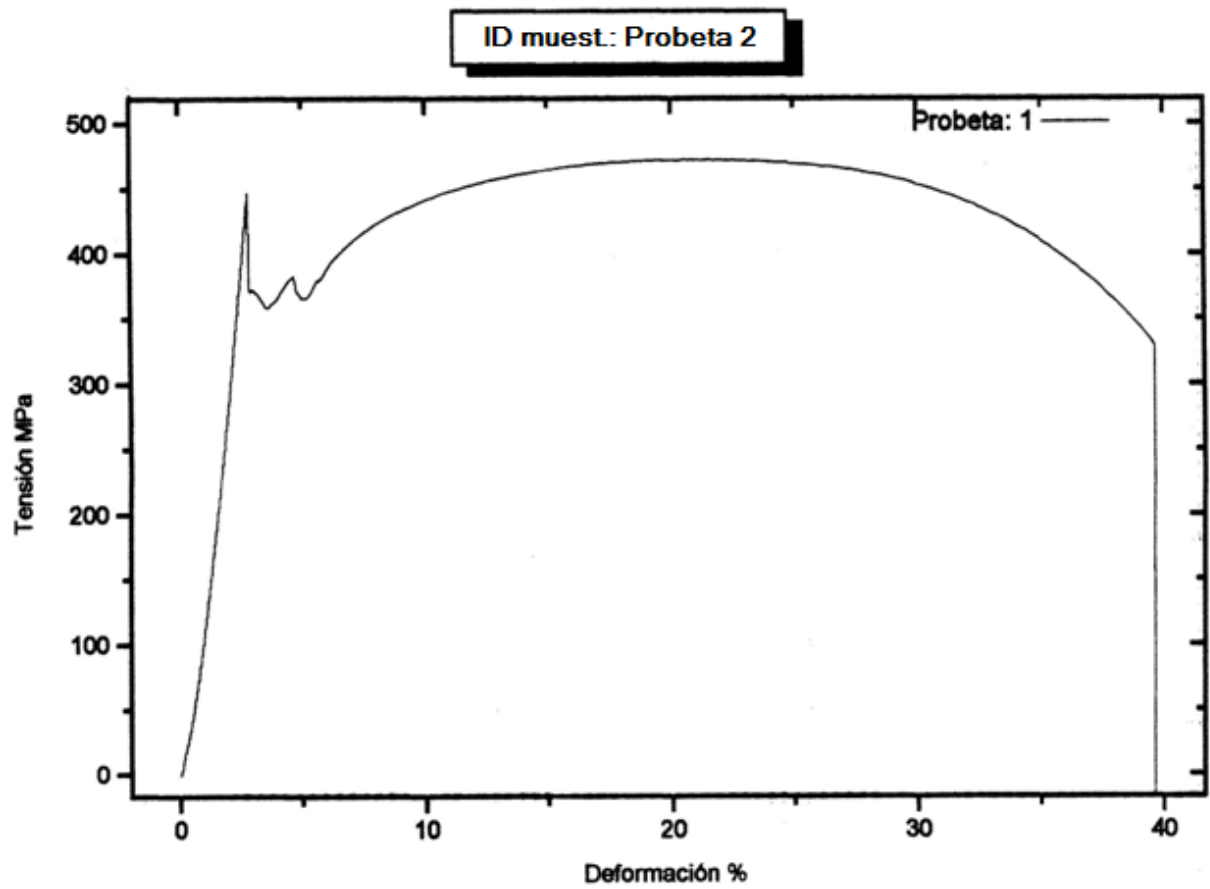
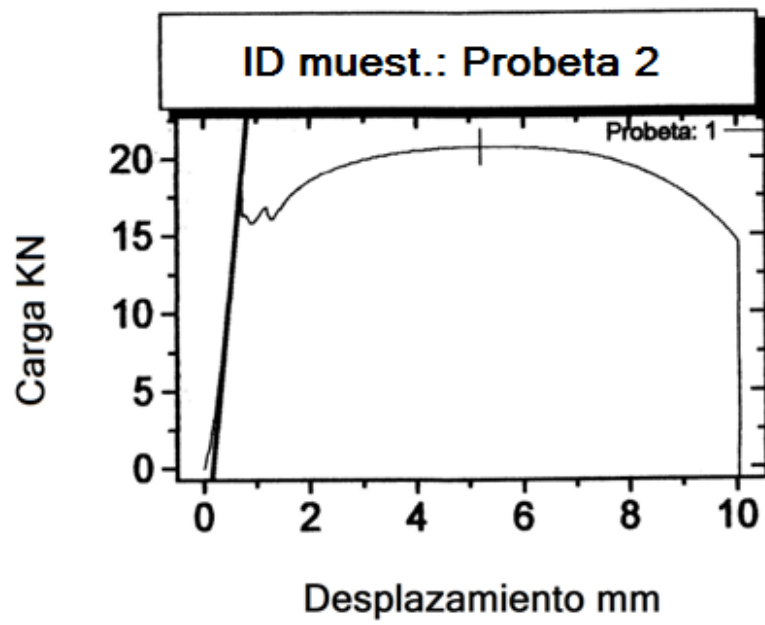
Main street
Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
Identif. de la muestra: Probeta 2 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
Tipo de interfaz: 4200

