



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LAS CEPAS DEL PUENTE
MARGA MARGA A PARTIR DE REGISTROS SÍSMICOS DEL
TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JORGE VILLARROEL BRYNDZOVÁ

PROFESOR GUÍA:

MARÍA OFELIA MORONI YADLIN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

MAURICIO SARRAZIN ARELLANO

PEDRO ASTABURUAGA GUTIERREZ

SANTIAGO DE CHILE

octubre de 2013

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO
DE: Ingeniero Civil
POR: Jorge Villarroel Bryndzová
FECHA: 11/09/2013
PROFESOR GUÍA: María Ofelia Moroni Yadlin**

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LAS CEPAS DEL PUENTE MARGA MARGA A PARTIR DE REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

El presente trabajo tuvo por objetivo analizar el comportamiento de las cepas del Puente Marga Marga, ubicado en Viña del Mar – Región de Valparaíso; durante el terremoto del 27 de febrero de 2010.

El análisis se realizó a través de un modelo de elementos finitos en el software OpenSees, sometido a la acción de registros de aceleración obtenidos durante dicho sismo y con el cual se determinan los esfuerzos en la base de las cepas. La finalidad era obtener la demanda a la cual estuvieron sometidos dichos elementos.

De acuerdo a planos y memorias de cálculo, se determinó la capacidad nominal a flexo-compresión, la cual se compara con la demanda mediante diagramas de interacción PM obtenidos con la rutina *Section Designer* del software *SAP2000*.

Además se determinó la capacidad nominal al corte de las cepas para compararla con los esfuerzos obtenidos en el análisis en el tiempo y se analizó el comportamiento de los aisladores frente a las sollicitaciones sísmicas.

Se concluye que la estructura se comportó adecuadamente durante el terremoto del 27 de febrero de 2010, incursionando en el rango no lineal sólo en determinados instantes evidenciando la fluencia de las barras de refuerzo longitudinal.

El puente no presentó daños después del terremoto, si bien el presente trabajo concluye que la demanda de sollicitaciones estuvo muy cerca de la capacidad nominal de los elementos.

Zatrvorit' jedny dvere, aby sa mohli otvorit' iné ...

(Cerrar una puerta, sólo para abrir otra...)

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco el apoyo incondicional y dedico este trabajo a mis padres Jorge y Tatiana, que estuvieron y estarán a mi lado a lo largo de todos mis años de vida. Sin el apoyo que me brindaron en momentos difíciles no podría ser lo que soy. A mi hermana Saskia, la principal testigo de mis momentos de estrés y bloqueo mental (no sabes cuánto te quiero y valoro la paciencia que me tienes). Se los agradezco de todo corazón y quedo en deuda de por vida con ustedes.

En segundo lugar, agradezco el constante apoyo por parte de la profesora María Ofelia Moroni y de los profesores Mauricio Sarrazín y Pedro Astaburuaga. Con sus constantes comentarios pude salir airoso en cada uno de los tropiezos que se interponían en el desarrollo de este trabajo.

Finalmente, pero no menos importante, este trabajo no podría haberse realizado sin el apoyo y sobretodo, la paciencia de mis amigos: *una familia cuyos individuos se eligen a voluntad*. Braian, Fernanda, Christian, Carlos H., Raúl, Victoria, Sebastián F., Sebastián M., Carlos P., Cristóbal, Ignacio, Rafael, Ariel y las demás personas que estuvieron en *la pecera* durante el proceso.

Fue una experiencia que nunca olvidaré y agradezco que hayan sido parte de ello.

GRACIAS TOTALES...

Tabla de Contenido

1	INTRODUCCIÓN	10
1.1	OBJETIVO PRINCIPAL	11
1.2	OBJETIVOS SECUNDARIOS.....	11
1.3	DISCUSIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	12
2	DESCRIPCIÓN DEL PUENTE	17
2.1	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.....	17
2.2	CARACTERÍSTICAS DE LA RED DE ACELERÓMETROS (Venegas, 2013).....	19
2.3	MODELO DESARROLLADO POR VENEGAS (Venegas, 2013).....	21
2.3.1	DATOS GENERALES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	22
2.3.2	OPCIONES DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS	25
2.4	CONCLUSION DEL MODELO A UTILIZAR.....	26
3	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS CEPAS DEL PUENTE	27
3.1	DETERMINACIÓN TEÓRICA	27
3.2	SECTION DESIGNER – SAP2000	33
3.3	SOFTWARE CSICol.	36
3.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y ELECCIÓN DEL MÉTODO.....	41
3.5	CAPACIDAD AL CORTE DE LAS CEPAS	44
4	ANÁLISIS DE LA DEMANDA POR SOLICITACIONES SÍSMICAS	49
4.1	ACCIONES ESTÁTICAS EN LOS AISLADORES	53
4.2	SOLICITACIONES MÁXIMAS DURANTE EL EVENTO SÍSMICO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010.....	56
4.3	COMPARACION DE LA DEMANDA CON LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN	58
4.3.1	Análisis en el eje débil.....	58
4.3.2	Análisis en el eje fuerte	60
4.4	DEFORMACIÓN DE LOS AISLADORES	63
4.4.1	Deformación en la Dirección Longitudinal.....	63
4.4.2	Deformación en la Dirección Transversal	64
4.4.3	Deformación en la Dirección Vertical.....	65

4.4.4	Desplazamientos en el cabezal de la Cepa C4.....	66
4.4.5	Desplazamientos en el sistema de aislación	66
4.5	HISTÉRESIS EN LOS AISLADORES DE LA CEPA C4.....	68
5	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	72
5.1	DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS....	72
5.2	ANÁLISIS DE LA DEMANDA FRENTE AL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010.....	72
5.3	CONCLUSIONES FINALES	73
6	BIBLIOGRAFÍA.....	74

Índice de Tablas

Tabla 2-1. Altura de las cepas (considerada desde el nivel de suelo hasta la base de los aisladores).....	18
Tabla 2-2. Disposición y dirección de los acelerómetros.....	20
Tabla 2-3. Propiedades dinámicas fundamentales del puente (Venegas, 2013).....	20
Tabla 2-4. Propiedades de los elementos rígidos y cepas elásticas (Venegas, 2013).....	22
Tabla 2-5. Propiedades hormigón armado (No Confinado NC y Confinado C)- modelo de fibra no lineal (Venegas, 2013).	22
Tabla 2-6. Propiedades de los aisladores (Venegas, 2013).	24
Tabla 2-7. Propiedades de las vigas de acero (Venegas, 2013).....	24
Tabla 2-8. Propiedades del tablero (Venegas, 2013).....	25
Tabla 3-1. Propiedades de los materiales utilizados en software SAP2000.....	27
Tabla 3-2. Disposición de barras de refuerzo en las cepas.....	28
Tabla 3-3. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C1.	41
Tabla 3-4. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C2 y C3.	41
Tabla 3-5. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C4 y C7.	42
Tabla 3-6. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C5 y C6.	42
Tabla 3-7. Capacidad al corte según ACI-318/AASHTO.	45
Tabla 3-8. Carga axial utilizada para la determinación de la capacidad al corte en las cepas.	47
Tabla 3-9. Capacidad al corte en los ejes principales de la sección.	47
Tabla 3-10. Capacidad al corte en el eje fuerte considerando la suma de dos secciones menores.....	48
Tabla 4-1. Conversión de unidades para análisis de resultados.	50
Tabla 4-2. Masa total por apoyo [ton].....	51
Tabla 4-3. Períodos modales del modelo.	51
Tabla 4-4. Propiedades iniciales y finales de los aisladores y gap horizontal.....	52
Tabla 4-5. Comparación de desplazamientos de modelos OpenSees con datos experimentales para sismo 27F (Venegas, 2013).	52
Tabla 4-6. Correlación promedio entre modelos y valores experimentales.	52
Tabla 4-7. Especificaciones de diseño de los aisladores.	53
Tabla 4-8. Esfuerzos axiales debidos al peso propio de la superestructura - modelo elástico.	54
Tabla 4-9. Esfuerzos axiales debidos al peso propio de la superestructura - modelo de fibras.	54
Tabla 4-10. Esfuerzos máximos en el sistema de aislación - Modelo elástico.....	55
Tabla 4-11. Esfuerzos máximos en el sistema de aislación - Modelo de fibras.	55
Tabla 4-12. Resumen de máximos esfuerzos para el modelo elástico.	56
Tabla 4-13. Resumen de máximos esfuerzos para el modelo de fibras.....	56
Tabla 4-14. Deformación máxima dirección longitudinal - modelo elástico.	63
Tabla 4-15. Deformación máxima dirección longitudinal - modelo de fibras.	63
Tabla 4-16. Deformación máxima dirección transversal - modelo elástico.	64
Tabla 4-17. Deformación máxima dirección transversal - modelo de fibras.	64
Tabla 4-18. Deformación máxima dirección vertical - modelo elástico.	65
Tabla 4-19. Deformación máxima dirección vertical - modelo de fibras.....	65
Tabla 4-20. Comparación de desplazamientos relativos en los aisladores en la cepa C4 y en el tablero sobre la Cepa C4.	67
Tabla 4-21. Cálculo de rigidez efectiva para aisladores de la Cepa C4.	71

Índice de Ilustraciones

Figura 1-1. Puente Marga Marga visto desde el estribo sur.	10
Figura 1-2. Variación del corte basal y desplazamientos en el tiempo para los dispositivos LRB y FPS (izquierda y derecha respectivamente) frente al terremoto de Kobe 1995 (Kunde & Janjid, 2003).	12
Figura 1-3. Conexiones y apoyos Yokohama Bay Bridge (Siringoring & Fujino, 2012).	14
Figura 1-4. Esquema y orientación del modelo de aislador y fijadores.	15
Figura 1-5. Alternativas de sistema de aislación y esquema de su colocación en la estructura (Filipov, Fahnestock, Steelman, Hajjar, LaFeve, & Foutch, 2013).	16
Figura 2-1. Vista longitudinal del Puente Marga Marga, dimensiones en cm.	17
Figura 2-2. Aislador elastomérico de la cepa C4.	18
Figura 2-3. Disposición de los acelerómetros a lo largo de la estructura.	19
Figura 2-4. Diagrama Momento-Curvatura de cepas en el eje débil (Izq.) y en el eje fuerte (Der) (Venegas, 2013).	23
Figura 3-1. Esquema de análisis realizado - deformación controlada.	29
Figura 3-2. Aporte del hormigón a la compresión (Nilson, Darwin, & Dolan, 2010).	29
Figura 3-3. Coeficientes de reducción de la compresión del hormigón (Nilson, Darwin, & Dolan, 2010).	30
Figura 3-4. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C1.	31
Figura 3-5. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3.	31
Figura 3-6. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7.	31
Figura 3-7. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6.	31
Figura 3-8. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C1.	32
Figura 3-9. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C2 y C3.	32
Figura 3-10. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C4 y C7.	32
Figura 3-11. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C5 y C6.	32
Figura 3-12. Área a compresión vs. Centroides: a) Eje fuerte y b) Eje débil.	33
Figura 3-13. Sección transversal – SAP2000.	33
Figura 3-14. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C1 – SAP2000.	34
Figura 3-15. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C2 y C3 – SAP2000.	34
Figura 3-16. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C4 y C7 – SAP2000.	34
Figura 3-17. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C5 y C6 – SAP2000.	34
Figura 3-18. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C1 - SAP2000.	35
Figura 3-19. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C2 y C3 - SAP2000.	35
Figura 3-20. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C4 y C7 - SAP2000.	35
Figura 3-21. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C5 y C6 - SAP2000.	35
Figura 3-22. Sección transversal – CSICol.	36
Figura 3-23. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C1 - CSICol.	37
Figura 3-24. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3 - CSICol.	37
Figura 3-25. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7 - CSICol.	38
Figura 3-26. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6 - CSICol.	38
Figura 3-27. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C1 - CSICol.	39
Figura 3-28. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C2 y C3 - CSICol.	39
Figura 3-29. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C4 y C7 - CSICol.	40
Figura 3-30. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C5 y C6 - CSICol.	40
Figura 3-31. Análisis para flexión biaxial realizada por software SAP2000 y CSICol.	43
Figura 3-32. Sección modificada para análisis del corte.	46
Figura 4-1. Direcciones principales en la estructura y en las cepas.	49
Figura 4-2. Vista en planta - Numeración de los aisladores por apoyo.	53
Figura 4-3. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C1.	58
Figura 4-4. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C1.	58
Figura 4-5. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C2 y C3.	58

Figura 4-6. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C2 y C3.....	58
Figura 4-7. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C4 y C7.	59
Figura 4-8. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C4 y C7.....	59
Figura 4-9. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C5 y C6.	59
Figura 4-10. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C5 y C6.....	59
Figura 4-11. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C1.....	60
Figura 4-12. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C1.....	60
Figura 4-13. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3.	60
Figura 4-14. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3.	60
Figura 4-15. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7.	61
Figura 4-16. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7.	61
Figura 4-17. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6.	61
Figura 4-18. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6.	61
Figura 4-19. Superposición entre el registro de desplazamiento en los aisladores de la cepa C4 y los resultados del modelo OpenSees (Modelo de Fibras) para las direcciones longitudinal y transversal.	66
Figura 4-20. Superposición de ciclos para los aisladores 85x55 (Teneo, 2000).	68
Figura 4-21. Curva de histéresis Aislador 1 - Cepa 4 – Dir. Transversal.....	69
Figura 4-22. Curva de histéresis Aislador 2 - Cepa 4 – Dir. Transversal.....	69
Figura 4-23. Curva de histéresis Aislador 3 - Cepa 4 – Dir. Transversal.....	69
Figura 4-24. Curva de histéresis Aislador 4 - Cepa 4 – Dir. Transversal.....	69
Figura 4-25. Curva de histéresis Aislador 1 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.....	70
Figura 4-26. Curva de histéresis Aislador 2 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.....	70
Figura 4-27. Curva de histéresis Aislador 3 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.....	70
Figura 4-28. Curva de histéresis Aislador 4 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.....	70

1 INTRODUCCIÓN

Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica del planeta, comprendiendo esto como un fenómeno geotécnico que transmite la energía generada en la corteza hacia la superficie. La alta sismicidad se debe al contacto existente entre las placas Sudamericana y de Nazca, desde Aysén hacia el norte y Sudamericana y Antártica hacia el sur. Dada su geografía, la población del país se distribuye a lo largo de sus 4.329 km, a una distancia máxima de 350 km de la fosa de contacto entre las placas. A raíz de lo anterior, es importante el estudio del impacto que generan estos eventos en las estructuras y cómo influyen en su capacidad de mantenerse en pie durante un sismo.

El desarrollo de la ingeniería sísmica ha permitido incursionar en tecnologías para contrarrestar los efectos devastadores que puedan ocasionar estos sucesos. La incorporación de sistemas de aislación o disipación de energía ha permitido un mejor desempeño sísmico en estructuras de edificios habitacionales, hospitales, instalaciones industriales, obras viales, entre otros.

El Puente Marga Marga corresponde a la primera obra vial aislada sísmicamente en Chile. Está ubicado en Viña del Mar - Región de Valparaíso, en el kilómetro 7.3 de la Vía Las Palmas.



Figura 1-1. Puente Marga Marga visto desde el estribo sur.

La estructura ha sido sometida a diferentes sismos de magnitud moderada desde su construcción en 1996, destacándose durante muchos años el evento del 24 de Julio del 2001 (Trigo, 2007). El terremoto del 27 de febrero de 2010 de magnitud $M_w = 8.8$, es el primero de magnitud severa y aporta información relevante acerca de la respuesta de este tipo de estructuras ante sismos severos.

Trabajos anteriores abordan temáticas relacionadas con la mecánica de suelos que posee el emplazamiento de la obra y la calibración de modelos que reflejan satisfactoriamente la respuesta del puente frente a eventos sísmicos. Es imperativo continuar con dichos trabajos para comparar la demanda y capacidad que poseen los elementos para, finalmente, verificar si los criterios tomados en la etapa de diseño están por el lado conservador o, al contrario, el diseño es poco seguro.

1.1 OBJETIVO PRINCIPAL

- ❖ Estimar la demanda de esfuerzos en las cepas del Puente Marga Marga durante el terremoto del 27 de febrero de 2010, a través de un análisis en el tiempo con datos reales y comparar con la capacidad de los elementos diseñados.

1.2 OBJETIVOS SECUNDARIOS

- ❖ A través del análisis realizado con el modelo OpenSees, verificar el comportamiento de los elementos y determinar si se mantuvieron en el rango elástico lineal o plástico no-lineal.
- ❖ Verificar si el diseño de los elementos del puente se realizó de forma conservadora o bien fue inseguro.
- ❖ A partir de los resultados obtenidos, proponer recomendaciones de diseño orientadas a una optimización de los recursos utilizados.

1.3 DISCUSIÓN BIBLIOGRÁFICA

“Uno de los objetivos de la aislación sísmica es desplazar la frecuencia fundamental de una estructura lejos de las frecuencias dominantes del movimiento del suelo y de la frecuencia fundamental de la superestructura de base fija” (Kunde & Janjid, 2003). Según dichos autores, este resultado se puede lograr mediante diferentes formas de aislación. Los dispositivos usados con mayor frecuencia son de dos tipos: aisladores elastoméricos y aisladores deslizantes.

Los dispositivos elastoméricos usados con mayor frecuencia corresponden a los aisladores de goma laminada (RB por su sigla en inglés) y aisladores con núcleo de plomo (*Lead-Rubber Bearings*, LRB). En cuanto a los aisladores deslizantes, los dispositivos más populares son el péndulo de fricción (FPS por su sigla en inglés) y los aisladores de fricción resiliente (R-FBI).

Los autores ilustran analíticamente la respuesta de un puente aislado sometido a los registros del terremoto de Kobe, 1995 ($M_w = 6.9$), para dos tipos de aisladores: LRB y FPS.

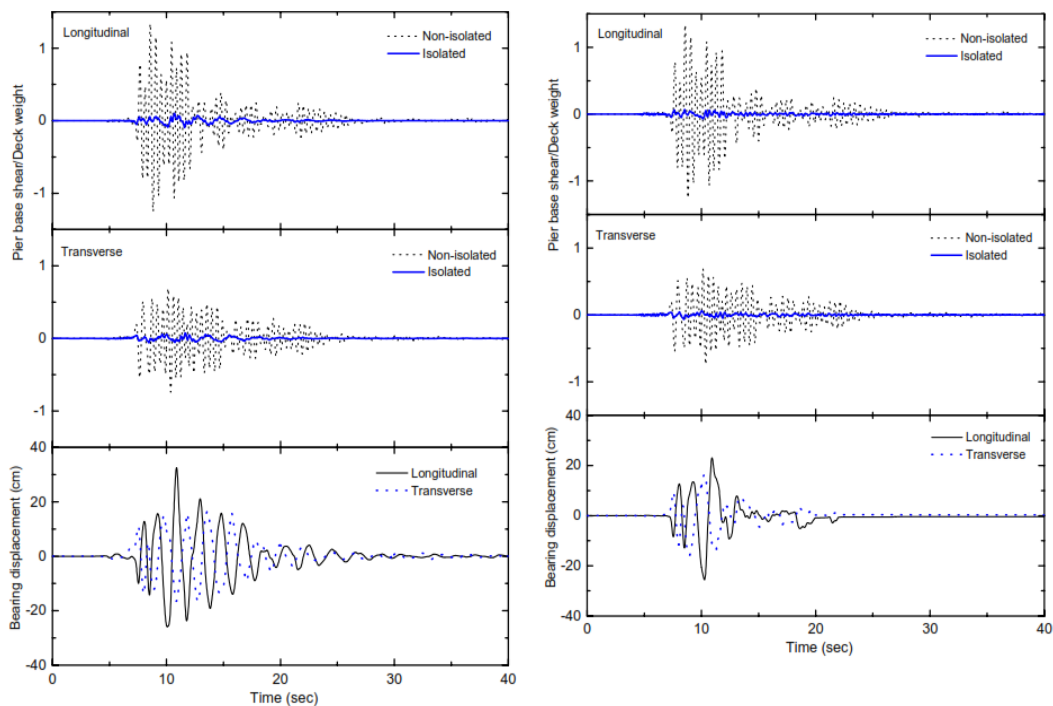


Figura 1-2. Variación del corte basal y desplazamientos en el tiempo para los dispositivos LRB y FPS (izquierda y derecha respectivamente) frente al terremoto de Kobe 1995 (Kunde & Janjid, 2003).

En la Figura 1-2 se aprecia la eficiencia de la aislación de cepas en puentes y evidencia que su implementación lleva a la estructura a un comportamiento elástico adecuado frente a las solicitaciones.

Por otra parte, para un correcto análisis de la respuesta de estructuras y de sus sistemas de aislación, es necesario tener datos experimentales, para así verificar los modelos analíticos y lograr una mejor comprensión del fenómeno. Esto se consigue a través de la instrumentación de las estructuras.

Kim & Laman, 2012, informan sobre el monitoreo a lo largo de 7 años de 4 puentes en Pennsylvania, Estados Unidos. Para ello instalaron una red de instrumentos de monitoreo entre los cuales se incluyen extensómetros para ver el desplazamiento/asentamiento de los estribos, inclinómetros (*tiltmeter*) para ver la rotación en estribos y cepas, *strain gauges* para registrar los esfuerzos axiales y de momento en las cepas y en los pilotes, entre otros.

Dentro de sus conclusiones, los autores sugieren que la hipótesis de una conexión rígida entre el tablero y los estribos no es válida, debido a la existencia de rotaciones diferenciales entre el sistema de vigas y dichos estribos, lo que corresponde a una conexión flexible. Además, deben considerarse los momentos flectores y los esfuerzos axiales producto de las deformaciones térmicas registradas en vigas, ya que durante la temporada de invierno se producen momentos de flexión negativos mientras que durante la temporada de verano se producen momentos de flexión positivos. Finalmente, los autores analizan la respuesta de la estructura luego de la apertura al tráfico, concluyendo que ésta no varía respecto a la etapa anterior.