Prec.muestreo(pto/s): 10.0000
Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50
2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C
Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (YoungAut) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazamiento en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usu. (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	20258.529	44.061	5.540	471.847	20.790	0	20.792	185.228	7.490
Media	20258.529	44.061	5.540	471.847	20.790	0	20.792	185.228	7.490
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	20258.529	44.061	5.540	471.847	20.790	0	20.792	185.228	7.490
Máximo	20258.529	44.061	5.540	471.847	20.790	0	20.792	185.228	7.490



XYZ Corporation

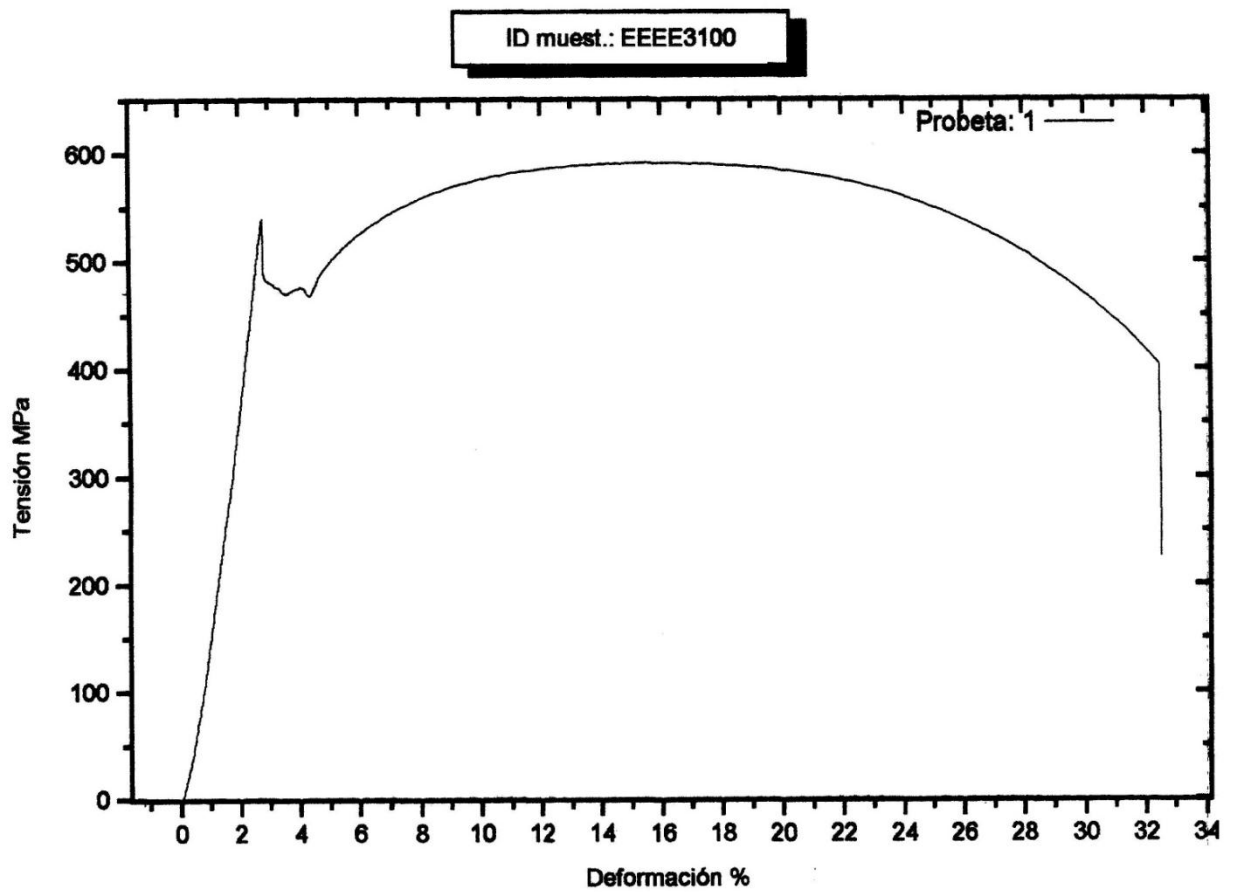
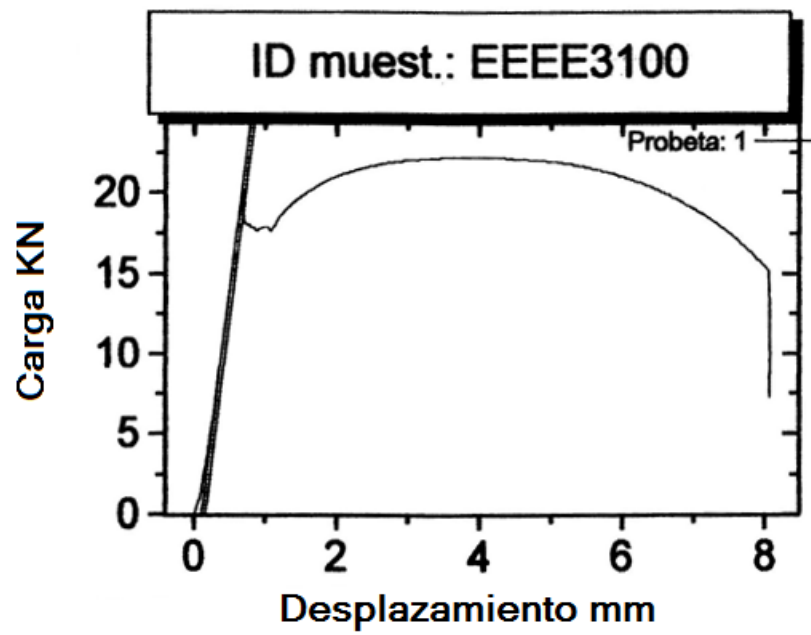
Main street
Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
Identif. de la muestra: Probeta 3 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
Tipo de interfaz: 4200

Prec.muestreo(pto/s): 10.0000
Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50
2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C
Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (Young's Mod) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazamiento en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usu. (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	23171.764	37.610	4.000	591.334	22.240	8.483	22.241	157.290	6.920
Media	23171.764	37.610	4.000	591.334	22.240	8.483	22.241	157.290	6.920
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	23171.764	37.610	4.000	591.334	22.240	8.483	22.241	157.290	6.920
Máximo	23171.764	37.610	4.000	591.334	22.240	8.483	22.241	157.290	6.920



XYZ Corporation

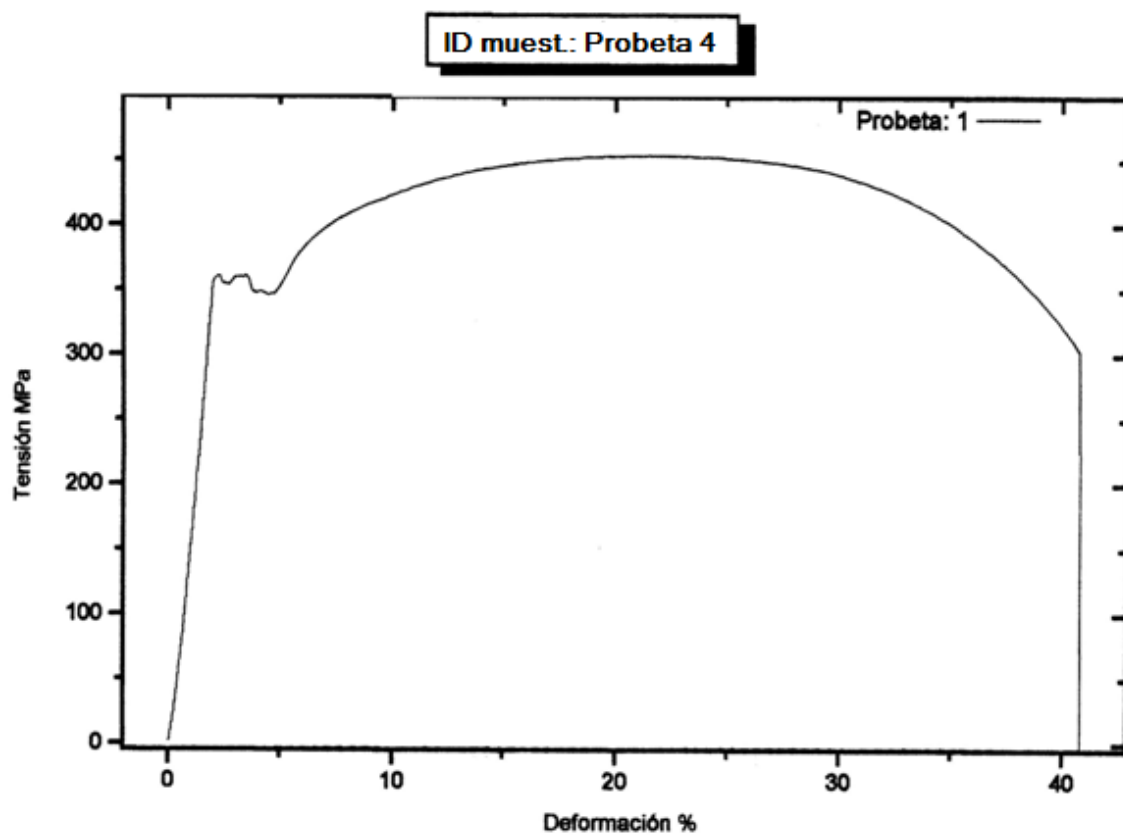
Main street
Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
Identif. de la muestra: Probeta 4 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
Tipo de interfaz: 4200

Prec.muestreo(pto/s): 10.0000
Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50
2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C
Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (YoungAut) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazmo en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usa (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	21193.074	43.709	5.660	453.686	19.830	0	19.832	185.067	7.460
Media	21193.074	43.709	5.660	453.686	19.830	0	19.832	185.067	7.460
D.R.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	21193.074	43.709	5.660	453.686	19.830	0	19.832	185.067	7.460
Máximo	21193.074	43.709	5.660	453.686	19.830	0	19.832	185.067	7.460



XYZ Corporation

Main street

Aaytowa, U.S.A.