A modo de comentario, el puente en cuestión en esta memoria, considera elementos de características diferentes como vigas metálicas en vez de hormigón prefabricadas. Sin embargo, las conclusiones que se refieren a las variaciones de temperatura son válidas para analizar el comportamiento de las vigas metálicas y no puede desconocerse su efecto al momento de su diseño. De igual forma, la existencia de rotaciones en los estribos debe considerarse cualquiera sea la estructuración del puente, pues influye en el diseño de las juntas de dilatación que apuntan a mitigar este fenómeno.

El 11 de marzo de 2011, el puente Yokohama Bay Bridge (Japón) de 860 m de extensión, se vio afectado por un sismo de $M_w = 9.0$ que azotó la costa este del país. La estructura cuenta con una red de 85 acelerómetros dispuestos a lo largo de la estructura que miden las aceleraciones y los desplazamientos en 36 ubicaciones. Estos dispositivos registran la respuesta una vez que alcanzan un nivel base de excitación (*trigger level*).

El análisis de la respuesta frente a esa solicitación fue realizado por Siringoringo y Fujino, (2012), quienes afirman que las excitaciones registradas en las fundaciones del puente estuvieron bajo los niveles de diseño y que no se registró daños estructurales, a pesar de haber sido sacudido durante 10 minutos.

El puente se caracteriza por ser una estructura atirantada, colgada de 2 torres monolíticas en forma de H de 172 m de altura. La superestructura corresponde a una caja metálica arriostrada de 2 pisos, siendo el piso superior apto para 6 pistas y el inferior para 2.

La superestructura se conecta a la subestructura a través de 2 tipos de elementos (*Link Bearing Connection – LBC*), que dependen de si se conecta el tablero con la torre (apoyos P2 y P3) o si se conecta

el tablero con las cepas simples (apoyos P1 y P4, ver Figura 1-3). Ambos consisten en un péndulo de 2 cabezas rotuladas que permite el movimiento longitudinal del tablero.

Para restringir el movimiento transversal de la superestructura, los cuatro apoyos cuentan con una conexión de corte (*Wind Shoe*) cubierta por una plancha de acero inoxidable y aisladores deslizantes de superficie cóncava hechos de Teflón PTEE.

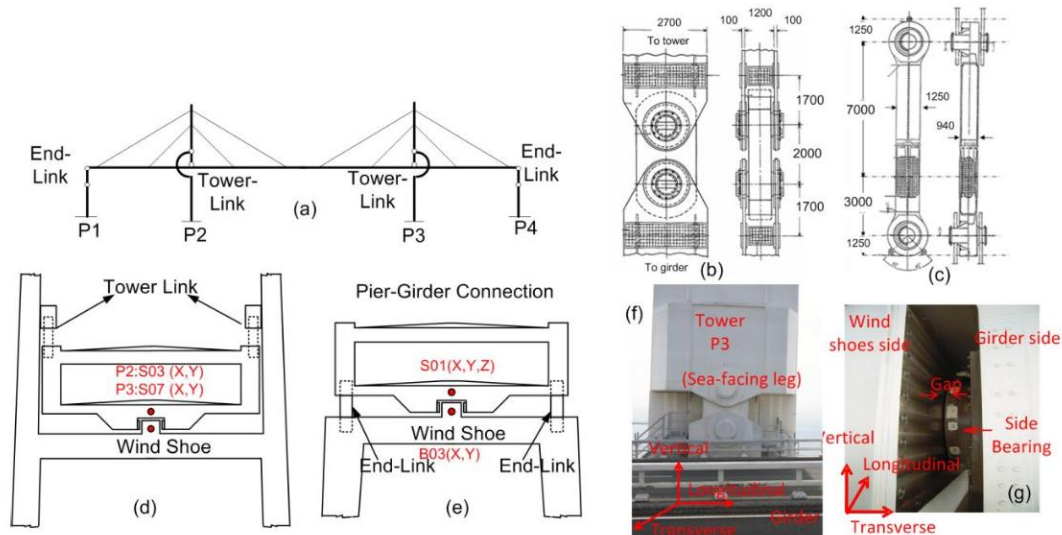


Figura 1-3. Conexiones y apoyos Yokohama Bay Bridge (Siringoring & Fujino, 2012).

Los daños observados en la inspección visual post-terremoto, corresponden a marcas circulares en la superficie de conexión de corte de los apoyos P1 y P2, lo que sugiere que la cubierta sufrió desplazamientos relativos importantes y que se produce impacto contra los aisladores laterales.

En dirección transversal, se apreciaron marcas de pintura alterada y pernos aplastados en la cabeza superior de la conexión del apoyo P2. Estos fenómenos evidencian que la superestructura osciló transversalmente ocasionando los daños mencionados.

Los autores concluyen que durante el sismo, el registro de aceleraciones en la viga tuvo una respuesta no lineal, pues varían en el tiempo las frecuencias naturales y se produce acoplamiento entre las primeras formas modales transversal y vertical.

El diseño y análisis estructural mediante herramientas computacionales de acceso gratuito ha tenido su auge en los últimos años. Entre los software disponibles se encuentra *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (OpenSees), en el cual fue desarrollado el modelo analizado en la presente memoria. Este software fue el escogido por Filipov et al., 2013 para analizar un prototipo de puente cuasi-aislado usando aisladores no lineales.

En dicho trabajo, los autores evalúan el efecto de incluir un sistema de cuasi-aislación para un prototipo de puente de 45.6 m de longitud, compuesto de 6 vigas metálicas y un tablero de hormigón armado de 20.3 cm de espesor. Se analizó la acción conjunta de 3 tipos diferentes de aislación, lo que se

puede ver en la Figura 1-5. El elemento *IDOT Type I* se caracteriza por ser un aislador elastomérico laminado que puede deslizarse en la parte inferior. Por su parte, el elemento *IDOT Type II* consiste en un aislador elastomérico laminado que desliza en la parte superior, pues dicha cara está en contacto con una superficie de acero pulida, a través de una capa de Teflón (PTFE). Los aisladores *IDOT Type I* y *II* incluyen perfiles L como atiesadores que restringen el movimiento transversal.

El tercer tipo de aislador corresponde a una conexión de corte que cuenta con 2 rieles capaces de permitir el movimiento en la dirección longitudinal y restringirlo en la transversal.

El sistema bi-direccional de aislación se modeló utilizando elementos rígidos (*rigid link*) para representar tanto los aisladores como los soportes laterales, unidos mediante elementos de dimensión nula (*zero-length element*) para capturar el comportamiento de éstos y el efecto de la fricción entre el aislador y los otros elementos (viga o pilar).

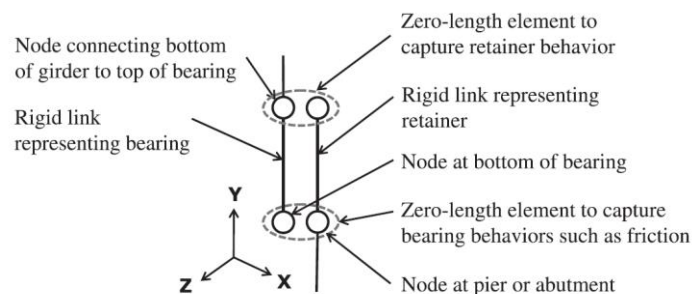


Figura 1-4. Esquema y orientación del modelo de aislador y fijadores.

La modelación de la infraestructura posee ciertas similitudes con las del modelo desarrollado por Venegas (Venegas, 2013), pues supone una superestructura lineal y elástica, y la masa es asignada a los nodos.

Dentro de las conclusiones, se destaca que el sistema cuasi-aislado presenta un comportamiento similar al de la aislación clásica. Sin embargo, la primera alternativa puede presentar daños significativamente mayores en las zonas de aislación producto de la rápida degradación del elastómero a causa del deslizamiento, ruptura de los pernos de anclaje y/o falla de los fijadores.

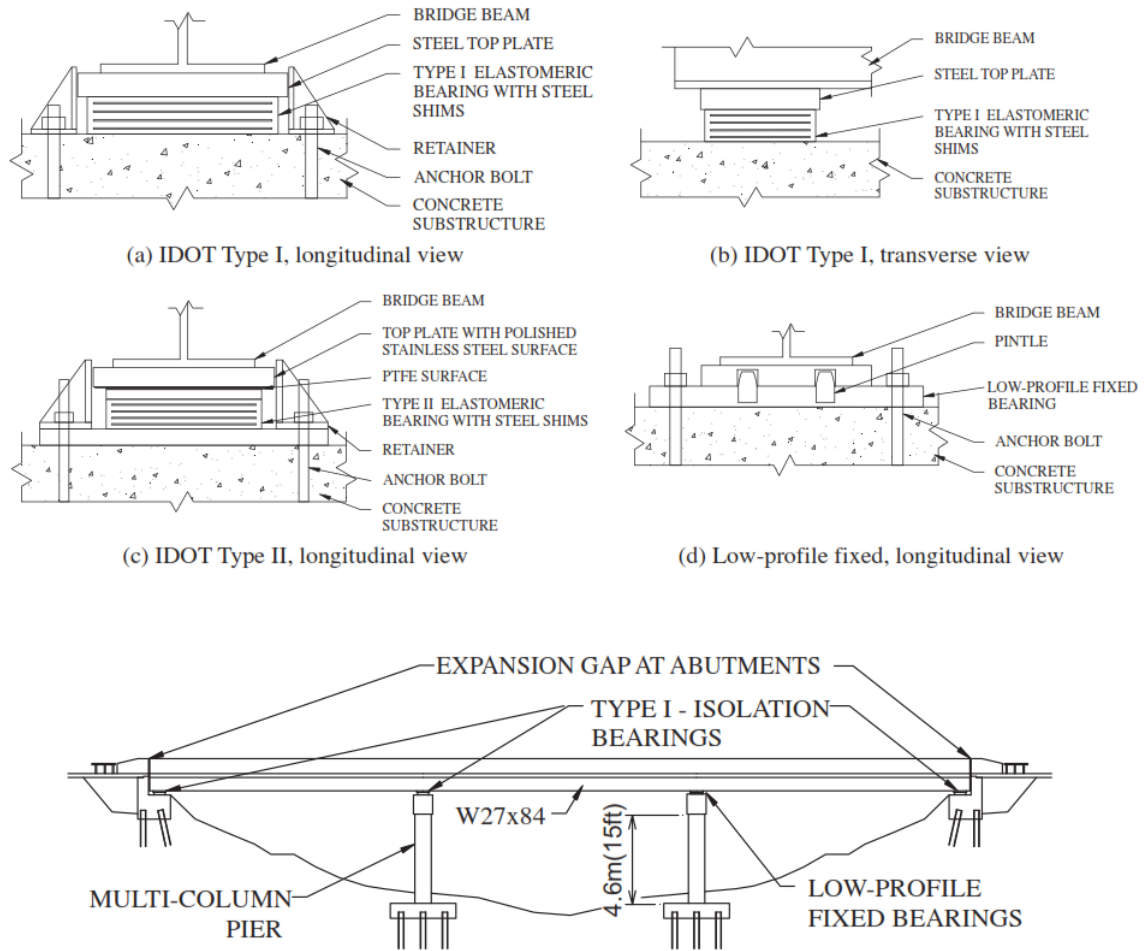


Figura 1-5. Alternativas de sistema de aislación y esquema de su colocación en la estructura (Filipov, Fahnestock, Steelman, Hajjar, LaFeve, & Foutch, 2013).

2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

El puente Marga Marga está constituido por un tablero continuo de hormigón H30 de 383 metros cubierto por una capa de 5 cm de asfalto, apoyado sobre 4 vigas metálicas. Estas poseen una altura de 2800 mm y el espesor y ancho del ala varía a lo largo de su extensión. El espesor del ala superior varía entre 16 y 38 mm, mientras que en el ala inferior se mantiene constante con 32 mm.

La infraestructura cuenta con 7 cepas (numeradas de sur a norte del 1 al 7), de hormigón armado de sección cajón cuyas dimensiones son 2 x 10 m y 0.25 m de espesor. La altura de estos elementos se indica en la Tabla 2-1. Las cepas C1 y C7 están fundadas directamente, mientras las cepas de la 2 a la 6 están sobre 10 pilotes de hormigón de 1 metro de diámetro y de largo variable, según la cepa.

En los extremos del puente, el tablero descansa en estribos de hormigón armado.

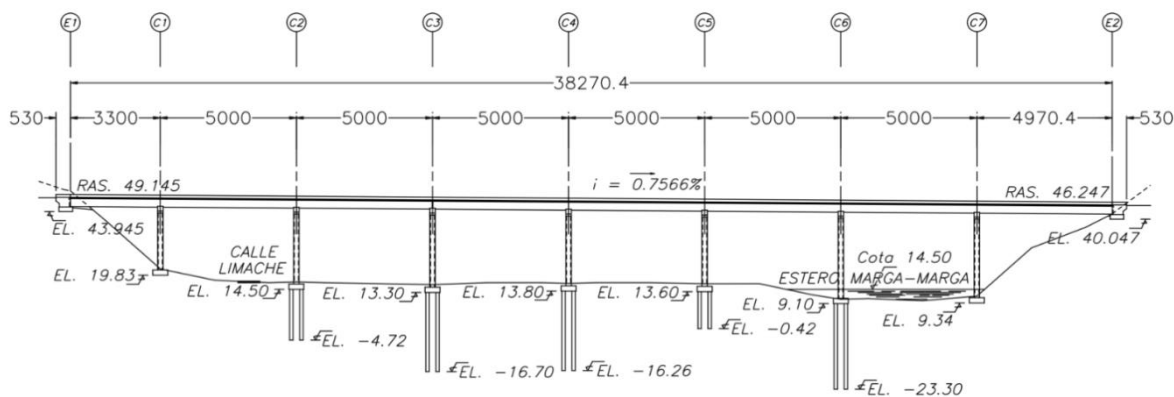


Figura 2-1. Vista longitudinal del Puente Marga Marga, dimensiones en cm.

La superestructura está conectada a la infraestructura a través de 36 aisladores elastoméricos (HDRB – *High Dumping Rubber Bearings*). La sección transversal de los aisladores depende de la carga axial que llega a cada uno y se distribuyen de la siguiente manera:

- ❖ Estribo Sur – Aisladores HDRB de sección transversal 50 x 50 cm.
- ❖ Cepas – Aisladores HDRB de sección transversal 85 x 55 cm.
- ❖ Estribo Norte – Aisladores HDRB de sección transversal 70 x 50 cm.

Tabla 2-1. Altura de las cepas (considerada desde el nivel de suelo hasta la base de los aisladores).

Cepa	Altura [m]
C1	23.365
C2	28.317
C3	29.138
C4	28.260
C5	28.082
C6	32.154
C7	31.586

Los aisladores fueron fabricados por la empresa VULCO S.A. y fueron ensayados en la Universidad de Chile.



Figura 2-2. Aislador elastomérico de la cepa C4.

Para acomodar las deformaciones longitudinales de diseño de la estructura (22.5 cm de desplazamientos finales producido por cargas sísmicas y de temperatura), el puente cuenta con juntas de dilatación “*Finger Joints*” en ambos estribos. (Boroschek, Moroni, & Sarrazín, 2003)

2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA RED DE ACELERÓMETROS (Venegas, 2013)

El puente está instrumentado con una red de 14 acelerómetros que permiten registrar el comportamiento dinámico de la estructura y la respuesta del campo libre para sismos de magnitud moderada y severa. Estos se componen de 9 acelerómetros Kinematics FBA-11, unidireccionales y 5 Kinematics FBA-23, tri-axiales. En total, la red de acelerómetros suministra 24 canales de monitoreo.

La disposición de los acelerómetros se detalla a continuación.

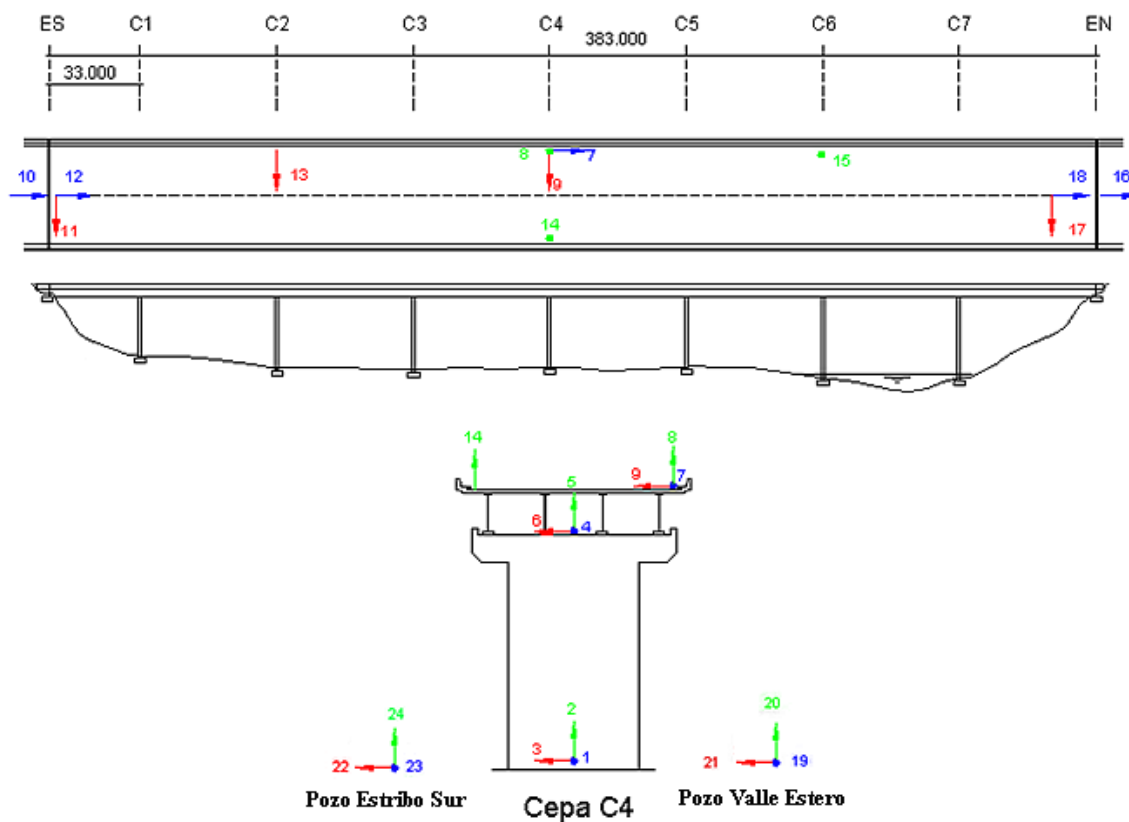


Figura 2-3. Disposición de los acelerómetros a lo largo de la estructura.

Tabla 2-2. Disposición y dirección de los acelerómetros.

Canal	Tipo	Ubicación	Dirección	Canal	Tipo	Ubicación	Dirección
1	FBA-23	Pie C4	L	13	FBA-11	Losa (C2)	T
2	FBA-23	Pie C4	V	14	FBA-11	Losa (C4)	V
3	FBA-23	Pie C4	T	15	FBA-11	Losa (C6)	V
4	FBA-23	Cabezal C4	L	16	FBA-11	Estribo Norte	L
5	FBA-23	Cabezal C4	V	17	FBA-11	Tablero EN	T
6	FBA-23	Cabezal C4	T	18	FBA-11	Tablero EN	L
7	FBA-23	Losa (C4)	L	19	FBA-23	Pozo Valle	L
8	FBA-23	Losa (C4)	V	20	FBA-23	Pozo Valle	V
9	FBA-23	Losa (C4)	T	21	FBA-23	Pozo Valle	T
10	FBA-11	Estribo Sur	L	22	FBA-23	Pozo Estribo	L
11	FBA-11	Tablero ES	T	23	FBA-23	Pozo Estribo	V
12	FBA-11	Tablero ES	L	24	FBA-23	Pozo Estribo	T

El sismo del 27 de febrero del 2010 fue registrado en el puente en 21 de los 24 canales existentes, tres de los cuales se encuentran en el suelo del valle del estero Marga Marga.

Venegas, 2013, determinó para el evento principal, sus posteriores réplicas, y para el evento del 17/04/12 ($M_w = 6.5$), las propiedades dinámicas fundamentales, las que se presentan en la Tabla 2-3.

Para ello, consideró sólo la parte final del registro (el intervalo desde el 95% de la intensidad de Arias en adelante) que permite ver de forma más clara el amortiguamiento modal. Es importante señalar que la aceleración máxima corresponde a la registrada en el campo libre “valle”.

Tabla 2-3. Propiedades dinámicas fundamentales del puente (Venegas, 2013).

Fecha Sismo	Longitudinal			Transversal		
	$a_{máx}$ [g]	f [Hz]	β	$a_{máx}$ [g]	f [Hz]	β
27/02/10-1	0.351	0.42	19.5	0.338	0.46	18.4
27/02/10-2	0.099	0.61	10.4	0.099	0.65	7.3
03/03/10-6	0.051	0.73	6.9	0.051	0.81	3.5
03/03/10-7	0.035	0.85	6.4	0.044	0.88	4.7
11/03/10-6	0.032	0.61	8.0	0.037	0.72	8.2
11/03/10-7	0.036	0.70	4.6	0.036	0.74	4.2
17/04/12	0.297	0.57	10.2	0.241	0.65	6.0

2.3 MODELO DESARROLLADO POR VENEGAS (Venegas, 2013)

Venegas (2013) desarrolló 2 modelos de elementos finitos en el software OpenSees. El primero se caracteriza por tener cepas modeladas a través de elementos elásticos mientras que el segundo considera una modelación a través de elementos de fibras.

En ambos modelos, la estructura se compone de 682 nodos y 1102 elementos. La masa de toda la estructura fue asignada automáticamente a los nodos considerando una densidad del hormigón de $2.5 \frac{ton}{m^3}$, $2.2 \frac{ton}{m^3}$ para la capa asfáltica (más agregados) y $7.85 \frac{ton}{m^3}$ para el acero.

Trigo (2007), recomienda que las condiciones de apoyo para las cepas piloteadas, se consideren como fijas debido a la rigidez de éstas respecto del suelo.