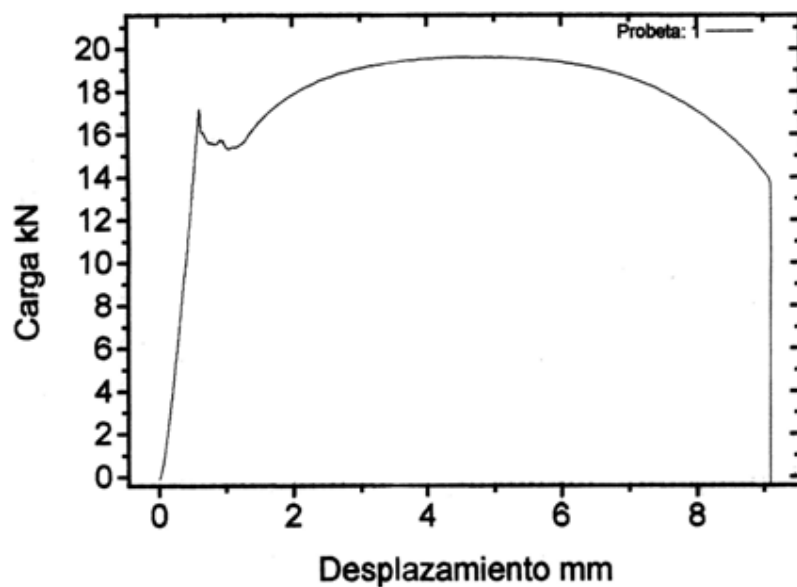
GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
 Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
 Identif. de la muestra: Probeta 5 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
 Tipo de interfaz: 4200

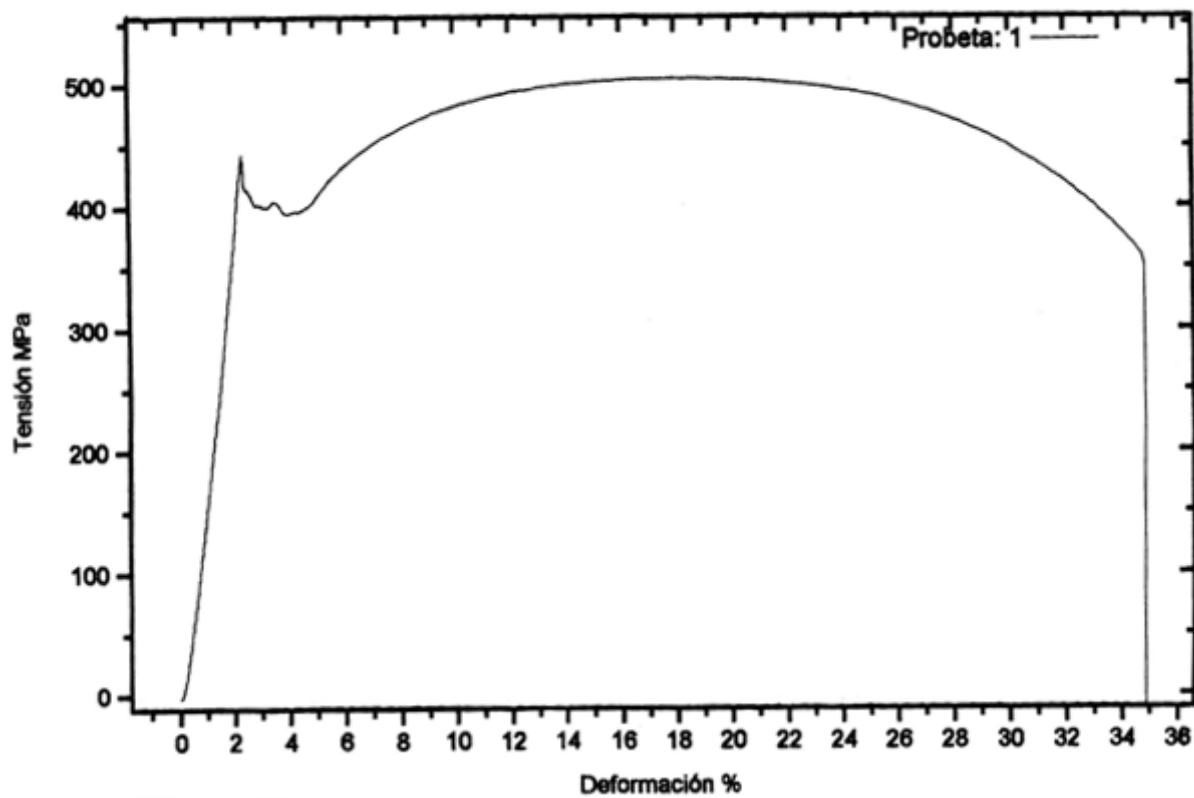
Prec.muestreo(pto/s): 10.0000
 Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50
 2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C
 Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (YoungAut) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazamiento en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura uni (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	22950.047	38.815	4.860	504.958	19.600	0	19.597	158.188	7.030
Medin	22950.047	38.815	4.860	504.958	19.600	0	19.597	158.188	7.030
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Medin +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Medin -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	22950.047	38.815	4.860	504.958	19.600	0	19.597	158.188	7.030
Máximo	22950.047	38.815	4.860	504.958	19.600	0	19.597	158.188	7.030

ID muestr.: Probeta 5



ID muestr.: Probeta 5



XYZ Corporation

Main street

Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
Identif. de la muestra: Probeta 6 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
Tipo de interfaz: 4200

Prec.muestreo(pto/s): 10.0000

Veloc. craceta: 3.0000 mm/min

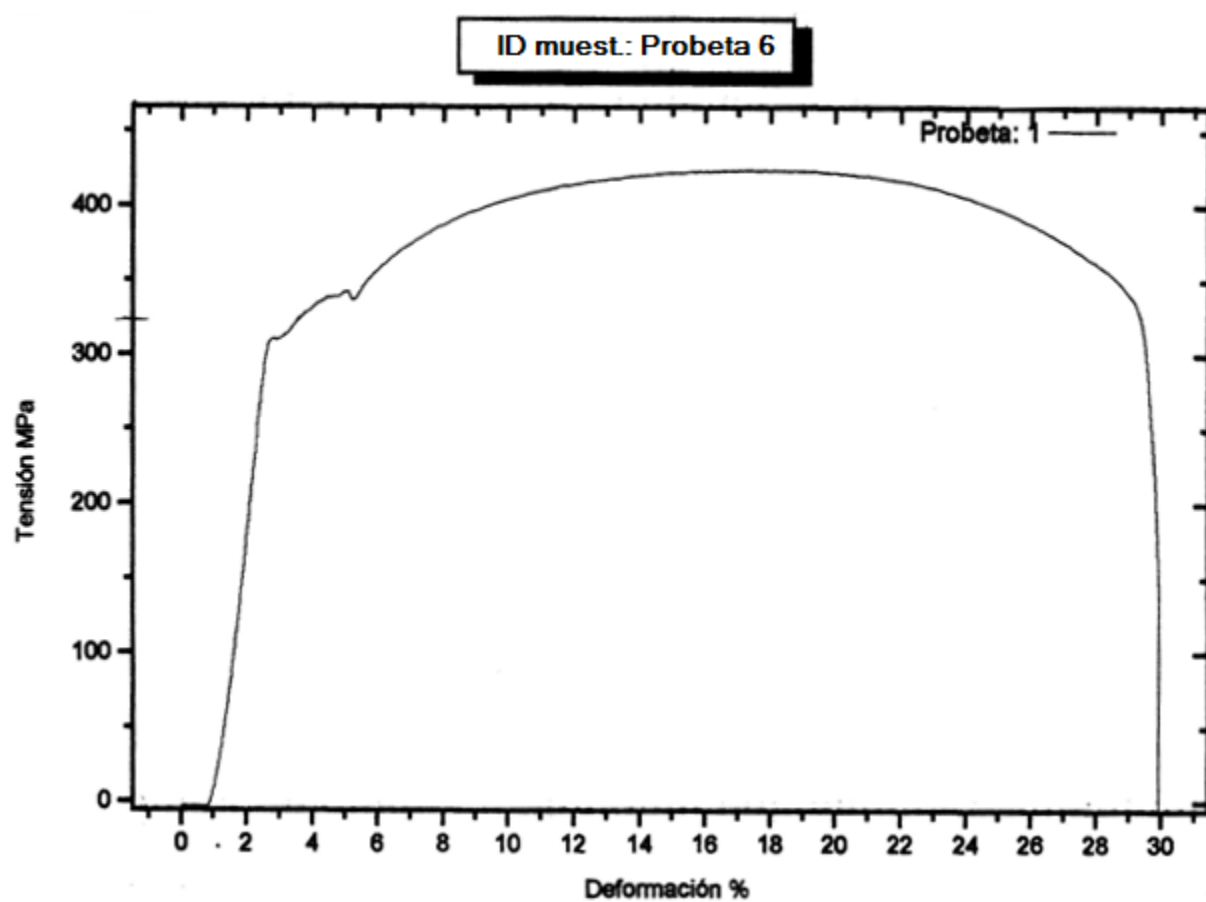
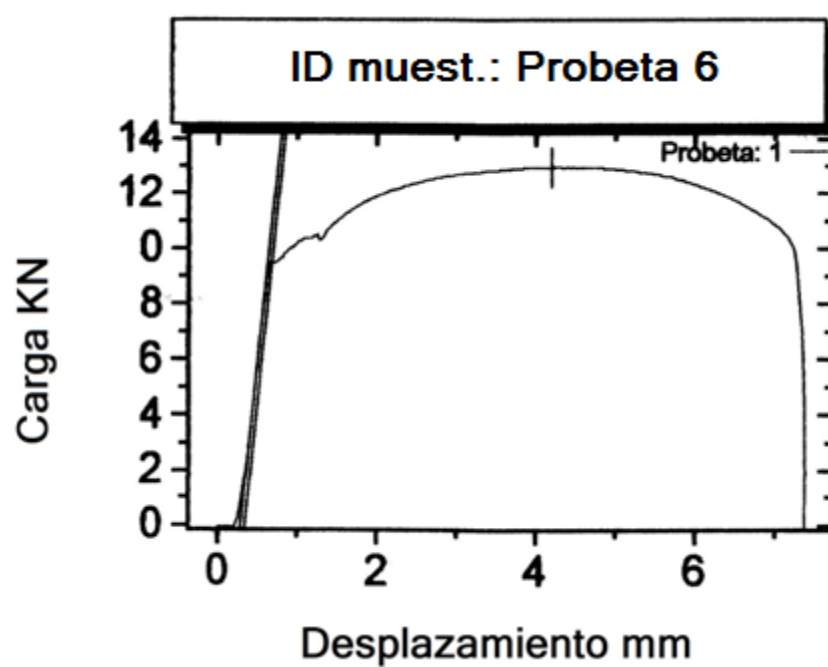
Humedad (%): 50