Para lograr un dimensionamiento acorde con la realidad, se utilizó elementos rígidos para unir las vigas metálicas con el tablero, los aisladores con el cabezal de la cepa y para representar la rigidez de la cepa en la viga cabezal. Los elementos que dan continuidad a los tramos de viga metálica fueron modelados mediante elementos elásticos. Además, se consideró en el modelo el uso de elementos *Elastic-Perfectly Plastic Gap* para representar las juntas *Finger-Joint* que unen el tablero con los estribos de acuerdo a lo recomendado por OpenSees en su página web. En dirección transversal se restringió totalmente el movimiento forzando el tablero a moverse sincrónico con el estribo.

En el capítulo 4 y mediante el software OpenSees se realiza un análisis en el tiempo, a través de un modelo desarrollado por Venegas (2013). Como datos de entrada, se utilizan los registros de aceleraciones del terremoto del 27 de febrero, específicamente los registros del campo libre valle de la cepa 4 y los registros de los estribos (Modelo Asincrónico).

Con los resultados anteriores se determinan los esfuerzos internos que responden a las sollicitaciones sísmicas. Se hace hincapié en analizar la respuesta de las cepas que poseen una longitud menor, puesto que presentan una mayor rigidez con respecto a sus homólogas más largas y por ende fueran sometidas a esfuerzos mayores.

2.3.1 DATOS GENERALES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades utilizadas en el modelo, tanto para los elementos rígidos como las cepas elásticas, se indican en la Tabla 2-4. Estos valores son idénticos a los usados por Taylor (2007).

Tabla 2-4. Propiedades de los elementos rígidos y cepas elásticas (Venegas, 2013).

	Elementos Rígidos	Cepas Elásticas
A [m²]	100	6.375
E [MPa]	210000	23500
n	0	0.2
G [MPa]	105000	9792
I_y [m⁴]	10000	4.178
I_z [m⁴]	10000	62.226
J [m⁴]	10000	12.658

Para el segundo modelo se utilizaron elementos de fibra no lineales de hormigón y acero, por lo que influye la distribución de barras de refuerzo en las diferentes cepas. Las propiedades del hormigón armado correspondientes a este modelo y las curvas de Momento-Curvatura del hormigón se adjuntan en la Tabla 2-5 y Figura 2-4, respectivamente.

Tabla 2-5. Propiedades hormigón armado (No Confinado NC y Confinado C)- modelo de fibra no lineal (Venegas, 2013).

fc'_{NC} [MPa]	25
Ec_{NC} [MPa]	23500
eps0_{NC}	0.002
fcu_{NC} [MPa]	5
epsU_{NC}	0.006
fc'_C [MPa]	25
Ec_C [MPa]	23500
eps0_C	0.003
fcu_C [MPa]	5
epsU_C	0.017
fy [MPa]	420
Es [GPa]	210
b	0.005

Donde:

- f_c'** : Resistencia a la compresión del hormigón (probeta cúbica).
- E_c** : Módulo de elasticidad del hormigón.
- ϵ_{pc0}** : Deformación unitaria a la tensión máxima.
- f_{cu}** : Tensión de ruptura del hormigón.
- ϵ_{psU}** : Deformación unitaria para la tensión de ruptura.
- f_y** : Tensión de fluencia de las barras de acero.
- E_s** : Módulo de elasticidad del acero.
- b** : Razón entre el módulo de elasticidad plástico y elástico del acero.

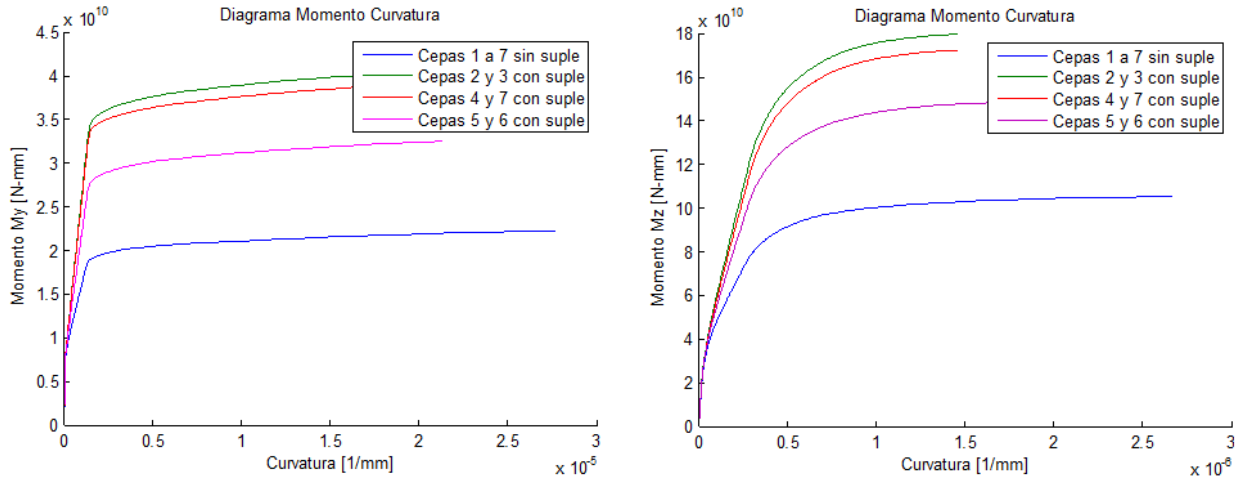


Figura 2-4. Diagrama Momento-Curvatura de cepas en el eje débil (Izq.) y en el eje fuerte (Der) (Venegas, 2013).

La viga cabezal de 2 x 2 m se modeló como un elemento elástico muy rígido en el ancho real de la cepa y como elemento de fibra no lineal en la zona que ésta excede el ancho de la cepa. Las propiedades de los materiales son consistentes con las descritas en la Tabla 2-4 y en la Tabla 2-5, respectivamente.

El sistema de aislación, detallado en la sección 2.1, se modeló utilizando elementos representativos para aisladores *elastomeric Bearing*, cuya relación tensión versus deformación es bilineal para el corte en ambas direcciones. En una primera instancia se consideraron las propiedades de corte obtenidas en los ensayos a corte cíclico realizadas en *IDIEM – Universidad de Chile* y posteriormente fueron calibradas por Venegas para que el análisis en el tiempo resultara con el menor error posible en la determinación de desplazamientos en puntos singulares de la estructura. El resto de las propiedades corresponden a las utilizadas por Taylor en su modelo SAP2000 (ver Tabla 2-6).

Tabla 2-6. Propiedades de los aisladores (Venegas, 2013).

	Aisladores Estribo Sur	Aisladores Estribo Norte	Aisladores Cepas
ke [N/mm]	7500	11000	10500
fy [N]	11000	20000	45000
α	0.1	0.1	0.1905
kx [N/mm]	2.865E+06	5.604E+06	1.002E+07
krx [N·mm]	1.000E+15	1.000E+15	1.000E+15
kry [N·mm]	1.780E+10	3.481E+10	7.597E+10
krz [N·mm]	1.000E+15	1.000E+15	1.873E+11

Para representar las vigas metálicas a lo largo del puente, se consideraron las propiedades señaladas en la Tabla 2-7. Para homogeneizar el modelo, se consideró el promedio de cada una de las propiedades correspondientes a los segmentos.

Tabla 2-7. Propiedades de las vigas de acero (Venegas, 2013).

Sección	A	B	C	C1	D	D1
A [m²]	4.72E-02	5.36E-02	6.56E-02	5.86E-02	7.92E-02	7.20E-02
J [m⁴]	3.75E-06	5.61E-06	1.21E-05	6.65E-06	2.27E-05	1.43E-05
I_Y [m⁴]	4.83E-02	6.19E-02	8.61E-02	7.18E-02	1.14E-01	9.89E-02
I_Z [m⁴]	1.26E-04	2.67E-04	6.67E-04	5.21E-04	1.37E-03	1.15E-03
Sección	E	F	G	H	I	J
A [m²]	5.61E-02	4.84E-02	8.68E-02	5.09E-02	7.04E-02	1.06E-01
J [m⁴]	6.13E-06	4.01E-06	2.63E-05	4.53E-06	1.37E-05	6.74E-05
I_Y [m⁴]	6.66E-02	5.03E-02	1.29E-01	5.41E-02	9.57E-02	1.59E-01
I_Z [m⁴]	3.94E-04	1.70E-04	2.17E-03	2.97E-04	1.02E-03	3.16E-03
Sección	K	L	M	N	O	Promedio
A [m²]	7.52E-02	6.87E-02	6.60E-02	5.34E-02	5.10E-02	6.52E-02
J [m⁴]	1.54E-05	1.18E-05	1.10E-05	5.05E-06	4.62E-06	1.38E-05
I_Y [m⁴]	1.05E-01	8.92E-02	8.21E-02	5.75E-02	5.43E-02	8.37E-02
I_Z [m⁴]	1.49E-03	1.18E-03	1.05E-03	4.86E-04	3.00E-04	9.31E-04

Finalmente, para el tablero de hormigón armado se consideró un elemento elástico cuyas propiedades fueron extraídas del modelo desarrollado por Taylor (2007).

Tabla 2-8. Propiedades del tablero (Venegas, 2013).

A [m²]	4.72
J [m⁴]	9.95E-02
I_y [m⁴]	1.48E-01
I_z [m⁴]	137

2.3.2 OPCIONES DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS

El procedimiento de análisis efectuado por Venegas consistió en realizar un análisis estático para cargar el modelo con el peso propio. Una vez cargado, se efectuó un análisis modal de la estructura encontrándose las principales formas y frecuencias modales.

Luego, se realizaron 2 tipos de análisis, un análisis sincrónico en el tiempo y un análisis asincrónico en el tiempo.

La primera opción consiste en aplicar los desplazamientos, obtenidos de los registros del valle para el terremoto del 27 de febrero de 2010, en todos los apoyos de la estructura. Para la calibración del modelo se consideró como variables de optimización las propiedades de corte de los aisladores y los largos de los gaps en los estribos. Estos valores fueron comparados con los desplazamientos obtenidos en los canales correspondientes del sistema de monitoreo.

La segunda opción de análisis considera los desplazamientos obtenidos en el valle de la cepa C4 y los aplica a la base de las cepas C2 a la C6. Los desplazamientos registrados en el estribo sur son aplicados a la base de éste y a la cepa C1, mientras que los desplazamientos registrados en el estribo norte son aplicados a la base de éste último y a la cepa C7.

El procedimiento de calibración del modelo fue análogo al realizado para la opción sincrónica, verificando las propiedades de corte de los aisladores y los largos de los gaps en los estribos.

2.4 CONCLUSION DEL MODELO A UTILIZAR

La respuesta de la estructura en los modelos antes mencionados tiene un comportamiento similar en los casos de elementos lineales y de fibra no lineal. Sin embargo, el ahorro en el tiempo de ejecución del análisis es significativamente mayor para el primero, lo que incurre en una economía temporal para el chequeo de los resultados.

En cuanto a la simulación, una situación más acorde a la realidad consiste en efectuar un análisis en el tiempo de forma asincrónica, pues el movimiento del suelo varía de un lugar a otro por las diferentes características del suelo y la refracción y reflexión de las ondas sísmicas.

Venegas (2013), concluye que el modelo asincrónico de cepas elásticas es la mejor opción de análisis ya que los resultados para desplazamientos entre el modelo de fibras y éste no presentan mayores diferencias, además del ahorro temporal en su ejecución.

Sin embargo, en el presente trabajo, los esfuerzos en la estructura indican mejores resultados para el modelo de fibras, por lo que el análisis es efectuado para ambos modelos y se hace una comparación de todos los resultados.

3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS CEPAS DEL PUENTE

En el presente capítulo se confeccionan y analizan los diagramas de interacción de las cepas, además de determinar la capacidad al corte de dichos elementos.

Con dicho fin se aplican 3 metodologías en la elaboración de diagramas de interacción Pn – Mn, los que luego se comparan y se determina la capacidad que poseen las cepas.

Estos métodos son:

- i. Determinación teórica
- ii. Section Designer – Aplicación del software SAP2000¹.
- iii. Software CSIColum²

3.1 DETERMINACIÓN TEÓRICA

Los materiales utilizados para la determinación de la capacidad teórica corresponden a los de la Tabla 2-5. Para determinar el aporte de las barras de refuerzo en la base de las cepas se considera la disposición indicada en los planos del proyecto.

Se consideró hormigón H30 para la matriz de concreto y acero A36 para las barras de refuerzo. Las propiedades de ambos materiales se encuentran en la Tabla 3-1. Las dimensiones y la armadura de la sección fueron extraídas de los antecedentes del proyecto.

Tabla 3-1. Propiedades de los materiales utilizados en software SAP2000

Hormigón H30		Acero A36	
Densidad (γ_c)	$2.5 \frac{tonf}{m^3}$	Densidad (γ_s)	$7.85 \frac{tonf}{m^3}$
Módulo de Elasticidad (E_c)	23500 MPa	Módulo de Elasticidad (E_s)	200000 MPa
Resistencia a la compresión (f'_c) ³	25 MPa	Resistencia a la fluencia (f_y)	420 MPa
		Resistencia última (f_u)	630 MPa

¹ (Berkeley, <http://www.csiberkeley.com/sap2000>)

² (Berkeley, <http://www.csiberkeley.com/csicol/overview>)

³ Resistencia de probeta cúbica.

La sección transversal considera un refuerzo principal de barras de diámetro $\Phi 12 \text{ mm}$ y suples de $\Phi 16 \text{ mm}$ dispuestos en doble capa por las caras laterales. Los largos de los suples son variables entre 4 y 10 metros. La disposición de las barras de refuerzo se detalla en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2. Disposición de barras de refuerzo en las cepas.

Cepa	DIRECCIÓN EJE FUERTE			DIRECCIÓN EJE DÉBIL		
	Diámetro Refuerzo Principal [mm]	Diámetro Suples [mm]	Largo Suple [m]	Diámetro Refuerzo Principal [mm]	Diámetro Suples [mm]	Largo Suple [m]
C1	$\Phi 12 @ 200$	-	-	$\Phi 12 @ 200$	-	-
C2	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 12 @ 200$	4	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 12 @ 200$	4
C3	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 12 @ 200$	4	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 12 @ 200$	4
C4	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 12 @ 200$	10	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 16 @ 200$	10
C5	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 16 @ 200$	9	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 16 @ 200$	9
C6	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 16 @ 200$	10	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 16 @ 200$	10
C7	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 12 @ 200$	10	$\Phi 12 @ 200$	$\Phi 16 @ 200$	10

Es refuerzo transversal considera estribos $\Phi 12 @ 200$ para las caras de la sección, dispuestos en toda la altura y aplica para todas las cepas.

El análisis consiste en determinar los esfuerzos internos sometidos a una deformación controlada. Se considera que la sección alcanza la deformación última del hormigón en una cara mientras que la deformación de las barras de la cara contraria varía desde $e^* = 0$ hasta $e^* = 0.05$ (Figura 3-1).

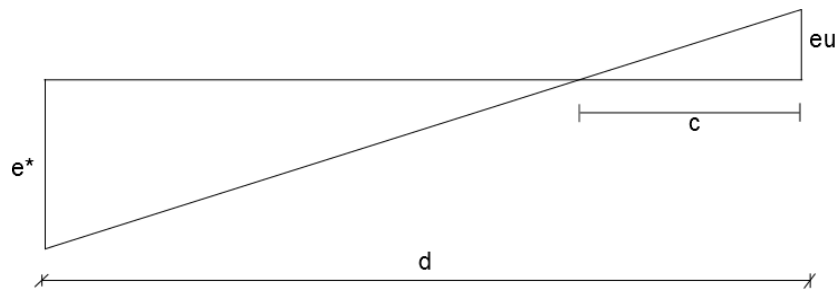


Figura 3-1. Esquema de análisis realizado - deformación controlada.

Para el aporte del hormigón a la compresión, se desprecian las cartelas interiores a fin de simplificar los casos de la ubicación del eje neutro. Además, se calcula la compresión del hormigón de la forma indicada en la Figura 3-2.

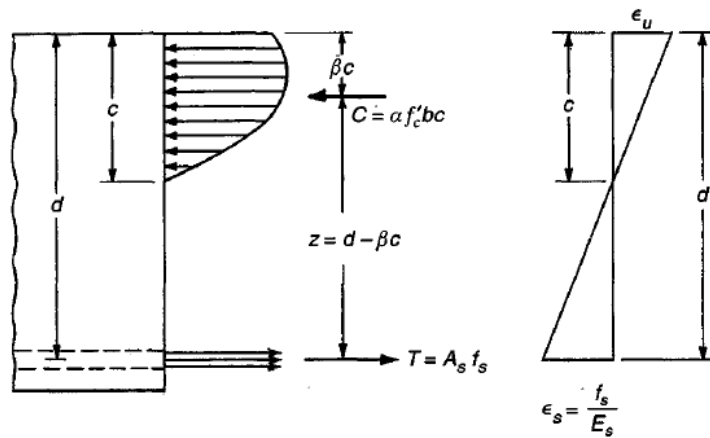


Figura 3-2. Aporte del hormigón a la compresión (Nilson, Darwin, & Dolan, 2010).

Para el presente caso, el factor bc de la compresión se considera como el área de la sección que está sometida a compresión y depende del valor del eje neutro correspondiente, quedando:

$$C = \alpha * f'_c * A_{compresión}(c)$$

Los factores α y β corresponden a coeficientes de reducción que dependen de la calidad del hormigón y se comportan de acuerdo a la siguiente ley:

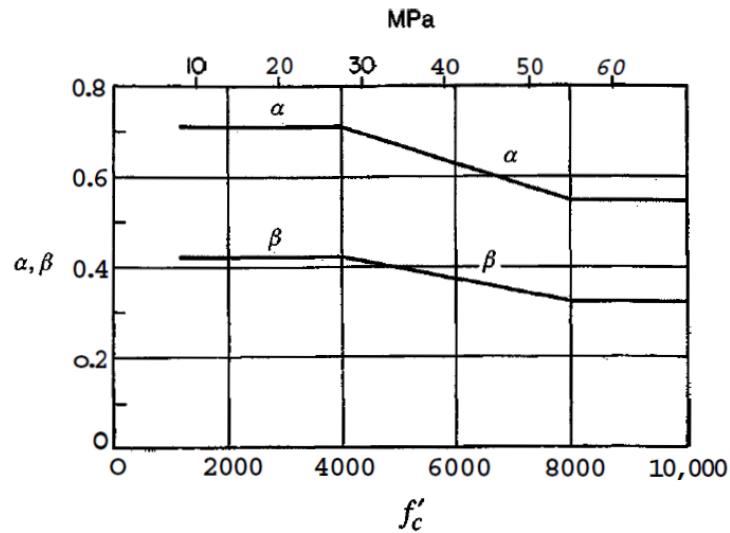


Figura 3-3. Coeficientes de reducción de la compresión del hormigón (Nilson, Darwin, & Dolan, 2010).

Para deformaciones en las cuales la sección está sometida sólo a esfuerzos de compresión, se considera el caso límite, en el cual la carga axial es concéntrica con el centro de rigidez (P_o). Para deformaciones $e^* \in [-0.003, 0]$, se considera una variación lineal hasta el punto cuando $e^* = 0$.

De igual forma, se calcula un valor máximo para el caso de la sección sometida a tracción pura, donde la totalidad de las barras está en fluencia y toman todo el esfuerzo. Análogamente, se considera una variación lineal desde este punto hasta cuando $e^* = 0.005$.

Los diagramas de interacción Pn-Mn obtenidos para el eje fuerte en las diferentes cepas se indican de la Figura 3-4 a la Figura 3-7.

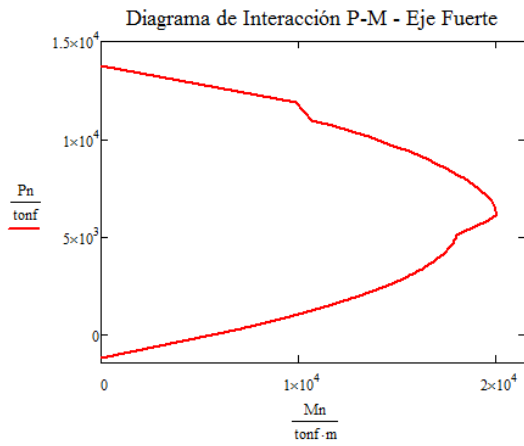


Figura 3-4. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C1.

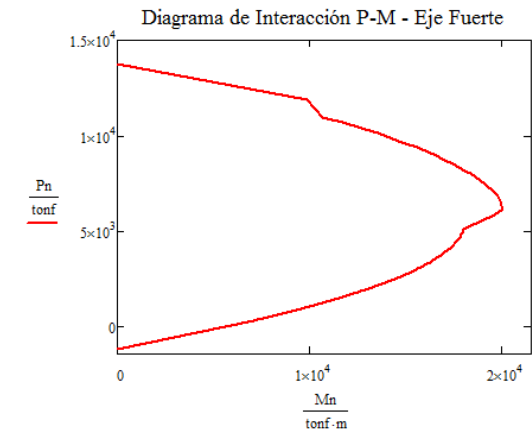


Figura 3-5. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3.

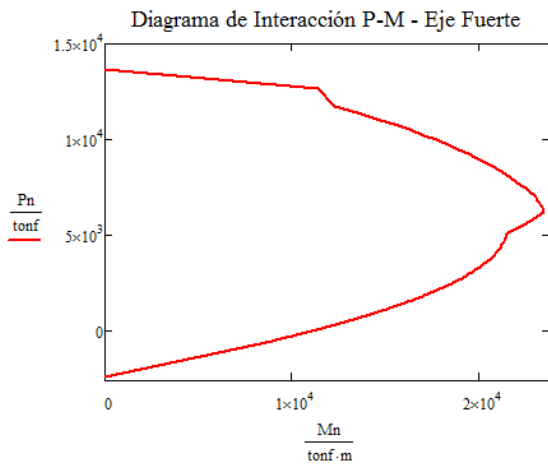


Figura 3-6. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7.

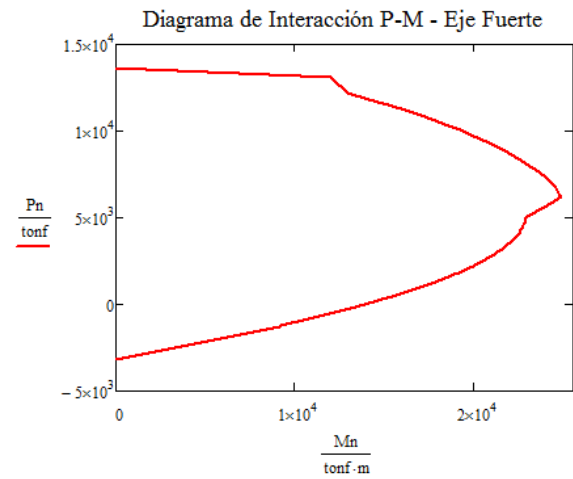


Figura 3-7. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6.

Los diagramas de interacción Pn-Mn obtenidos para el eje débil en las diferentes cepas se indican de la Figura 3-8 a la Figura 3-11.

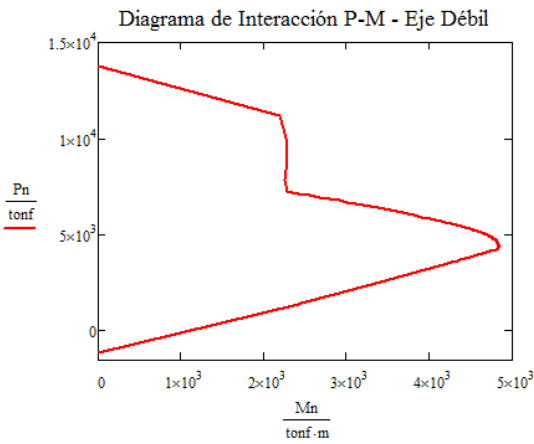


Figura 3-8. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C1.

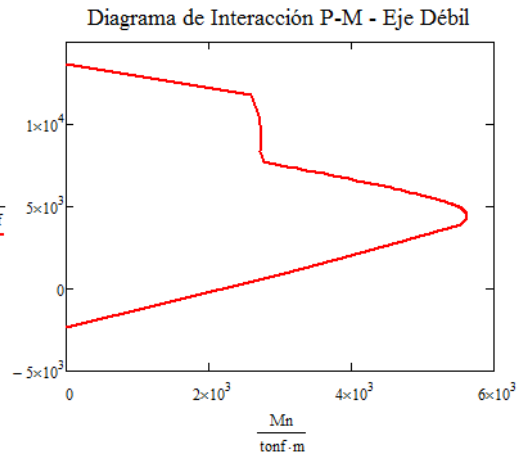


Figura 3-9. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C2 y C3.

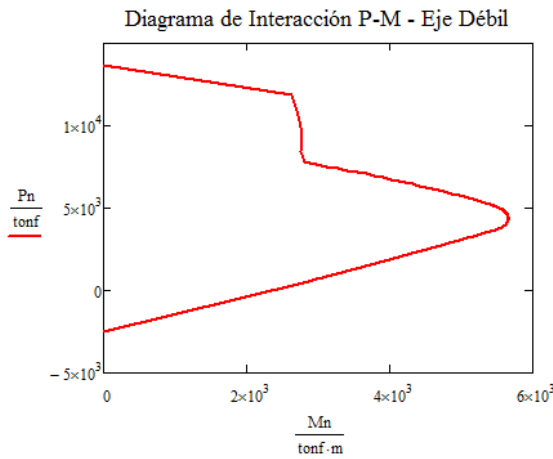


Figura 3-10. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C4 y C7.

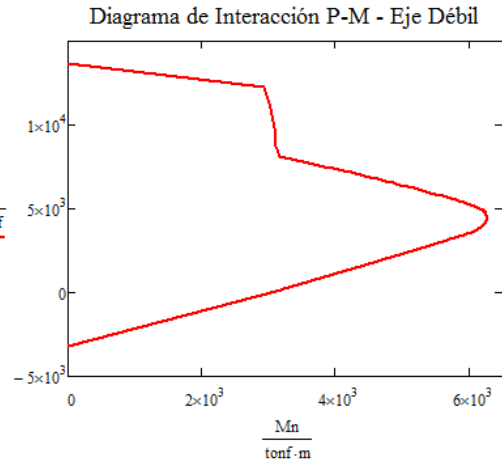
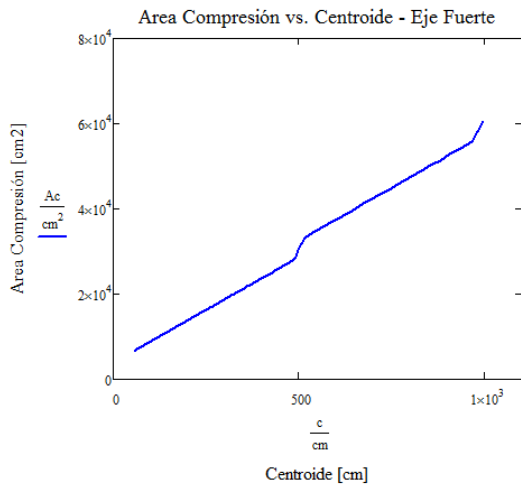
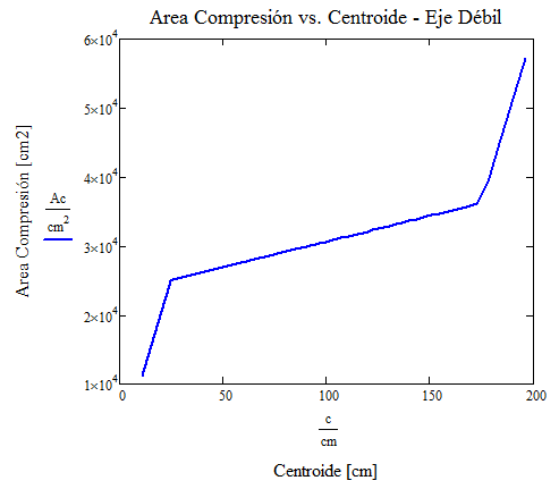


Figura 3-11. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C5 y C6.

En las figuras anteriores, se puede ver que existen cambios bruscos de carga axial en algunas zonas. Esto se debe al aporte variable del hormigón a la compresión ya que la sección posee una geometría irregular. Estos cambios se aprecian mejor en la Figura 3-12 donde se grafica el área en compresión versus la posición del centroide y ocurren al pasar por el atiesador central o en las alas laterales de la sección hueca.



a)



b)

Figura 3-12. Área a compresión vs. Centroide: a) Eje fuerte y b) Eje débil.

3.2 SECTION DESIGNER – SAP2000

En la Figura 3-13 se indica la sección analizada por SAP2000 con las mismas propiedades indicadas en 3.1.

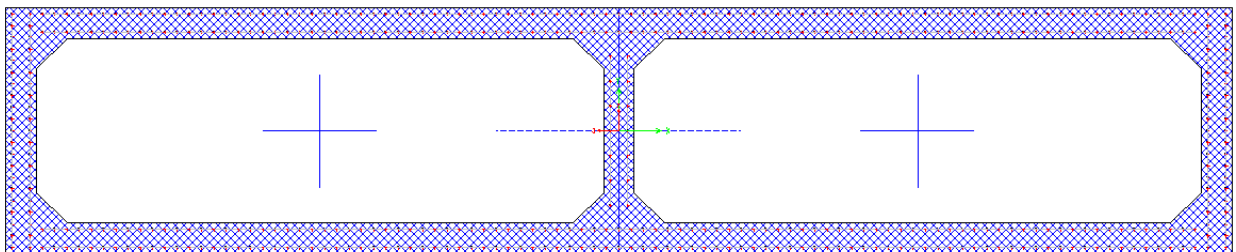


Figura 3-13. Sección transversal – SAP2000.

Los diagramas de interacción obtenidos para el eje fuerte se indican desde la Figura 3-14 a la Figura 3-17.

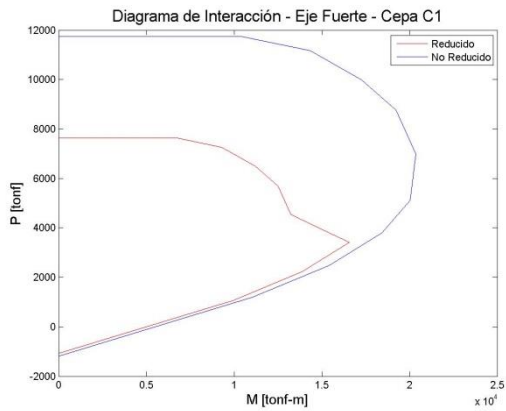


Figura 3-14. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C1 – SAP2000.

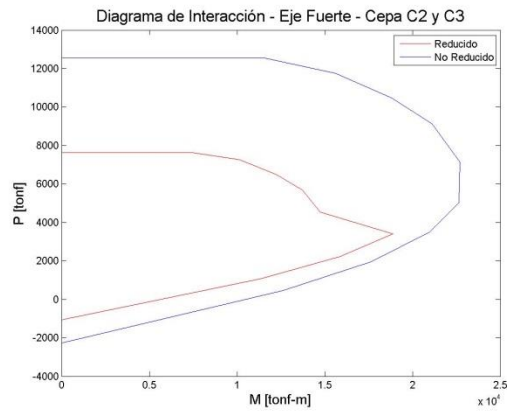


Figura 3-15. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C2 y C3 – SAP2000.

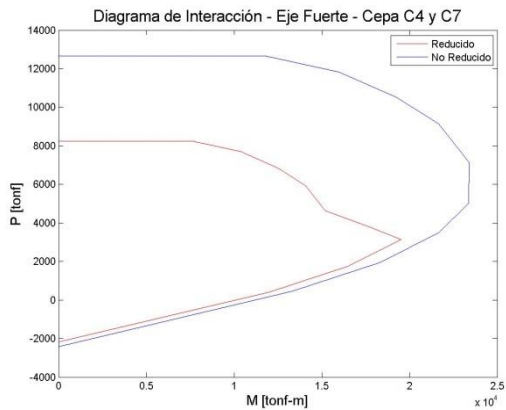


Figura 3-16. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C4 y C7 – SAP2000.

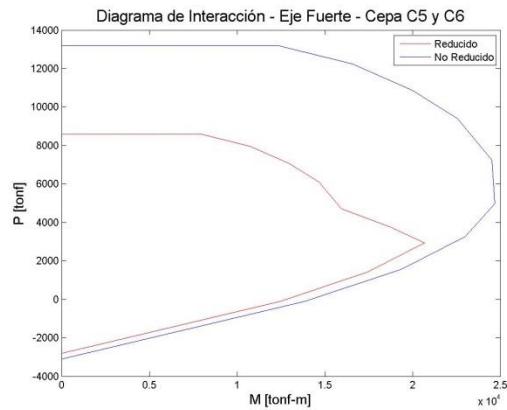


Figura 3-17. Diagrama de Interacción P-M – Eje Fuerte – Cepa C5 y C6 – SAP2000.

En las figuras anteriores se aprecian dos curvas, las reducidas y las no reducidas. Las primeras corresponden a valores de carga axial y momento nominales P_n y M_n mientras que las segundas consideran el factor de reducción (ϕ) de acuerdo al diseño mediante carga y resistencia (LRFD por su sigla en inglés)⁴.

⁴ ACI 310 – 08 cap. 9.3.2.2.

Los diagramas de interacción obtenidos para el eje débil se indican desde la Figura 3-18 a la Figura 3-21.

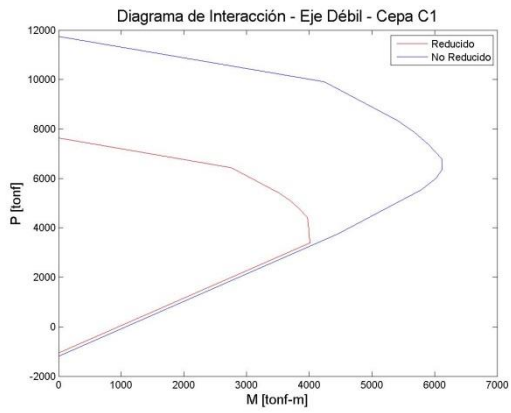


Figura 3-18. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C1 - SAP2000.

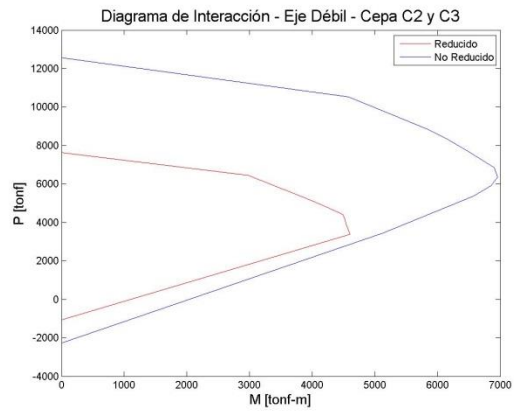


Figura 3-19. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C2 y C3 - SAP2000.

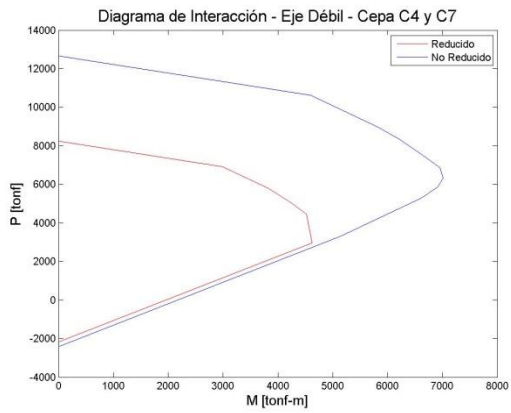


Figura 3-20. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C4 y C7 - SAP2000.

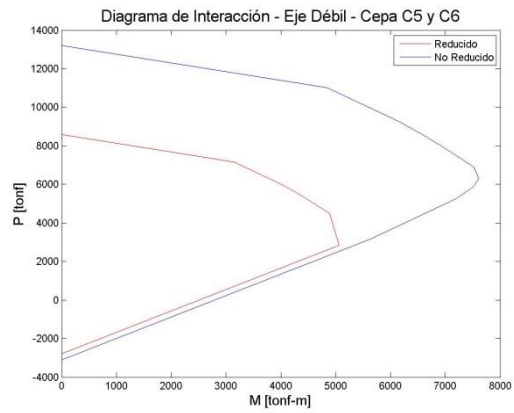


Figura 3-21. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C5 y C6 - SAP2000.

3.3 SOFTWARE CSICol.

CSICol es un software de los mismos proveedores de SAP2000⁵. Se caracteriza por ser una herramienta que proporciona el análisis de columnas de hormigón, acero o compuestas sometidas a diferentes estados de carga. Posee la capacidad de entregar curvas de interacción P-M, diagramas de momento curvatura para varios estados de falla, diagramas de esfuerzo-deformación, etc. El análisis lo hace siguiendo los códigos ACI-318-05, ACI-318-02, ACI-318-99, BS8110 o CSA A-23.3-94, EuroCode 2 e IS 456-2000.

La versión del año 2005 es la edición más reciente que posee el software del código de Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI-318), por lo que se eligió esta opción para comparar los resultados con los obtenidos en el software SAP2000 y la determinación teórica, obtenidos mediante el código ACI-318-08.

Al ser una herramienta orientada específicamente a columnas, los resultados se presentan de manera más detallada que en SAP2000 y permite un mejor control de los parámetros variables para analizar. Sin embargo, la estabilidad del programa se ve (American Concrete Institute, 2008) afectada al realizar una serie de procesos por lo que es necesario reiniciar el programa de vez en cuando.

La sección definida en el software se indica en la Figura 3-22.

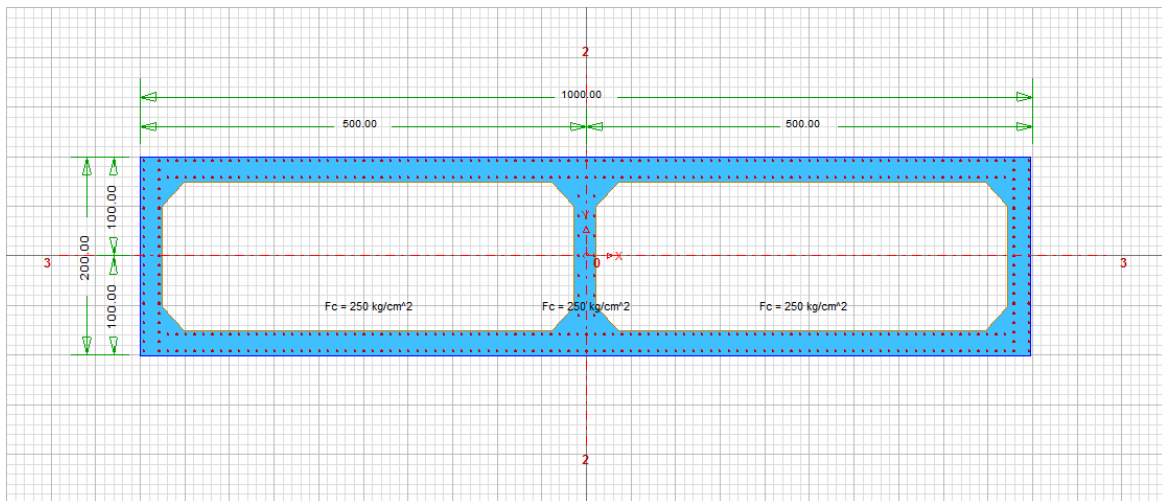


Figura 3-22. Sección transversal – CSICol.

⁵ Computers & Structures – CSI Berkley.

Los resultados obtenidos para el eje fuerte se indican desde la Figura 3-23 a la Figura 3-26.

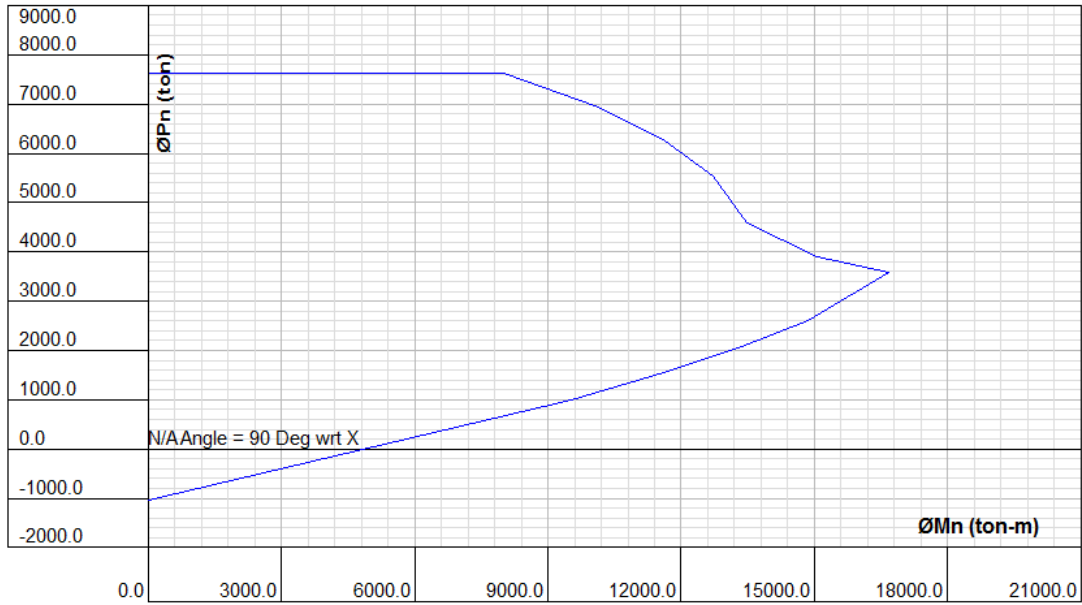


Figura 3-23. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C1 - CSICol.

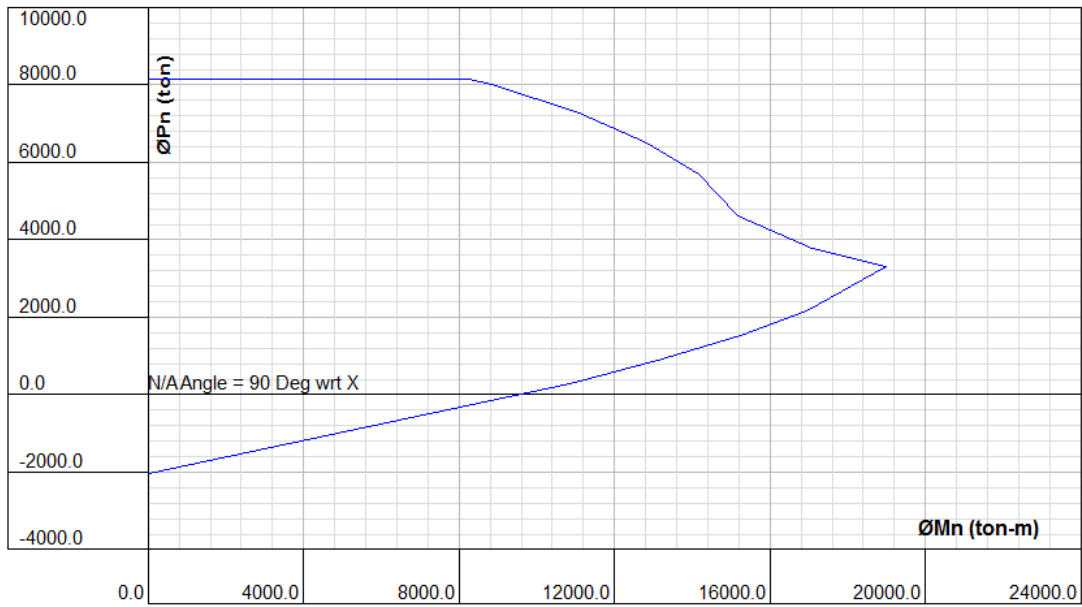


Figura 3-24. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3 - CSICol.