2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min

Temperatura: 30 C

Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (Young's Mod) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazamiento en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usu (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	22563.111	30.582	4.570	424.112	12.970	0	12.966	82.365	6.240
Media	22563.111	30.582	4.570	424.112	12.970	0	12.966	82.365	6.240
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	22563.111	30.582	4.570	424.112	12.970	0	12.966	82.365	6.240
Máximo	22563.111	30.582	4.570	424.112	12.970	0	12.966	82.365	6.240



XYZ Corporation

Main street
Aaytowa, U.S.A.

GENERAL RENSILE TEST- S.L.Units

Tipo de ensayo: De tracción Instron Corporation
Operador: espb Series IX Automated Materials Testing System 7.49.00
Identif. de la muestra: Probeta 7 Fe.ensayo: Martes, Mayo 25, 2010
Tipo de interfaz: 4200

Prec.muestreo(pto/s): 10.0000
Veloc. craceta: 3.0000 mm/min Humedad (%): 50
2ª veloc.craceta: 0.0000 mm/min Temperatura: 30 C
Inter.carga fonfo esc: 50.000 KN

	Módulo (Young/Mod) (MPa)	Area (mm ²)	Desplazmo en la carga máx. (mm)	Tensión en la carga máx. (MPa)	Carga en la carga máx. (kN)	Carga en punto rotura usu. (kN)	Carga carga última (kN)	Energía punto rotur auto (J)	Diámetro (mm)
1	28227.613	26.878	3.800	610.902	16.420	0.087	16.416	104.252	5.850
Media	28227.613	26.878	3.800	610.902	16.420	0.087	16.416	104.252	5.850
D.E.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C.V.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media +2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Media -2.00 DE	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mínimo	28227.613	26.878	3.800	610.902	16.420	0.087	16.416	104.252	5.850
Máximo	28227.613	26.878	3.800	610.902	16.420	0.087	16.416	104.252	5.850