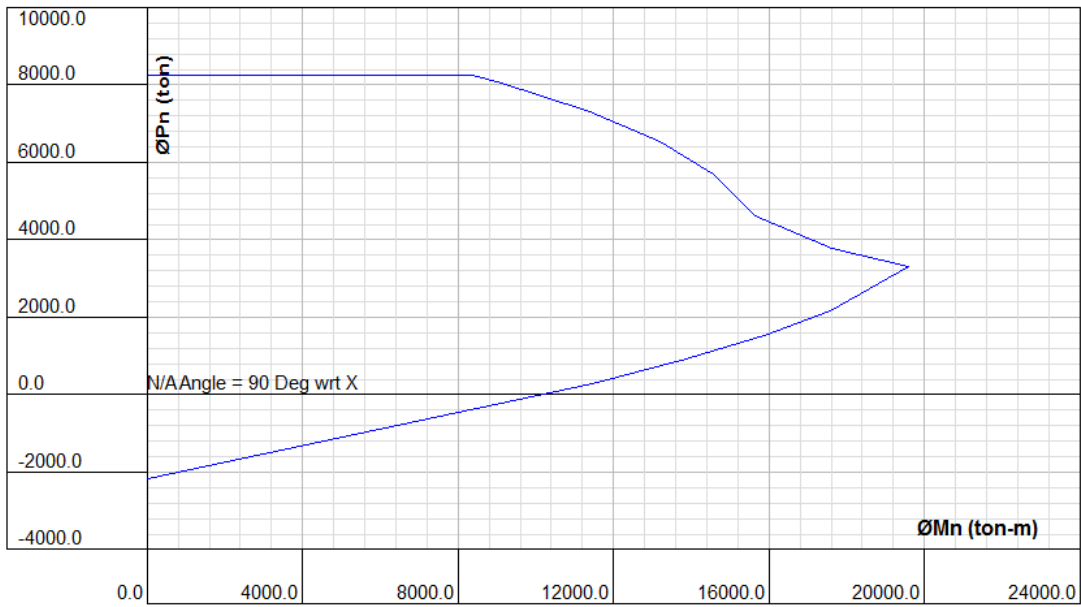


Figura 3-25. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7 - CSICol.

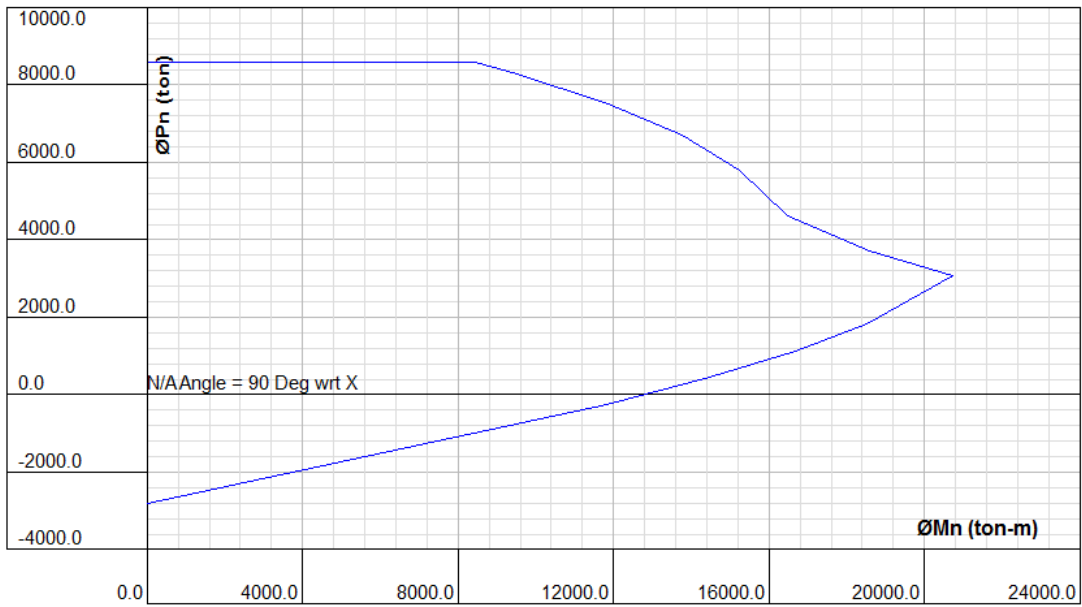


Figura 3-26. Diagrama de Interacción P-M - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6 - CSICol.

Los resultados obtenidos para el eje débil se indican desde la Figura 3-27 a la Figura 3-30.

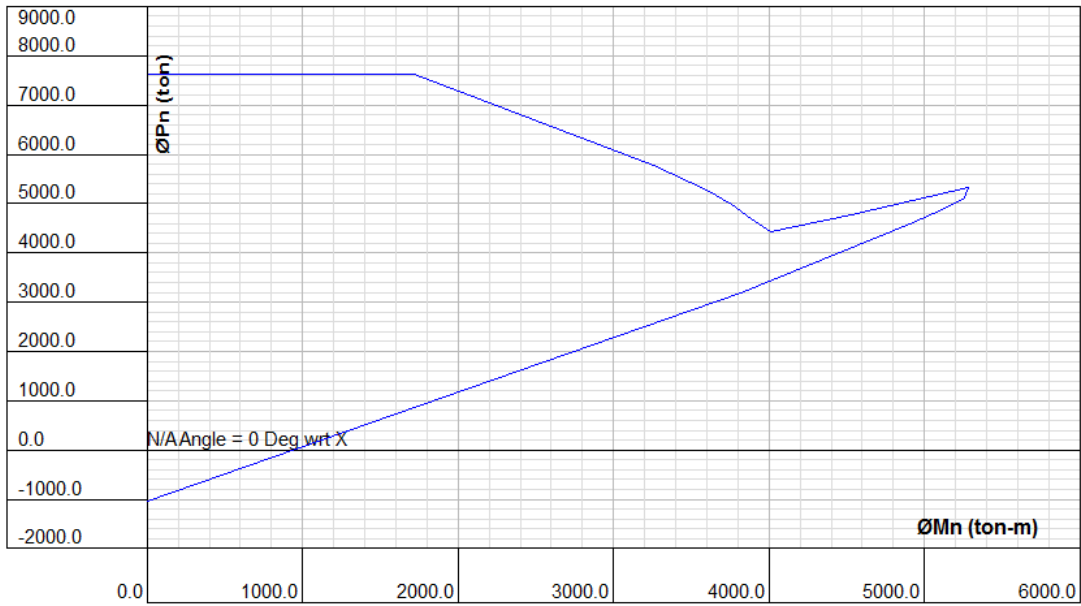


Figura 3-27. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C1 - CSICol.

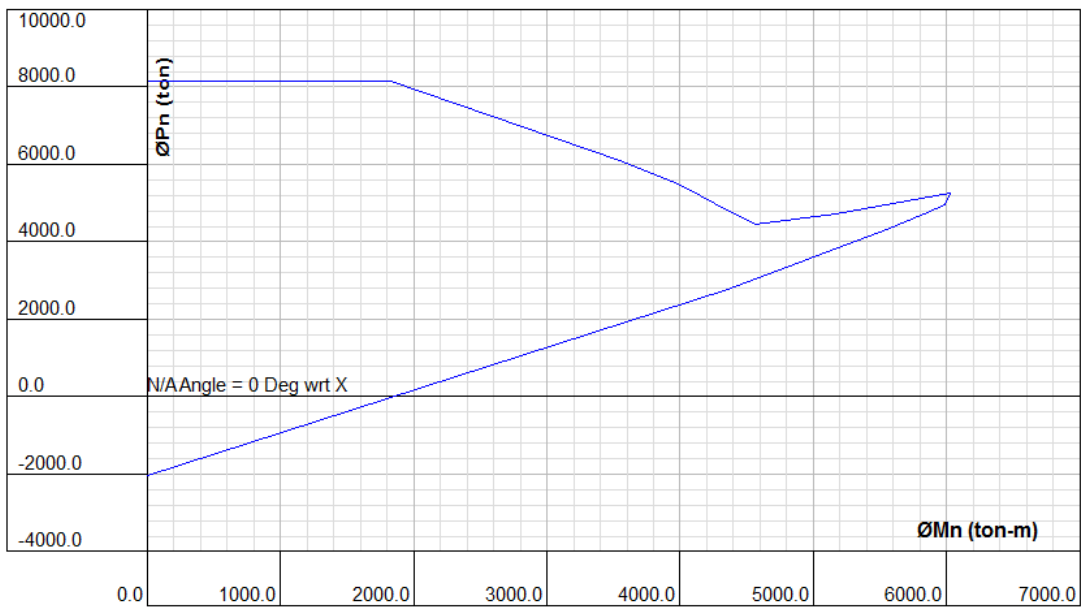


Figura 3-28. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Cepa C2 y C3 - CSICol.

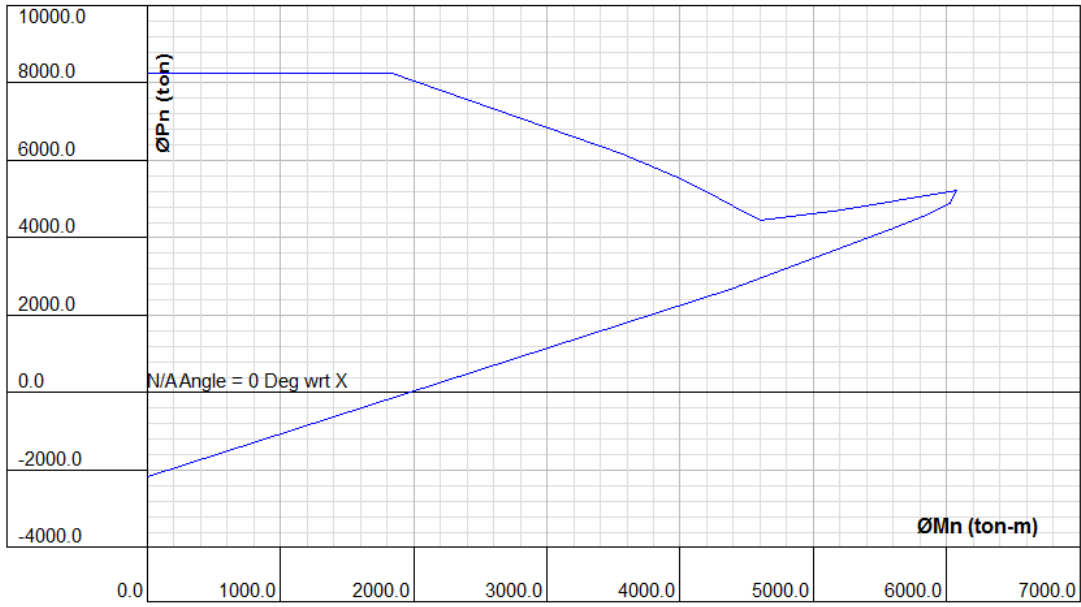


Figura 3-29. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Ceba C4 y C7 - CSICol.

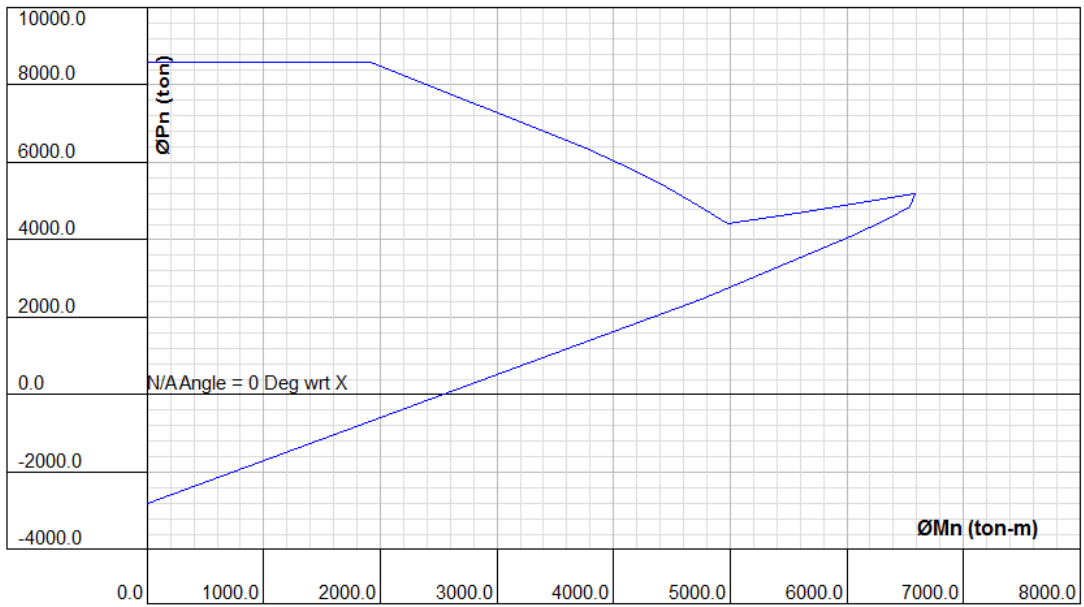


Figura 3-30. Diagrama de Interacción P-M - Eje Débil - Ceba C5 y C6 - CSICol.

3.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y ELECCIÓN DEL MÉTODO

Para comparar los resultados, se analizan los puntos característicos del diagrama de interacción PM reducido por el factor Φ para las cepas. Los valores se indican de la Tabla 3-3 a la Tabla 3-6.

Tabla 3-3. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C1.

	Eje Débil			Eje Fuerte		
	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico
Po [tonf]	7630	7615	7151	7630	7615	7151
Pb [tonf]	3388	5340	3905	3411	3587	5523
Mb [tonf-m]	4012	5280	4359	16580	16671	1803
P(tracción) [tonf]	1068	1040	1090	1068	1040	1090

Tabla 3-4. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C2 y C3.

	Eje Débil			Eje Fuerte		
	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico
Po [tonf]	8164	8164	7122	8164	8164	7122
Pb [tonf]	4603	5254	3958	3145	3297	5549
Mb [tonf-m]	3079	6024	5061	18889	18974	20460
P(tracción) [tonf]	-2042	-2042	-2084	-2042	-2042	-2084

Tabla 3-5. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C4 y C7.

	Eje Débil			Eje Fuerte		
	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico
Po [tonf]	8237	8237	7118	8237	8237	7118
Pb [tonf]	2969	5210	3928	3141	3294	5549
Mb [tonf-m]	4623	6073	5101	19521	19596	21121
P(tracción) [tonf]	2175	2175	2219	2175	2175	2218

Tabla 3-6. Comparación de puntos característicos - Diagrama de interacción P-M reducido Cepa C5 y C6.

	Eje Débil			Eje Fuerte		
	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico	Section Designer - SAP2000	CSICol	Análisis Teórico
Po [tonf]	8580	8580	7099	8580	8580	7099
Pb [tonf]	2838	5190	4005	2938	3079	5569
Mb [tonf-m]	5064	6588	5634	20686	20717	22348
P(tracción) [tonf]	2800	2800	2857	2800	2800	2855

En las tablas anteriores, se aprecia que las 3 alternativas arrojan valores comparables para el eje fuerte y mientras que en el eje débil presenta diferencias importantes en la magnitud de los resultados.

Además, el valor de la carga Po mediante el análisis teórico es menor para las cepas C2 a la C7 (entre 1119 y 1481 tonf) y 471 tonf para la cepa C1, que los resultados obtenidos a través de los softwares. Los valores para el punto de balance Pb y Mb indican las mayores diferencias entre las alternativas.

Dado que la armadura de refuerzo y la sección transversal es la misma en las 3 alternativas – excepto por las simplificaciones en el análisis teórico- las diferencias entre los resultados se pueden deber al tipo de algoritmo que se efectuó en cada una de ellas.

Para el análisis teórico, se consideró simplificaciones geométricas y de deformaciones, además de un análisis sólo en los ejes principales lo que influye en la precisión de los resultados.

Los softwares SAP2000 y CSICol calculan la superficie de interacción de acuerdo a lo señalado en el código ACI318, iterando para un valor de eje neutro y una rotación α (ver Figura 3-31) entre los ejes principales de la sección transversal arrojando así resultados más reales.

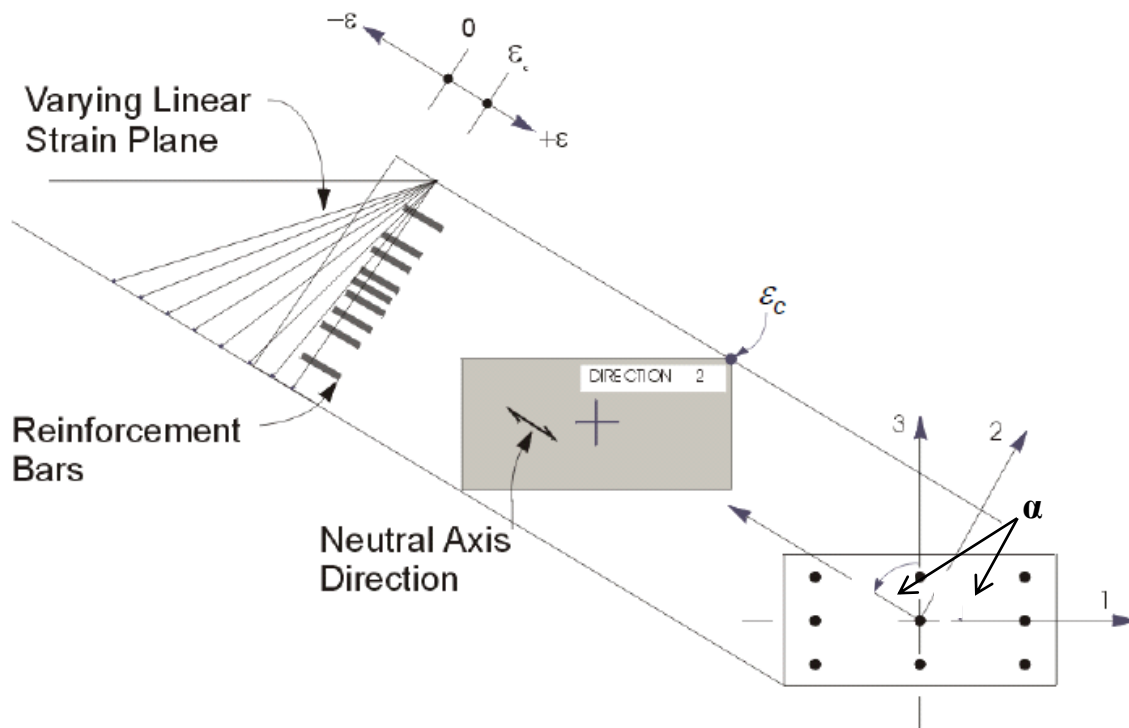


Figura 3-31. Análisis para flexión biaxial realizada por software SAP2000 y CSICol.

A raíz de lo anterior y considerando que las herramientas computacionales realizan un análisis basado en la flexo-compresión biaxial, reflejando así la realidad de mejor forma, se usan los valores determinados por el modelo desarrollado en el software *SAP2000* para comparar la capacidad de la cepa y su demanda correspondiente, aceptando que la capacidad a momento en el eje débil sea menor que lo previsto por los otros métodos.

3.5 CAPACIDAD AL CORTE DE LAS CEPAS

En el presente apartado se determina la capacidad al corte de las cepas para verificar su desempeño durante el evento sísmico.

Las expresiones utilizadas a continuación son la base de lo especificado en el código AASHTO Standard Specifications (2002) y en las recomendaciones del código ACI318-08.

$$V_n = V_c + V_s \quad [1]$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{P}{14 * Ag} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad [2]$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad [3]$$

Dónde:

- V_n** Capacidad nominal al corte [N].
- V_c** Capacidad al corte aportado por el hormigón [N].
- V_s** Capacidad al corte aportado por el refuerzo transversal [N] (*véase cap. 3.1*).
- P** Carga Axial [N]
- Ag** Área gruesa de la sección transversal [mm²]
- f'_c** Resistencia a compresión del hormigón [MPa].
- b_w** Ancho del alma de la sección [mm].
- d** Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción [mm].

Usando las expresiones anteriores, se obtienen las capacidades para los elementos.

Tabla 3-7. Capacidad al corte según ACI-318/AASHTO.

Cepa	Vc [tonf]	Vs [tonf]		Capacidad al Corte Eje Fuerte [tonf]	Capacidad al Corte Eje Débil [tonf]
		Eje Fuerte	Eje Débil		
C1	738	965	475	1703	1212
C2	775			1740	1250
C3	768			1733	1242
C4	769			1733	1243
C5	765			1730	1240
C6	764			1729	1239
C7	732			1697	1206

En la Tabla 3-7 se aprecia que la diferencia de la capacidad en las direcciones principales proviene fundamentalmente del aporte de la armadura transversal, principalmente la cantidad de ramas de refuerzo que hay en cada uno de los ejes (10 y 4 en el centro de la sección para los ejes fuerte y débil, respectivamente).

La expresión del aporte del concreto del hormigón según la ecuación [2] no distingue si se trata o no de una sección llena.

Ick-Hyun, Chang-Ho, & Myoungsu (2012) estudiaron experimentalmente el aporte del hormigón a la capacidad al corte en secciones cajón. Con ese fin ensayaron 7 probetas de sección hueca en dirección del eje débil y compararon las curvas fuerza lateral vs desplazamiento con la capacidad teórica propuesta por diferentes autores, entre los cuales se incluye la normativa AASHTO y ACI-318-08. En general, hay variaciones del 0.5 a 1.8 al comparar la razón entre valores experimentales y teóricos.

Como conclusión de dicho trabajo, recomiendan la determinación del aporte del concreto a través de las siguientes ecuaciones.

$$V_c = (\alpha)0.5 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 * \sqrt{f'_c} * A_g}} (0.8A_g) \quad [4]$$

$$\alpha = 1 - 0.22 \frac{l}{h} \quad \text{si } \frac{l}{h} \leq 3 \quad [5]$$

$$\alpha = 0.34 \quad \text{si } \frac{l}{h} > 3 \quad [6]$$

Dónde:

- V_c Capacidad al corte aportado por el hormigón [N].
- f'_c Resistencia a compresión del hormigón [MPa].
- A_g Área gruesa de la sección transversal [mm²]
- P Carga Axial [N]
- l Largo de la cepa [mm]
- h Alto de la sección transversal [mm] (depende del eje de análisis)
- α Coeficiente que depende del factor de esbeltez l/h .

Como en este caso la sección rectangular es hueca, se calcula la capacidad considerando todos los elementos en el eje débil ($A_g = 6.375 \text{ m}^2$) y en el eje fuerte la sección transversal sin el atiesador central, con un área gruesa de $A_g = 5.875 \text{ m}^2$ (ver Figura 3-32).

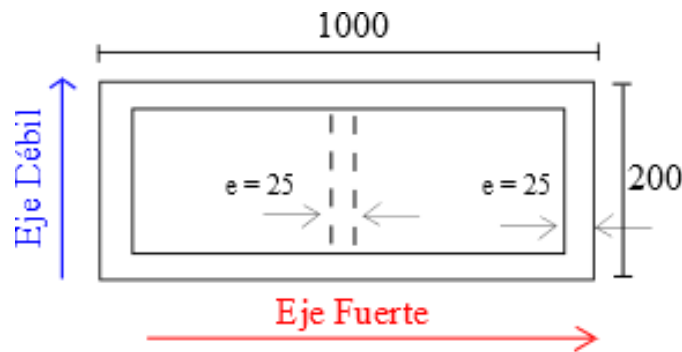


Figura 3-32. Sección modificada para análisis del corte.

Es importante mencionar que la carga P utilizada en las ecuaciones [2] y [4] considera el valor máximo de carga axial registrado en el análisis en el tiempo. Estos valores se indican en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8. Carga axial utilizada para la determinación de la capacidad al corte en las cepas.

Cepa	Carga Axial P [tonf]
C1	3122
C2	3793
C3	3671
C4	3693
C5	3670
C6	3652
C7	3082

La capacidad calculada utilizando la ecuación [4] para el aporte del hormigón se indica en la Tabla 3-9.

Tabla 3-9. Capacidad al corte en los ejes principales de la sección.

Cepa	Capacidad al Corte Eje Fuerte [tonf]	Capacidad al Corte Eje Débil [tonf]
C1	6122	4252
C2	5256	4521
C3	5011	4482
C4	5209	4464
C5	5263	4473
C6	4800	4485
C7	4569	4249

La capacidad al corte considerando el aporte del concreto según la ecuación [4] aumenta en un 200% y en un 258% en promedio con respecto a considerar la ecuación [2] para los ejes fuerte y débil, respectivamente.

La capacidad al corte en el eje fuerte considerando la capacidad de las dos mitades por separado ($A_g = 3.188 m^2$), es decir, la suma de 2 secciones transversales de 5 x 2 metros se indica en la Tabla 3-10.

Tabla 3-10. Capacidad al corte en el eje fuerte considerando la suma de dos secciones menores.

Cepa	Capacidad al Corte Eje Fuerte [tonf]
C1	9485
C2	10022
C3	9945
C4	9908
C5	9927
C6	9950
C7	9478

La gran diferencia entre los resultados de las capacidades mediante las 2 ecuaciones evidencia que la expresión desarrollada en el código ACI318 no discrimina la geometría de la sección transversal, subestimando la capacidad real del elemento.

Es importante mencionar que la utilización de la ecuación [4] considerando la sección completa de 10 x 2 m sin el atiesador central o considerando el doble de una sección de 5 x 2 m arroja resultados del simple al doble, por lo que la correcta utilización de dicha expresión queda abierta a discusión.

4 ANÁLISIS DE LA DEMANDA POR SOLICITACIONES SÍSMICAS

De ahora en adelante se definen las direcciones longitudinal y transversal para identificar los esfuerzos en los elementos, como las direcciones principales de la estructura (ver Figura 4-1).

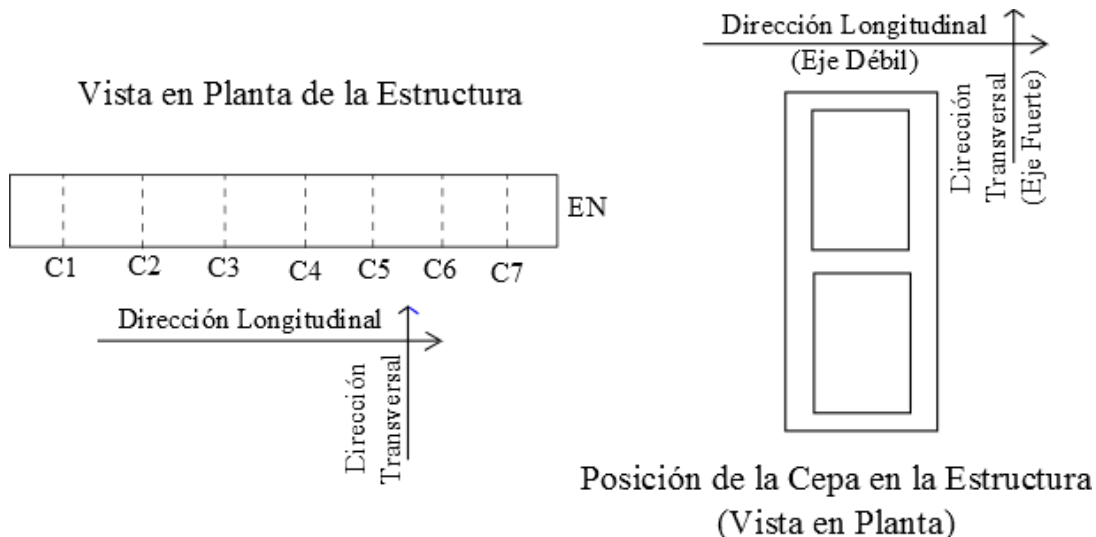


Figura 4-1. Direcciones principales en la estructura y en las cepas.

Para el análisis del comportamiento del modelo sometido a la acción del sismo del 27/F se desarrollaron rutinas en el software MATLAB que automatizan el proceso de lectura, análisis, gráfico y presentación de resultados.

Primero se identifica la naturaleza de los resultados, es decir, qué serie de datos corresponde al esfuerzo axial, corte y momento en las direcciones principales y momento torsional en la base de las cepas.

Es importante mencionar que el modelo OpenSees tiene por unidades fundamentales el Newton [N], Milímetro [mm] y Segundo [seg] para esfuerzos, longitud y tiempo, respectivamente. De esta forma, se realizó una conversión a Toneladas Fuerza [tonf], Metro [m] y Segundo [seg] como lo indica la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Conversión de unidades para análisis de resultados.

Unidad del Resultado (fundamental)	Unidad de Análisis
Esfuerzos de Axial y Corte [N]	1.02×10^{-4} [tonf]
Esfuerzo de Momento [N-mm]	1.02×10^{-7} [tonf-m]
Tiempo [seg]	1 [seg]

Primeramente, se analizó el modelo elástico bajo la acción de un sismo no sincrónico, pero los esfuerzos de momento y corte al pie de las cepas excedían en un orden de magnitud las capacidades calculadas en ellas. El modelo de fibras dio esfuerzos que también excedían las capacidades, pero estaban dentro del mismo orden de magnitud.

Los largos de los suples en la parte inferior de las cepas C2 y C3 se representaron por 2 elementos de 2 metros mientras que en las demás cepas estos suples alcanzan longitudes mayores y por lo tanto los elementos inferiores resultan de longitud igual a 5 metros. Como estas cepas tenían la mayor diferencia entre demanda y capacidad, se decidió utilizar elementos de longitudes parecidas a las otras cepas (no menores a 4 o 5 metros), dejando sólo el primer tramo con suples.

Con dicha modificación, los esfuerzos disminuyeron en un orden de magnitud en el modelo de elementos elásticos mientras que en el modelo de fibras disminuyeron en torno a un 30%. El esfuerzo axial y el momento rotacional presentaron una disminución de un 40% y un 5%, respectivamente.

Además, ambos modelos consideraban una discretización de las masas en el tablero que dependía del cambio en las propiedades geométricas de las vigas metálicas (*spanmass=DiscretizedAlongSpan*). Sin embargo, al considerar que la masa tributa sólo en los apoyos (*spanmass=LumpedAtPierTop*)⁶, es decir, la mitad de la masa del tablero y vigas metálicas de un vano se asigna a un apoyo y la otra mitad al siguiente apoyo, se detectó que la masa correspondiente a la capa asfáltica estaba sobreestimada 3 veces y que el peso del tablero más las vigas metálicas estaba duplicado, por lo que la masa total de la estructura estaba sobredimensionada en un 47%.

En la Tabla 4-2 se indica la comparación para las masas nodales de la estructura por apoyo, consideradas en el modelo definitivo utilizando las rutinas *LumpedAtPierTop* y *DiscretizedAlongSpan* y esta última antes de haber sido corregida.

⁶ La opción *spanmass* es una variable de análisis en el archivo *bridge_model.tcl*.

Tabla 4-2. Masa total por apoyo [ton].

Apoyo	<i>DiscretizedAlongSpan (Inicial)</i>	<i>LumpedAtPierTop (Calibrado)</i>	<i>DiscretizedAlongSpan (Calibrado)</i>
ES	662.45	259.48	487.50
C1	2157.24	1269.02	1238.41
C2	2627.75	1544.77	1509.67
C3	2640.32	1557.34	1509.67
C4	2603.91	1543.90	1509.67
C5	2605.01	1541.17	1509.67
C6	2663.53	1603.52	1509.67
C7	2647.98	1528.57	1501.81
EN	1025.73	393.14	754.84
TOTAL	19633.91	11240.91	11530.93

Con el cambio de masa del tablero, se recalibraron las propiedades de los aisladores de las cepas sin cambiar las propiedades de los aisladores de los estribos. Además se modificó el *gap* horizontal del tablero.

Finalmente, se optó por considerar como variables de ajuste las propiedades de todos los aisladores de la estructura, considerando como supuesto que las rigideces finales del sistema de aislación de cada tipo -50 x 50, 85 x 55 y 70 x 70- son proporcionales a sus áreas.

En la Tabla 4-3 se indican los períodos modales asociados a los primeros 10 modos del modelo inicial y del modelo recalibrado.

Tabla 4-3. Períodos modales del modelo.

	Inicial	Recalibrado
Modo	Período [seg]	Período [seg]
1	2.278	1.401
2	1.491	0.827
3	1.053	0.611
4	0.772	0.396
5	0.757	0.394
6	0.599	0.372
7	0.563	0.369
8	0.540	0.363
9	0.469	0.362
10	0.461	0.349

Con esta calibración, las nuevas propiedades utilizadas se indican en la Tabla 4-4 y los errores en comparación con los registros se indican en la Tabla 4-5.

Tabla 4-4. Propiedades iniciales y finales de los aisladores y gap horizontal.

	Cepas	Estribo Sur	Estribo Norte
kf [N/mm]	1600	864	1328
ke [N/mm]	16000	8640	13280
fy [kN]	30	11	20
Gap Final [cm]	5		

Tabla 4-5. Comparación de desplazamientos de modelos OpenSees con datos experimentales para sismo 27F (Venegas, 2013).

Canal	d _{máx} [mm]			Error d _{máx} [%]		Correlación con Experimental	
	Experimental	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra
4 (L)	108	107	117	1	8	0.95	0.81
5 (V)	32	28	28	13	13	0.97	0.97
6 (T)	72	73	72	1	0	0.96	0.96
7 (L)	51	58	58	14	14	0.95	0.90
[8+14]/2 (V)	32	28	28	13	13	0.97	0.96
9 (T)	143	146	143	2	0	0.28	0.28
12 (L)	50	58	58	16	16	0.95	0.90
18 (L)	51	58	58	14	14	0.96	0.91

Tabla 4-6. Correlación promedio entre modelos y valores experimentales.

	Elástico	Fibras
Longitudinal	95%	88%
Transversal	62%	62%

De los resultados anteriores, se aprecia que en promedio la correlación para la dirección longitudinal es mejor que la de la dirección transversal, llegando hasta un 95% en el modelo elástico. La correlación para la dirección transversal indica que el tablero es muy rígido en esta dirección con lo que se espera obtener esfuerzos y desplazamientos mayores que para la dirección longitudinal.

Para los resultados de los capítulos siguientes se consideró la opción de análisis *LumpedAtPierTop*.

4.1 ACCIONES ESTÁTICAS EN LOS AISLADORES

A continuación se presentan los resultados obtenidos para los esfuerzos axiales en los aisladores. Los aisladores son enumerados de este a oeste como lo indica la Figura 4-2.

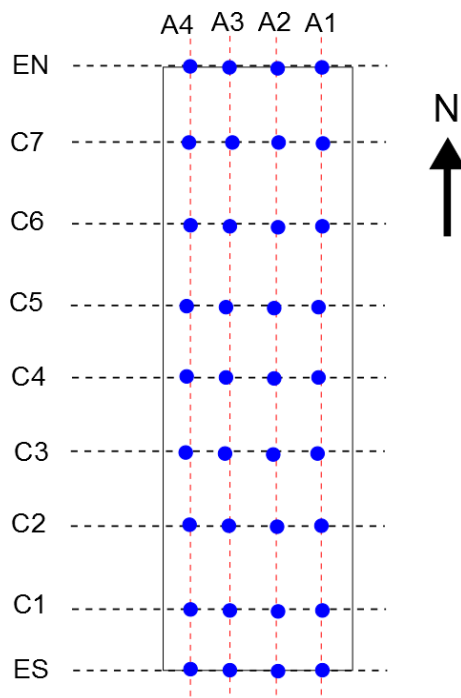


Figura 4-2. Vista en planta - Numeración de los aisladores por apoyo.

En la Tabla 4-7 se indican las especificaciones de diseño de los aisladores dependiendo del apoyo.

Tabla 4-7. Especificaciones de diseño de los aisladores.

Aislador	Apoyo	Carga Vertical Máx. [tonf]	Carga Vertical Min. [tonf]	Rigidez Horizontal [N/mm]	Deformación de Diseño [mm]
50 x 50 cm	Estribo Sur	129	77	902	160
85 x 55 cm	Cepas	405	194	1667	160
70 x 50 cm	Estribo Norte	129	77	1245	160

En la Tabla 4-8 y en la Tabla 4-9 para el modelo elástico y de fibras, se indican los esfuerzos axiales sobre cada aislador producto del peso propio de la superestructura.

Tabla 4-8. Esfuerzos axiales debidos al peso propio de la superestructura - modelo elástico.

	Aislador 1 [tonf]	Aislador 2 [tonf]	Aislador 3 [tonf]	Aislador 4 [tonf]
ES	62.3	62.3	62.2	62.1
C1	77.5	244.6	246.2	78.9
C2	97.2	294.0	294.1	97.1
C3	97.0	293.8	294.0	97.1
C4	97.0	293.8	294.1	97.1
C5	97.0	293.9	294.1	97.2
C6	97.1	294.2	294.4	97.2
C7	97.0	293.7	293.8	97.0
EN	95.2	95.2	95.2	95.2

Tabla 4-9. Esfuerzos axiales debidos al peso propio de la superestructura - modelo de fibras.

	Aislador 1 [tonf]	Aislador 2 [tonf]	Aislador 3 [tonf]	Aislador 4 [tonf]
ES	62.4	62.3	62.2	62.2
C1	77.6	244.9	246.4	78.9
C2	97.3	294.5	294.5	97.2
C3	97.1	294.2	294.4	97.2
C4	97.1	294.2	294.4	97.3
C5	97.1	294.3	294.5	97.3
C6	97.3	294.6	294.7	97.4
C7	97.1	294.0	294.1	97.1
EN	95.3	95.3	95.3	95.3

Es importante notar la falta de perfecta simetría esperable en el sistema de aislación producto de la carga estática de peso propio. Este efecto puede deberse a una eventual diferencia en la asignación de masa en los nodos en la dirección transversal.

En la Tabla 4-10 y en la Tabla 4-11 se indican los esfuerzos máximos y mínimos a los que se vio sometido el sistema de aislación durante el sismo para el modelo elástico y de fibras, respectivamente.

Tabla 4-10. Esfuerzos máximos en el sistema de aislación - Modelo elástico.

	Aislador 1 [tonf]	Aislador 2 [tonf]	Aislador 3 [tonf]	Aislador 4 [tonf]
ES	202.9	170.3	149.8	197.4
C1	224.5	437.5	452.8	203.5
C2	186.4	520.2	520.2	176.8
C3	175.0	517.8	517.6	170.9
C4	183.2	526.6	509.5	174.7
C5	172.0	515.6	518.8	172.7
C6	191.8	513.8	526.3	202.9
C7	239.6	494.3	530.8	243.6
EN	245.4	189.7	198.2	217.9

Tabla 4-11. Esfuerzos máximos en el sistema de aislación - Modelo de fibras.

	Aislador 1 [tonf]	Aislador 2 [tonf]	Aislador 3 [tonf]	Aislador 4 [tonf]
ES	203.7	169.2	160.8	194.6
C1	290.2	472.3	539.3	236.1
C2	178.7	528.5	516.9	177.8
C3	169.3	490.2	507.1	172.7
C4	187.2	524.8	511.1	191.6
C5	188.6	547.6	518.3	172.7
C6	203.3	505.3	500.8	186.3
C7	249.9	510.2	540.4	257.6
EN	246.5	196.0	197.6	230.1

Aunque para el diseño de los aisladores se consideró una carga vertical un 52%, 28% y 26% mayor que la carga de peso propio para los aisladores del estribo sur, cepas y estribo norte, respectivamente, la demanda máxima de carga vertical supera la carga de diseño en los aisladores centrales de las cepas.

Por otra parte, estos esfuerzos presentan variaciones menores entre ambos modelos.

4.2 SOLICITACIONES MÁXIMAS DURANTE EL EVENTO SÍSMICO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

En la Tabla 4-12 y la Tabla 4-13 se presenta un resumen de los esfuerzos máximos en la base de las cepas, entregados para los modelos elástico y de fibras luego de la re-calibración del modelo y redistribución de masas.

Tabla 4-12. Resumen de máximos esfuerzos para el modelo elástico.

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Max Mrot [tonf-m]	953	810	1095	369	397	646	551
Max Mt [tonf-m]	48903	60735	60438	60471	60482	58805	37048
Max MI [tonf-m]	7055	6697	6830	6674	6646	7430	2285
Max Ax [tonf]	3285	3793	3798	3911	3830	3883	3958
Max VI [tonf]	1224	1498	1503	1494	1493	1522	616
Max Vt [tonf]	16089	23871	23853	23856	23857	23778	15344

Tabla 4-13. Resumen de máximos esfuerzos para el modelo de fibras.

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Max Mrot [tonf-m]	950	821	1095	368	397	646	553
Max Mt [tonf-m]	20232	23928	25000	26403	27792	26240	21595
Max MI [tonf-m]	3423	4038	3866	4005	4060	4132	1973
Max Ax [tonf]	3971	4952	5135	4932	5066	5232	4608
Max VI [tonf]	512	805	756	773	805	880	428
Max Vt [tonf]	6257	9337	10127	10362	10850	10775	7820

A pesar que las diferencias en desplazamientos máximos no superan el 50%, se puede apreciar una diferencia del simple al doble en los esfuerzos máximos de momento y corte entre los 2 modelos, con un comportamiento del modelo de fibras más acorde a las capacidades obtenidas para los elementos. Por otra parte, los esfuerzos axiales resultan algo mayores en el modelo de fibras.

La diferencia entre los resultados de ambos modelos se puede deber a que cada cepa, al ser modelada como elemento elástico, considera que toda la sección, sin hacer la distinción entre materiales (acero y hormigón), resiste los esfuerzos de compresión y tracción. Por su parte, el modelo de fibras considera que el hormigón no puede tomar esfuerzos de tracción, con lo cual la sección transversal de hormigón que está interactuando en la flexo-compresión se restringe sólo al área comprimida. (N. Li, Z.X. Li, & L.L. Xie, 2012)

4.3 COMPARACION DE LA DEMANDA CON LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

La comparación de los esfuerzos de momento y esfuerzo axial en la base de las cepas, con los diagramas de interacción para el eje débil se indica de la Figura 4-3 a la Figura 4-10. Cada punto representa el esfuerzo axial y momento en un instante de tiempo durante todo el sismo.

4.3.1 Análisis en el eje débil

Modelo Elástico

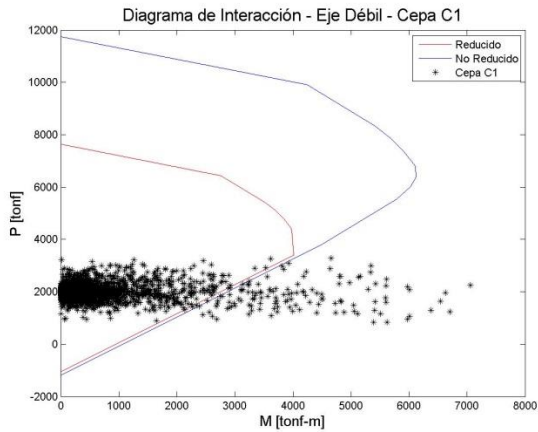


Figura 4-3. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C1.

Modelo de Fibras

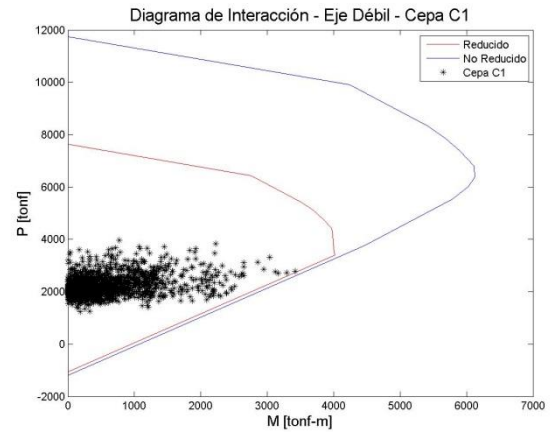


Figura 4-4. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C1.

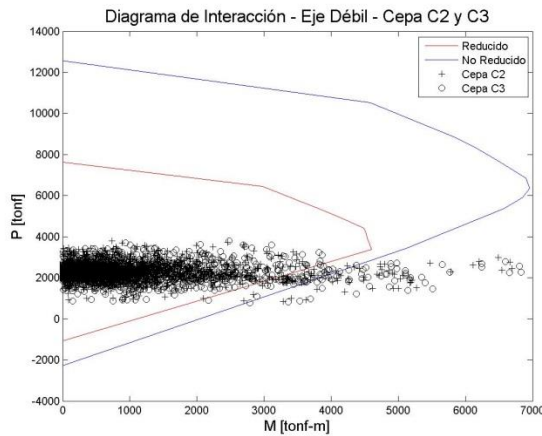


Figura 4-5. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C2 y C3.

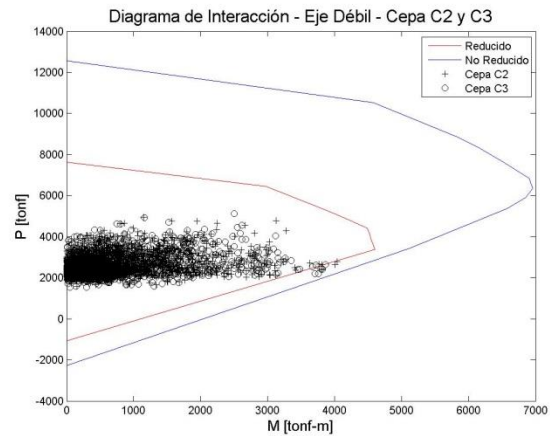


Figura 4-6. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C2 y C3.

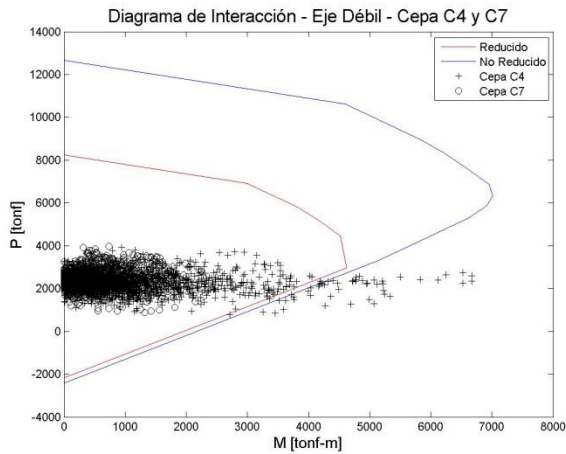


Figura 4-7. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C4 y C7.

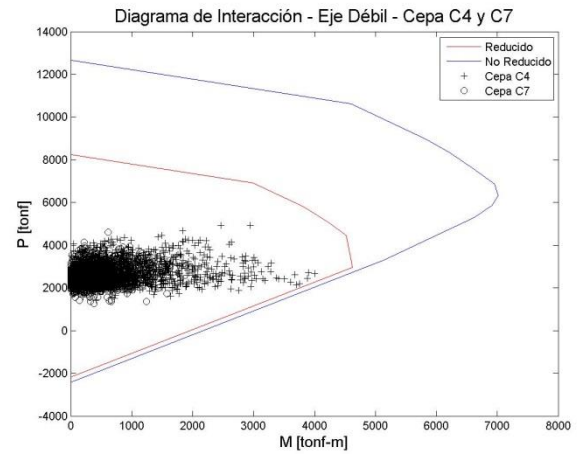


Figura 4-8. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C4 y C7.

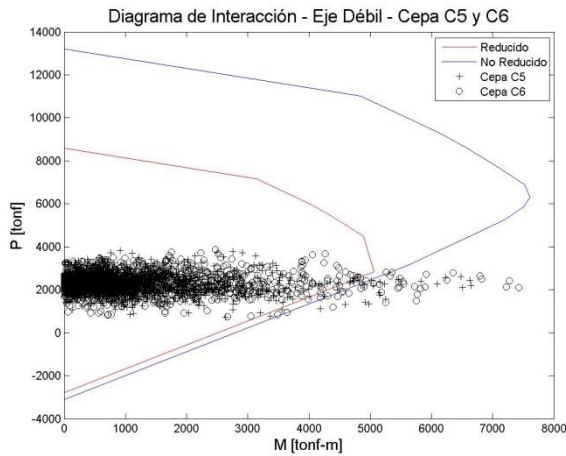


Figura 4-9. Modelo Elástico - Eje Débil - Cepa C5 y C6.

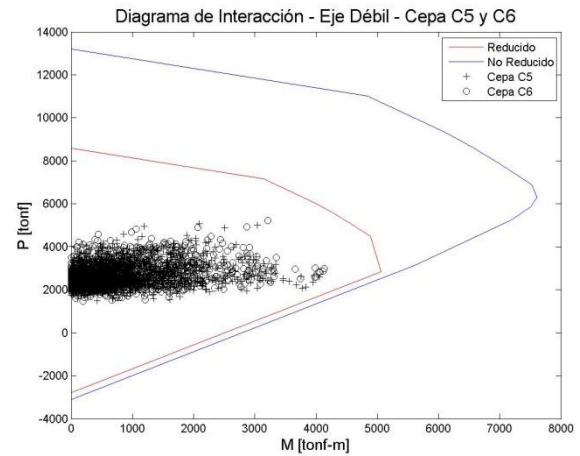


Figura 4-10. Modelo de Fibras - Eje Débil - Cepa C5 y C6.

En la Figura 4-7 se aprecia que la cepa C7 cumple con las exigencias de capacidad del elemento, mientras que ésta es ampliamente superada por la cepa C4. Esta diferencia es bastante menor en el modelo de fibras (Figura 4-8) y la demanda en ambas cepas no supera la capacidad durante todo el evento sísmico.

Las cepas C2 - C3 y C5 - C6 (Figura 4-5 y Figura 4-9, respectivamente) presentan un comportamiento similar entre ellas siendo las cepas C3 y C6 las más solicitadas. En todas las cepas, las solicitaciones superan la capacidad de los elementos para el modelo elástico, mientras que para el modelo de fibras los elementos se comportan adecuadamente de acuerdo a su capacidad, sin haber traspasado los límites de fluencia.

4.3.2 Análisis en el eje fuerte

La comparación de los resultados con los diagramas de interacción, para el eje fuerte, se indica desde la Figura 4-11 a la Figura 4-18.

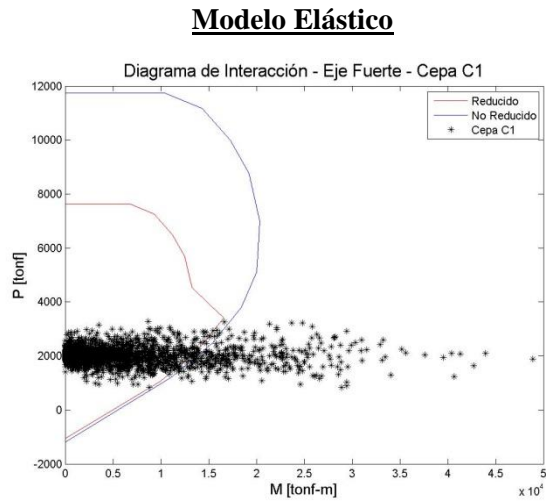


Figura 4-11. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C1.

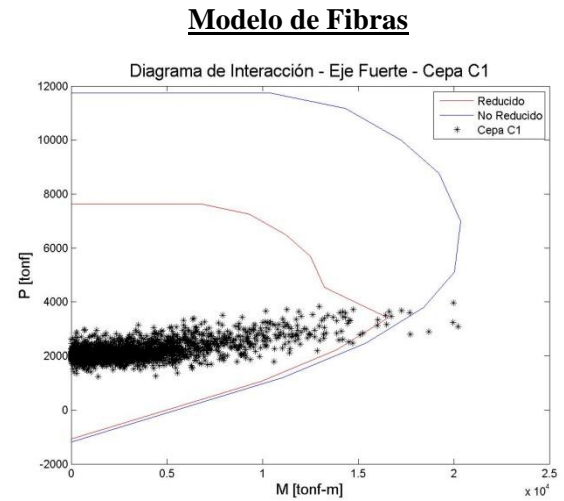


Figura 4-12. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C1.

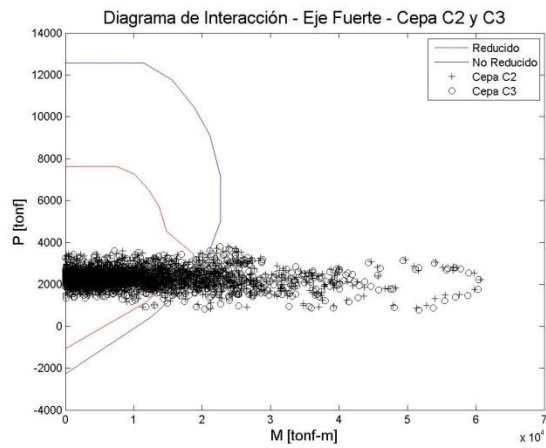


Figura 4-13. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3.

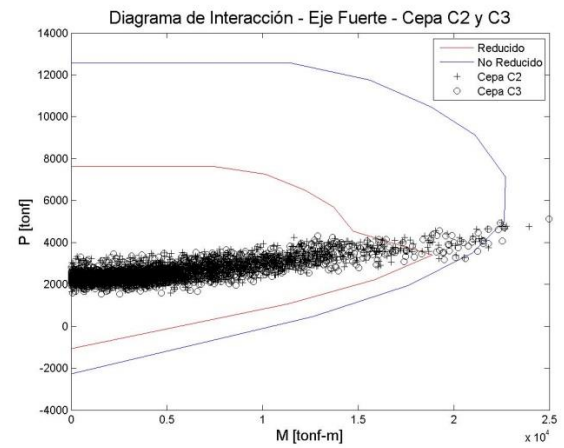


Figura 4-14. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C2 y C3.

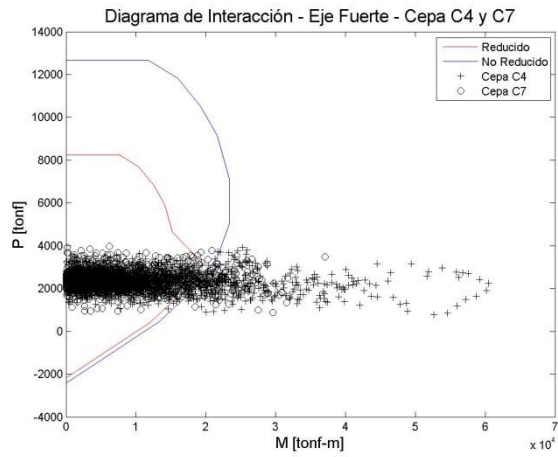


Figura 4-15. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7.

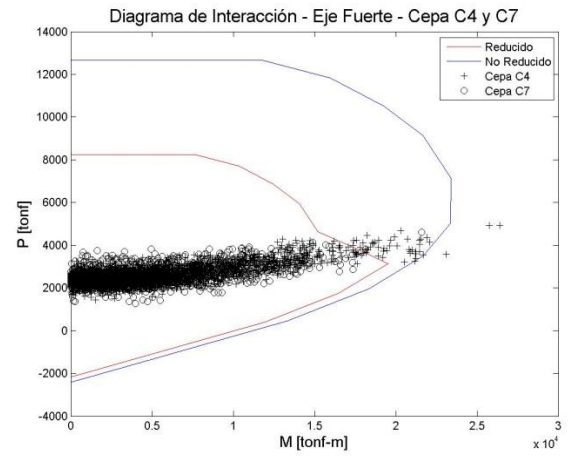


Figura 4-16. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C4 y C7.

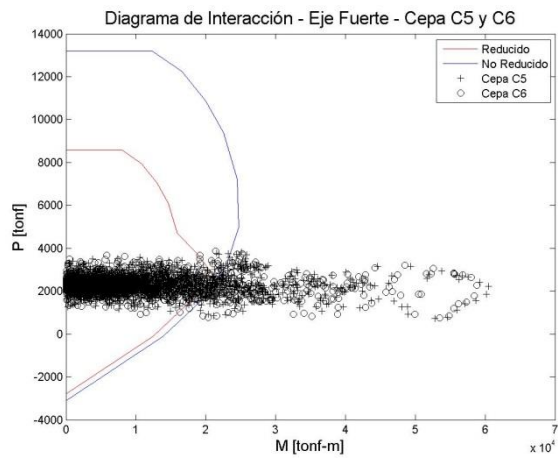


Figura 4-17. Modelo Elástico - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6.

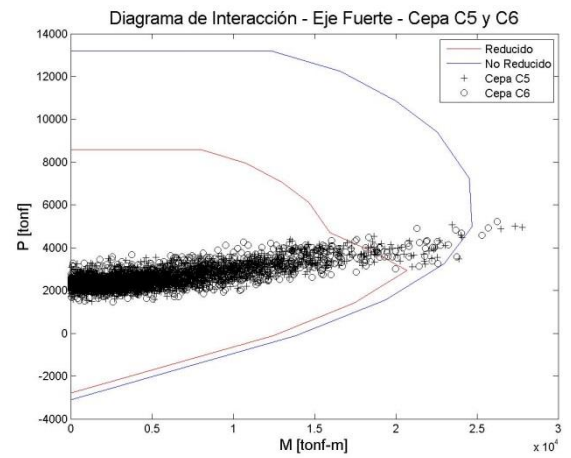


Figura 4-18. Modelo de Fibras - Eje Fuerte - Cepa C5 y C6.

En el eje fuerte se aprecia que las sollicitaciones en el modelo elástico superan con creces la capacidad de los elementos, mientras que en el modelo de fibras la capacidad de las cepas es superada sólo en determinados instantes. Los resultados anteriores evidencian que después de la calibración, el tablero sigue estando muy rígido en la dirección transversal.

Además, la cepa C1 no dispone de armadura extra de refuerzo longitudinal (suples que consideran casi un 50% del total de barras en las otras cepas), por lo que tiene una capacidad inferior con respecto a las otras cepas.

Otro aspecto importante a destacar, es que aunque con el modelo de fibras se alcanza la fluencia, cosa que ocurre en algunos instantes del movimiento fuerte, al terminar el sismo no han quedado deformaciones remanentes. A pesar de esto, los resultados indican que los elementos fueron diseñados con una capacidad muy cercana a la demanda producto de un sismo de magnitud severa.

4.4 DEFORMACIÓN DE LOS AISLADORES

Se analiza la deformación de los aisladores producto de las solicitaciones sísmicas en los nodos correspondientes al sistema de aislación de cada cepa y se calcula los desplazamientos relativos entre ellos. El análisis se hace en las 3 direcciones principales. Es importante mencionar que los máximos indicados a continuación ocurren en instantes de tiempo diferentes para cada apoyo, pero en el mismo instante dentro de una misma cepa.

Los resultados se indican entre la Tabla 4-14 y la Tabla 4-19.

4.4.1 Deformación en la Dirección Longitudinal

Tabla 4-14. Deformación máxima dirección longitudinal - modelo elástico.

	Aislador 1 [mm]	Aislador 2 [mm]	Aislador 3 [mm]	Aislador 4 [mm]
ES	60.9	60.9	60.9	60.9
C1	103.7	103.7	103.7	103.7
C2	114.5	114.6	114.6	114.6
C3	120.8	120.8	120.8	120.8
C4	115.1	115.2	115.2	115.1
C5	112.1	112.1	112.1	112.1
C6	135.7	135.8	135.8	135.7
C7	34.9	34.9	34.9	34.9
EN	57.1	57.1	57.2	57.2

Tabla 4-15. Deformación máxima dirección longitudinal - modelo de fibras.

	Aislador 1 [mm]	Aislador 2 [mm]	Aislador 3 [mm]	Aislador 4 [mm]
ES	65.5	65.5	65.5	65.5
C1	62.3	62.3	62.3	62.2
C2	118.4	118.4	118.4	118.4
C3	112.5	112.5	112.5	112.4
C4	119.2	119.3	119.3	119.2
C5	119.3	119.4	119.4	119.3
C6	92.9	93.0	93.0	92.9
C7	35.2	35.2	35.2	35.2
EN	60.2	60.3	60.3	60.4

4.4.2 Deformación en la Dirección Transversal

Tabla 4-16. Deformación máxima dirección transversal - modelo elástico.

	Aislador 1 [mm]	Aislador 2 [mm]	Aislador 3 [mm]	Aislador 4 [mm]
ES	1.3	1.3	1.3	1.3
C1	45.3	45.7	45.7	45.9
C2	140.6	140.5	140.5	140.1
C3	144.8	144.6	144.6	144.1
C4	153.0	152.8	152.8	152.5
C5	128.1	128.6	128.6	128.8
C6	113.0	112.8	112.8	112.4
C7	50.6	50.5	50.5	50.0
EN	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 4-17. Deformación máxima dirección transversal - modelo de fibras.

	Aislador 1 [mm]	Aislador 2 [mm]	Aislador 3 [mm]	Aislador 4 [mm]
ES	1.4	1.4	1.4	1.4
C1	34.7	35.0	35.0	35.3
C2	141.8	142.2	142.2	142.4
C3	145.5	145.4	145.4	145.0
C4	157.5	157.4	157.4	157.2
C5	124.0	124.4	124.4	124.5
C6	113.6	114.1	114.1	114.2
C7	44.3	44.1	44.1	43.7
EN	0.7	0.7	0.7	0.7

4.4.3 Deformación en la Dirección Vertical

Tabla 4-18. Deformación máxima dirección vertical - modelo elástico.

	Aislador 1 [mm]	Aislador 2 [mm]	Aislador 3 [mm]	Aislador 4 [mm]
ES	0.69	0.58	0.51	0.68
C1	0.22	0.43	0.44	0.20
C2	0.18	0.51	0.51	0.17
C3	0.17	0.51	0.51	0.17
C4	0.18	0.52	0.50	0.17
C5	0.17	0.50	0.51	0.17
C6	0.19	0.50	0.51	0.20
C7	0.23	0.48	0.52	0.24
EN	0.84	0.65	0.68	0.75

Tabla 4-19. Deformación máxima dirección vertical - modelo de fibras.

	Aislador 1 [mm]	Aislador 2 [mm]	Aislador 3 [mm]	Aislador 4 [mm]
ES	0.70	0.58	0.55	0.67
C1	0.28	0.46	0.53	0.23
C2	0.17	0.52	0.51	0.17
C3	0.17	0.48	0.50	0.17
C4	0.18	0.51	0.50	0.19
C5	0.18	0.54	0.51	0.17
C6	0.20	0.49	0.49	0.18
C7	0.24	0.50	0.53	0.25
EN	0.84	0.67	0.68	0.79

De los resultados anteriores se aprecia que los desplazamientos a los que se vio sometido el sistema de aislación están dentro del rango de diseño de dichos elementos. El comportamiento general indica que la diferencia de la modelación de los elementos para las cepas influye en los desplazamientos longitudinales.

Ambos modelos indican que la cepa C4 es la que presenta un mayor desplazamiento en la dirección transversal. Esto parece razonable dado que el tablero sobre la cepa C4, al estar en el centro del vano, las oscilaciones de la cepa con respecto a la base son mayores que las de los otros elementos.

Los estribos, al restringir el movimiento en la dirección transversal imponen un menor desplazamiento en las cepas aledañas. Se aprecia que los desplazamientos horizontales sobre las cepas C1 y C7 en ambas direcciones son hasta un tercio menores a los desplazamientos en las demás cepas, evidenciando lo anterior.

4.4.4 Desplazamientos en el cabezal de la Cepa C4

A continuación se presenta una comparación de los resultados obtenidos en el modelo de fibras OpenSees con los datos registrados para los canales 4 y 6 ubicados en el cabezal de la cepa C4 y 7 y 9 sobre el tablero, encima de la misma cepa, para las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. La dirección vertical no se consideró para el análisis dado que los resultados no son comparables por las condiciones de empotramiento perfecto del modelo de elementos finitos.

4.4.5 Desplazamientos en el sistema de aislación

Los desplazamientos registrados en el sistema de aislación se muestran en la Figura 4-19.

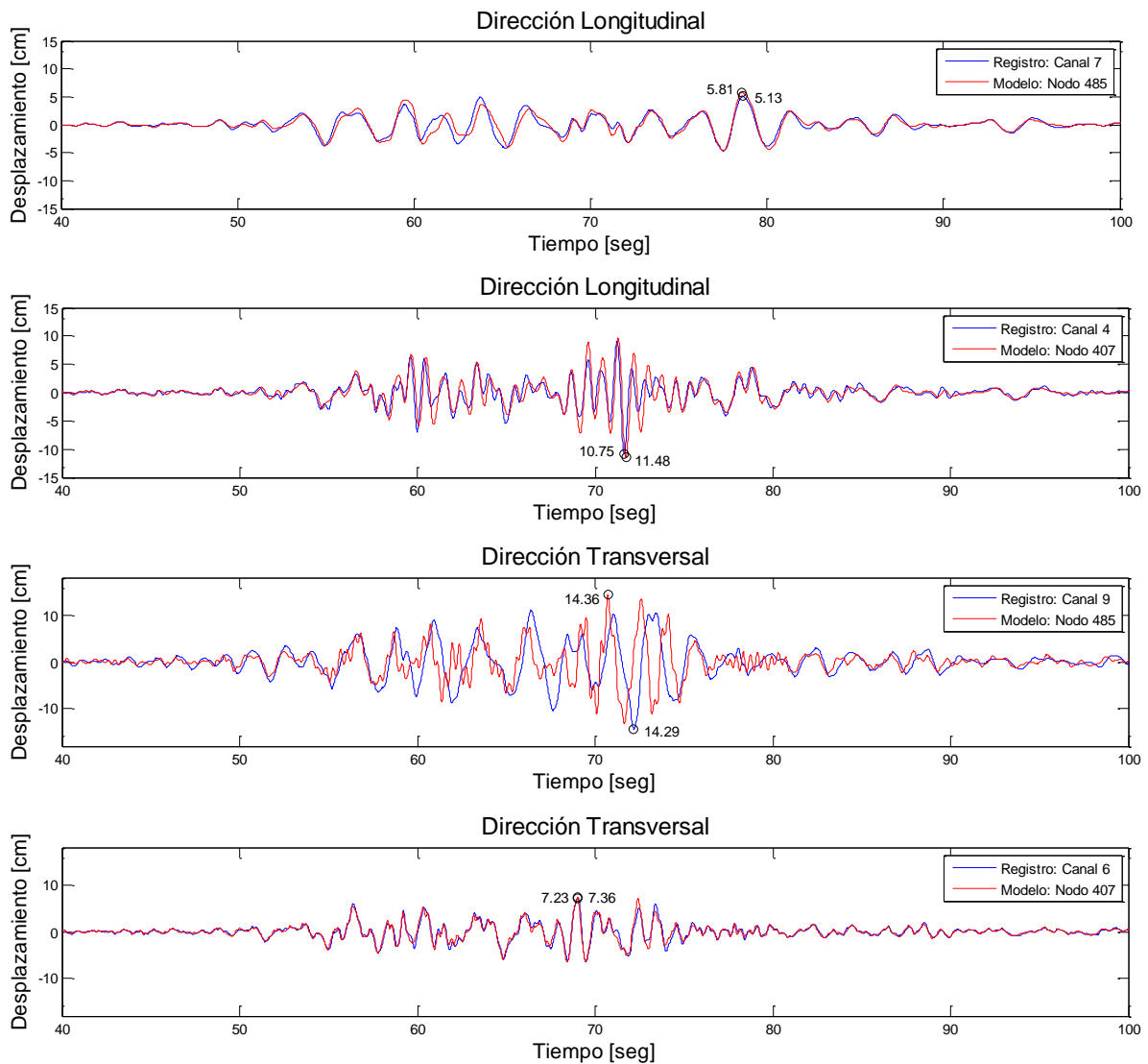


Figura 4-19. Superposición entre el registro de desplazamiento en los aisladores de la cepa C4 y los resultados del modelo OpenSees (Modelo de Fibras) para las direcciones longitudinal y transversal.

Se aprecia que el modelo arroja mayores desplazamientos en la dirección longitudinal en el cabezal de la Cepa C4, mientras que en la dirección transversal los desplazamientos son mayores para el tablero. Es importante notar que los máximos desplazamientos obtenidos a partir del modelo en las 2 direcciones principales, son comparables en magnitud a excepción del desplazamiento en el tablero en la dirección transversal, que se manifiesta en un instante diferente que el máximo registrado por el canal 9.

En la Tabla 4-20 se compara los desplazamientos máximos obtenidos en el modelo de fibras y los registrados durante el evento sísmico en el cabezal de la cepa C4 y en el tablero sobre la misma.

Tabla 4-20. Comparación de desplazamientos relativos en los aisladores en la cepa C4 y en el tablero sobre la Cepa C4.

	Cepa C4		Tablero Sobre Cepa C4	
	27-02-2010	Modelo Fibras	27-02-2010	Modelo Fibras
Longitudinal	10.75	11.48	5.13	5.81
Transversal	7.23	7.26	14.29	14.36

4.5 HISTÉRESIS EN LOS AISLADORES DE LA CEPA C4

Dos prototipos de cada tamaño de los aisladores fueron ensayados 3 años después de la construcción del Puente Marga Marga para diferentes niveles de deformación (Teneo, 2000). Los resultados superpuestos para los diferentes ensayos del aislador de 85 x 55 (Cepas) se indican en la Figura 4-20. Se aprecia que la carga axial máxima a la que se someten los aisladores bordea las 30 tonf y considera un desplazamiento de aproximadamente 18 cm. Se observa además que la pendiente de retorno es menor para cargas mayores. La rigidez efectiva del aislador es de **1667 N/mm** como se indica en la Tabla 4-7.

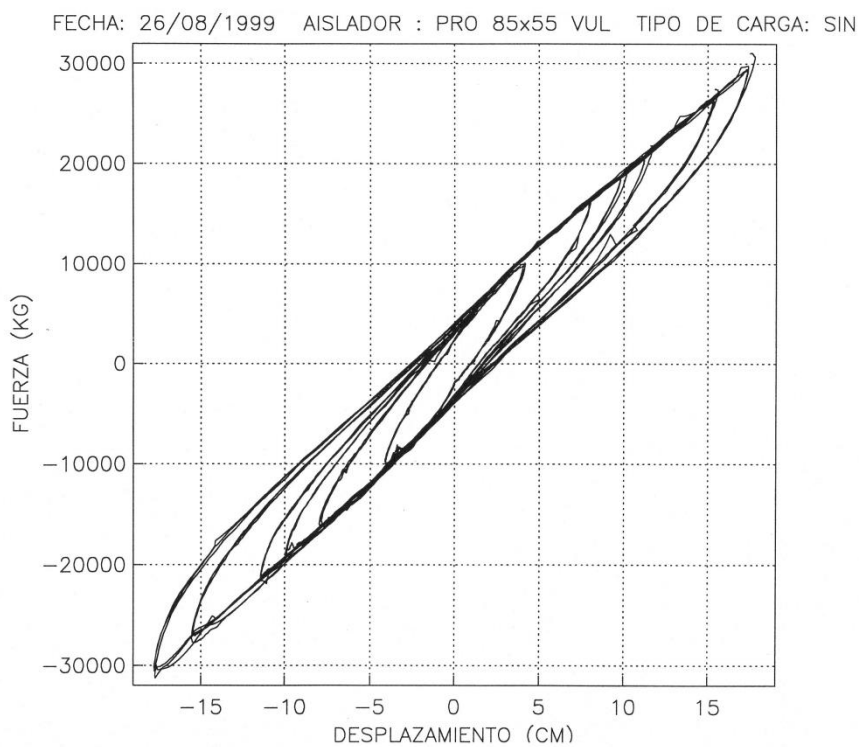


Figura 4-20. Superposición de ciclos para los aisladores 85x55 (Teneo, 2000).

Las relaciones corte vs deformación lateral en las direcciones principales de los aisladores de la cepa C4 del modelo de fibras se indican de la Figura 4-21 a la Figura 4-28.

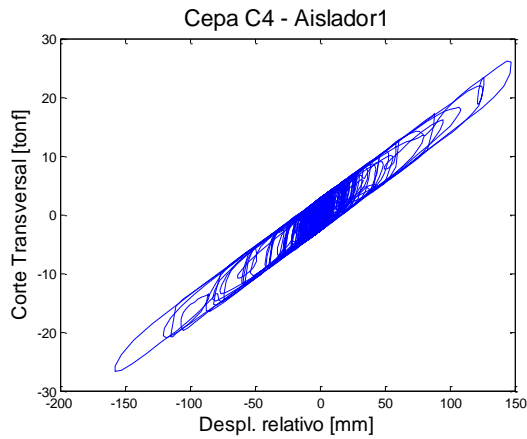


Figura 4-21. Curva de histéresis Aislador 1 - Cepa 4 – Dir. Transversal.

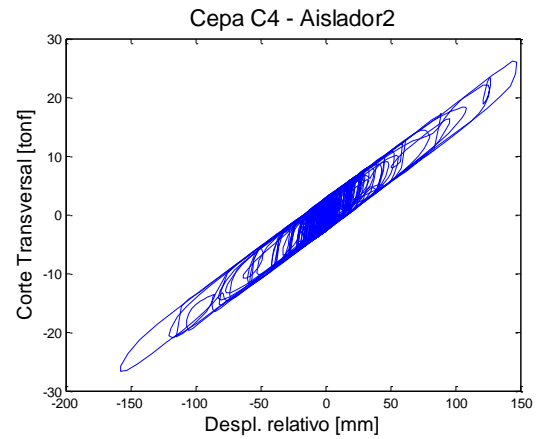


Figura 4-22. Curva de histéresis Aislador 2 - Cepa 4 – Dir. Transversal.

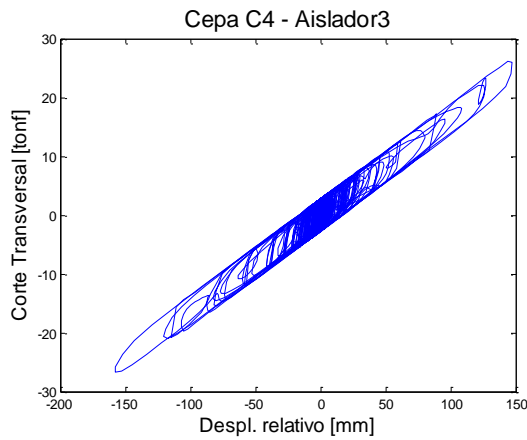


Figura 4-23. Curva de histéresis Aislador 3 - Cepa 4 – Dir. Transversal.

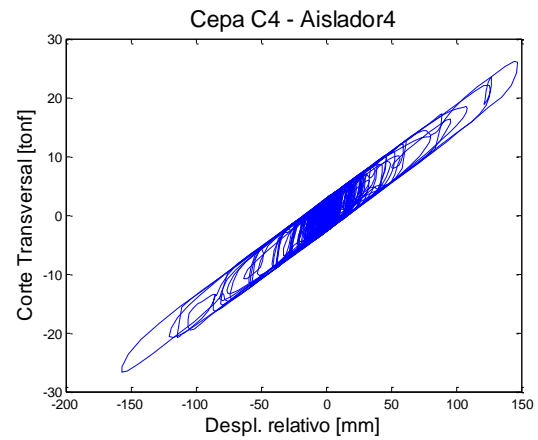


Figura 4-24. Curva de histéresis Aislador 4 - Cepa 4 – Dir. Transversal.

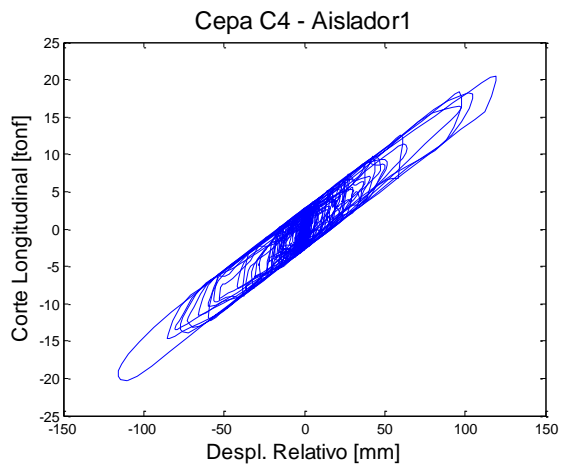


Figura 4-25. Curva de histéresis Aislador 1 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.

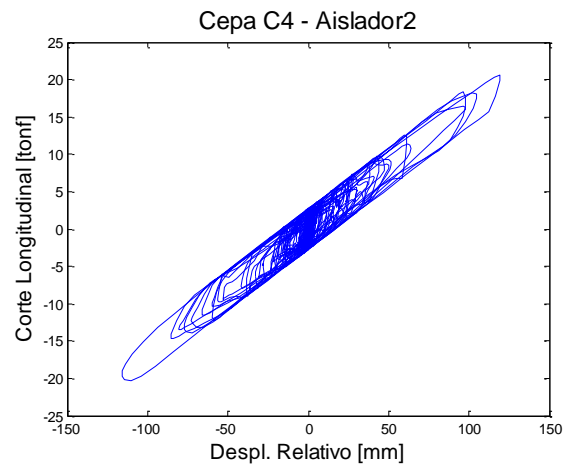


Figura 4-26. Curva de histéresis Aislador 2 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.

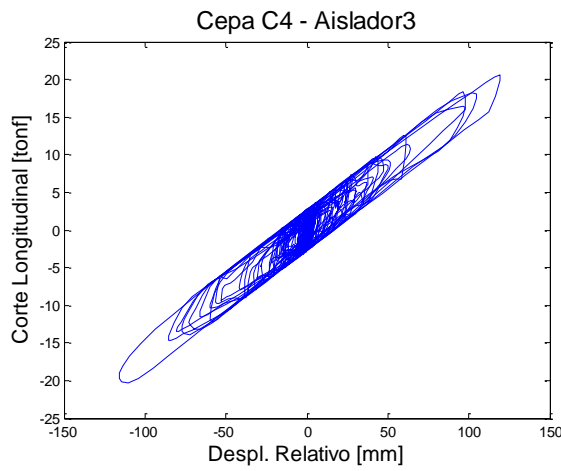


Figura 4-27. Curva de histéresis Aislador 3 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.

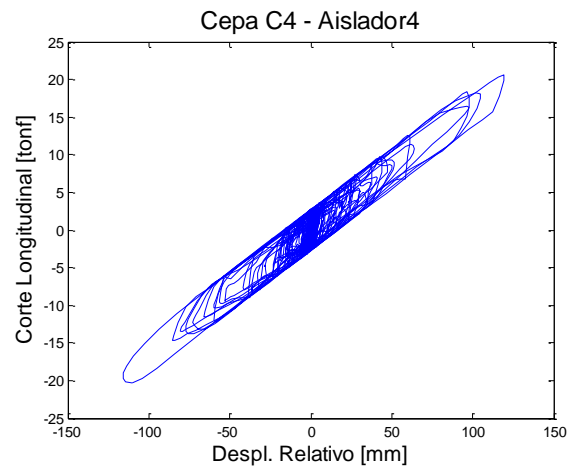


Figura 4-28. Curva de histéresis Aislador 4 - Cepa 4 – Dir. Longitudinal.

Se aprecia que para las 2 direcciones principales, el comportamiento de los aisladores corresponde con los datos de los ensayos de la Figura 4-20. Los resultados máximos se indican en la Tabla 4-21.

De las figuras se puede calcular la rigidez efectiva horizontal como la pendiente de la curva de histéresis usando la ecuación [7] y promediando los resultados para los 4 aisladores en la dirección correspondiente.

$$k_{eff} = \frac{F_{max}^+ + |F_{max}^-|}{\Delta_{max}^+ + |\Delta_{max}^-|} \quad [7]$$

Tabla 4-21. Cálculo de rigidez efectiva para aisladores de la Cepa C4.

Dirección Transversal						
	Δ^+ [mm]	F+ [N]	Δ^- [mm]	F- [N]	K [N/mm]	K_{eff} [N/mm]
Aislador 1	147.03	255968	-157.55	-262516	1702.29	1702.74
Aislador 2	147.42	256671	-157.44	-262394	1702.64	
Aislador 3	147.42	256671	-157.44	-262395	1702.64	
Aislador 4	147.58	256970	-157.22	-262217	1703.38	

Dirección Longitudinal						
	Δ^+ [mm]	F+ [N]	Δ^- [mm]	F- [N]	K [N/mm]	K_{eff} [N/mm]
Aislador 1	119.22	201288	-115.91	-199518	1704.56	1704.39
Aislador 2	119.26	201427	-115.95	-199452	1704.31	
Aislador 3	119.26	201428	-115.95	-199443	1704.30	
Aislador 4	119.22	201417	-115.90	-199322	1704.38	

Los resultados de la Tabla 4-21 indican que la rigidez efectiva del sistema de aislación en la cepa C4 es de 1700 N/mm lo que no se aleja del valor obtenido por (Teneo, 2000) ($K = 1667 \frac{N}{mm}$), por lo que la calibración global del modelo indica un ajuste adecuado a los valores experimentales.

5 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

5.1 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS

Para asegurar la certeza de los resultados en el cálculo de la capacidad de los elementos se han calculado diagramas de interacción de la parte inferior de las cepas siguiendo 3 metodologías, y expresiones de la norma AASHTO y de secciones huecas para determinar el corte resistente.

El análisis teórico consistió en calcular la compresión y tracción pura, y unirla linealmente con los puntos de la curva de interacción que fueron calculados mediante deformaciones controladas. Este hecho le quita precisión al método pero sirve para una primera aproximación teórica a la capacidad en los ejes principales de la sección.

El cálculo de la sección de hormigón en compresión no considera las cartelas interiores y al ser analizado sólo en las direcciones principales, la curva de interacción presenta quiebres correspondientes a los cambios de geometría cuando la posición del eje neutro pasa de las alas hacia el alma.

Aunque las 3 metodologías dieron curvas comparables, se decidió trabajar con la capacidad a flexión calculada con el software SAP2000 que permite la construcción de bulbos de interacción PM mediante una flexo-compresión biaxial que considera un análisis en diferentes ejes.

Los diagramas de interacción PM permiten la comparación directa de demanda versus capacidad, ya que los puntos situados dentro del diagrama indican que los elementos no se vieron sobrexigidos.

5.2 ANÁLISIS DE LA DEMANDA FRENTE AL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

Los resultados entregados por el modelo OpenSees, después de las modificaciones introducidas al modelo anterior (descritas con detalle en el capítulo 4) arrojan valores acordes a las capacidades calculadas. Para la demanda de flexo-compresión en el eje débil de las cepas, las solicitaciones no sobrepasan los valores establecidos para su diseño, mientras que en el eje fuerte sólo algunos máximos del registro sobrepasan la capacidad de diseño.

En general, los elementos se vieron sometidos a esfuerzos contenidos dentro de los límites de los diagramas de interacción, en su mayoría con máximos de mayor esfuerzo que bordean los límites del diseño.

La presencia de estos grandes esfuerzos aislados demuestra la existencia de altas frecuencias que pueden ser producto de los golpes de la superestructura con los bordes de los estribos y que son transmitidos a la subestructura.

El motivo por el cual la demanda sobrepasa la capacidad de la cepa C1 en instantes particulares, se puede deber a la ausencia de refuerzo longitudinal extra (suples), ya que la cantidad de suples que poseen las demás cepas equivalen casi al 50% del total de las barras en la sección.

La capacidad al corte de las cepas sometidas a flexo-compresión queda abierta a discusión, ya que la expresión utilizada en el presente trabajo puede interpretarse de 2 formas que conllevan a conclusiones diferentes. Por su parte, si se considera la sección completa de la cepa sin el atiesador central, la demanda supera en un 35% mientras que si se considera el doble de una sección de 5 x 2 m (mitad de la sección transversal original considerando atiesador central), la capacidad supera la demanda en un 40% para el eje fuerte. Para el eje débil, la demanda de corte no supera la capacidad calculada.

5.3 CONCLUSIONES FINALES

Del análisis realizado en el presente trabajo, se infiere que la estructura se comportó adecuadamente durante el evento sísmico del 27 de febrero de 2010, arrojando resultados que indican que las cepas se mantuvieron en general, en el rango elástico, sólo se sobrepasó levemente la capacidad en algunos elementos.

Acerca de los resultados obtenidos tras modificar el modelo, se concluye que el análisis realizado por el software OpenSees presenta problemas cuando los elementos elásticos de gran inercia son definidos en longitudes pequeñas como ocurrió con las cepas. La disminución de los esfuerzos producto de la tributación de las masas para las vigas y el tablero, incita a que los elementos rígidos que unen los nodos del tablero de hormigón con los de las vigas puedan sobre-rigidizar el tablero en su totalidad, lo que no representaría una condición cercana a la realidad.

Para un análisis más acorde a la realidad y que considere diferenciaciones de los elementos estructurales, se recomienda desarrollar un modelo de elementos de fibra, considerando un balance entre precisión y tiempo de cómputo.

Los resultados para los esfuerzos en los aisladores manifiestan un diseño acorde con la demanda exigida, por lo que se concluye que su diseño fue efectuado de forma adecuada y no necesita recomendaciones adicionales.

6 BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary*.
- Berkeley, C. (s.f.). <http://www.csiberkeley.com/csicol/overview>. Obtenido de <http://www.csiberkeley.com/csicol/overview>
- Berkeley, C. (s.f.). <http://www.csiberkeley.com/sap2000>. Obtenido de <http://www.csiberkeley.com/sap2000>
- Boroschek, R., Moroni, M., & Sarrazín, M. (2003). Dynamic Characteristics of a Long Span Seismic Isolated Bridge. págs. 1479-1490.
- Filipov, E. T., Fahnestock, L. A., Steelman, J. S., Hajjar, J. F., LaFevé, J. M., & Foutch, D. A. (2013). Evaluation of Quasi-Isolated Seismic Bridge Behavior Using Nonlinear Bearing Models. *Engineering Structures*, 168-181.
- Ick-Hyun, K., Chang-Ho, S., & Myoungsu, S. (2012). Concrete Contribution to Initial Shear Strength of RC Hollow Bridge Columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 41, 43-65.
- Kunde, M. C., & Janjid, R. S. (2003). Seismic Behavior of isolated bridges: A-state-of-the-art review. *Electronic Journal of Structural Engineering*, págs. 140-170.
- N. Li, Z.X. Li, & L.L. Xie. (2012). FLecture-Shear Coupling Fiber Model for the Nonlinear Analysis of Rectangular Hollow Section R/C Piers. *Proc 15th World Conference Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Nilson, A., Darwin, D., & Dolan, C. (2010). *Design of Concrete Structures*. New York: McGraw-Hill.
- OpenSees*. (s.f.). Obtenido de <http://opensees.berkeley.edu/>
- Siringoring, D. M., & Fujino, Y. (2012). Response Analysis of Yokohama Bay Bridge under the 2011 Great East-Japan Earthquake. *Proc 15th World Conference Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Taylor, D. (2007). *Calibración del Modelo del Puente Marga Marga Considerando Variación Espacial del Movimiento Sísmico a Nivel de Cepa y Estribo*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Teneo, M. (2000). *Ensayos de prototipos de aisladores sísmicos del Puente Marga-Marga*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Tongaonkar, N., & Jangid, R. (2003). *Seismic Response of Isolated Bridges with Soil-Structure Interaction* (Vol. 23). Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Trigo, T. (2007). *Influencia de la Amplificación Local de las Ondas Sísmicas y la Interacción Suelo-Fundación en el Puente Marga Marga*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

Venegas, B. (2013). *Análisis del Comportamiento Dinámico del Puente Marga Marga Sometido al Terremoto del 27 de febrero de 2010*. Tesis Para Optar al Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile.