





PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO  
SÍSMICO TRANSVERSAL DE PUENTES  
CONVENCIONALES CON LLAVES DE  
CORTE AUTOCENTRANTES CON  
AISLADORES DE NÚCLEO DE PLOMO**

**(DANIEL FABIÁN TORRES OLIVARES)**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de  
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

**Supervisor:**  
Hernán Santa María

**Co-Supervisores:**  
Claudio Fernández  
José Wilches

Santiago de Chile, septiembre, 2023.

## **DEDICATORIA**

A mi mujer Catalina por ser mi pilar en los momentos de quebranto y a mi hijo Nicolás, quién llegó a darnos su amor y alegría incondicional.

## **AGRADECIMIENTOS**

A todos los que se preocuparon por mí y me apoyaron en estos años de estudio, a mi mujer Catalina y a mi hijo Nicolás por ser como son y estar siempre a mi lado durante todo este tiempo, dándome las ganas y las fuerzas para seguir adelante. A mis amigos de la infancia que siempre estuvieron atentos y apoyándome, a mis amigos del trabajo, por su preocupación y buenos deseos durante todo este tiempo.

Al profesor Hernán Santa María, por su dedicación y tiempo invertido en apoyarme y guiarme en este último trabajo de titulación, a Claudio Fernández y José Wilches, quienes me apoyaron con sus conocimientos y experiencias durante esta larga última fase, sin duda que gracias a su atención y preocupación pude llegar a un buen término de maestría.

A la coordinadora Elena Cornejo, por la dedicación y paciencia entregada a los alumnos y por todas las gestiones realizadas hasta finalizar mis estudios.

Y, por último, a todo el equipo docente del programa de estudio, por los conocimientos y experiencias compartidas en cada una de las asignaturas cursadas durante el desarrollo de esta maestría profesional.

## INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE DE TABLAS .....	1
INDICE DE FIGURAS.....	2
RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	5
I. INTRODUCCIÓN.....	6
I.1 Objetivo General y Alcance .....	8
I.2 Objetivo Específicos .....	8
II. ELEMENTOS TÍPICOS DE UN PUENTE Y MODELACIÓN .....	9
II.1 Estructura Típica del Puente Analizado .....	9
II.2 Tipos de Aisladores Sísmicos .....	11
II.3 Modelos de Aisladores .....	15
III. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO Y MODELACIÓN DEL PUENTE .....	19
III.1 Estructura de puente tipo y consideraciones .....	19
III.2 Grados de Libertad .....	21
III.3 Modelación Aislador Sísmico .....	22
III.4 Parámetros Usados y Ecuación de Movimiento.....	27
IV. ANALISIS ESTRUCTURAL Y CARACTERISTICA DE LOS SISMOS .....	29
V. ANALISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	31
V.1 Resultados Aislador LRB Propuesto.....	31
V.2 Resultados Aislador LRB común.....	44
V.3 Comparación con Otros Estudios .....	46
VI. Conclusiones.....	48

BIBLIOGRAFIA.....	51
-------------------	----

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla III-1 : Parámetros usados. ....	27
Tabla IV-1 : Cantidad de registros usados por sismo.....	29
Tabla IV-2 : Tipo de suelo considerado por estación.....	30
Tabla V-1 : Resumen resultados aislador en estudio (Sismo Maule 2010). ....	37
Tabla V-2 : Resumen resultados ampliados aislador en estudio (Sismo Maule 2010)...	38
Tabla V-3 : Promedio de R. ....	39
Tabla V-4 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para $T_n=0.2s$ . ....	40
Tabla V-5 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para $T_n=0.5s$ . ....	41
Tabla V-6 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para $T_n=1.0s$ . ....	42
Tabla V-7 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para $T_n=1.5s$ . ....	43
Tabla V-8 : Resumen de resultados LRB común.....	45
Tabla V-9 : Comparación resultados aislador en estudio vs LRB común .....	45
Tabla V-10 : Comparación resultados con Wilches et al. 2022.....	47

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1. Esquema de Puente Tradicional (Fuente: Manual de Carreteras Vol.3, 2022).	6
Figura I-2. Esquema de Puente Singular Tipo Network o en Arco (Fuente: Design of a single-track railway network arch bridge, 2011). .....	7
Figura II-1. Esquema Sección Transversal Puente Típico (Fuente: elaboración propia)..	10
Figura II-2. Esquema Aislador NRB (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation.....)	12
Figura II-3. Esquema Aislador HDRB (Fuente: Bridgestone Seismic.....)	13
Figura II-4. Esquema Aislador LRB (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up, 2022). .....	14
Figura II-5. Sistema Péndulo de Fricción; a) Vista Exterior b) Vista Interior c) Componentes internos (Fuente: Rico & Chio, 2012).....	15
Figura II-6. Representación Modelo Bilineal (Fuente: Peldoza, 2002). .....	16
Figura II-7. Modelo Bouc-Wen (Fuente: Aristotelis, 2010). .....	17
Figura II-8. Representación Modelo Bouc-Wen para $a=0.5$ , $A=1$ , $n=1$ para diferentes valores de $\beta$ y $\gamma$ para valores de masa y rigidez referenciales (Fuente: Aristotelis, 2010).....	18
Figura III-1. Estructura de Puente Considerada (Fuente: Elaboración propia). .....	19
Figura III-2. a) Propuesta Inclinada para Aisladores, b) Sección Transversal Típica (Fuente: Elaboración Propia). .....	20
Figura III-3. Esquema Modelación de 2 grados de libertad (Fuente: elab. propia).....	22
Figura III-4. Restricción cinemática para movimientos laterales del tablero (Fuente: Wilches et. al., 2022). .....	23
Figura III-5. Esquema de Movimiento (Fuente: Elaboración propia). .....	24
Figura III-6. Modelo Constitutiva Propuesto, comportamiento trilineal (Fuente: Elaboración propia).....	24
Figura III-7. Modelo Aislador Normal LRB (Fuente: Elaboración propia). .....	26
Figura V-1. Respuestas máximas para $T_n=0.2s$ . .....	33

Figura V-2. Respuestas máximas para $T_n=0.5s$ . .....	34
Figura V-3. Respuestas máximas para $T_n=1.0s$ . .....	35
Figura V-4. Respuestas máximas para $T_n=1.5s$ . .....	36
Figura V-5. Número de registros vs razón R.....	39
Figura V-6. Desplazamientos máximos y permanentes LRB común.....	44

## RESUMEN

Una de las obras más importantes en infraestructura vial son los puentes, elementos sensibles a la acción sísmica e indispensables para la conectividad de nuestro país. Chile posee alrededor de 6500 puentes a lo largo del territorio nacional, en donde la mayoría de estos se concentran en la Región de Los Ríos y la Región de Los Lagos, siendo un activo importante para el país, brindando conectividad y desarrollo en toda su extensión.

El objetivo de este trabajo es el análisis del comportamiento sísmico transversal de puentes convencionales con llave de corte auto-centrantes y aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. El análisis considera un puente típico chileno con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, para reducir las deformaciones permanentes, utilizando criterios de diseño sísmico usados en Chile para la modelación de este tipo de dispositivos y considerando una configuración geométrica que consta de apoyos simples (tablero simplemente apoyado en aislador) en un plano inclinado, utilizando el concepto propuesto de llave de corte auto-centrante. Además, se analiza para diversas rigideces preestablecidas de los aisladores, al variar los periodos principales de la estructura de un estado rígido a un estado flexible. Con esto, se obtiene el comportamiento de los aisladores propuestos en comparación con la configuración típica de un aislador elastomérico con núcleo de plomo convencional para un grupo de registros sísmicos que considera suelo tipo I, II y III preclasificados. El resultado concluye que, para inclinaciones de la superficie de apoyo del tablero consideradas, disminuyen a cero la deformación permanente y en la gran mayoría de los registros considerados, las deformaciones máximas disminuyen, además, es consecuente con otros estudios que utilizan llaves de corte auto-centrantes.

## ABSTRACT

One of the most important works in road infrastructure are the bridges, elements sensitive to seismic action and essential for the connectivity of our country. Chile has around 6,500 bridges throughout the national territory, where most of these are concentrated in the Los Ríos Region and the Los Lagos Region, being an important asset for the country, providing connectivity and development in its entirety.

The objective of this work is the analysis of the transverse seismic behavior of conventional bridges with self-centering shear keys with lead-core elastomeric insulators. The analysis considers a typical Chilean bridge with lead-core elastomeric insulators, to reduce permanent deformations, using seismic design criteria used in Chile for the modeling of this type of device and considering a geometric configuration consisting of simple supports (simply deck supported on an insulator) on an inclined plane, using the proposed concept of a self-centering shear key. In addition, it is analyzed for various pre-established stiffnesses of the insulators, by varying the main periods of the structure from a rigid state to a flexible state. With this, the behavior of the proposed insulators is obtained in comparison with the typical configuration of an elastomeric insulator with a conventional lead core for a group of seismic records that consider preclassified type I, II and III soil. The result concludes that for inclinations of the support surface of the deck considered, the permanent deformation decreases to zero and in the great majority of the records considered, the maximum deformations decrease, in addition, it is consistent with other studies that use self-centering shear keys.

## I. INTRODUCCIÓN

Los puentes, infraestructuras viales que unen caminos a lo largo del país, estructuras construidas principalmente en hormigón armado y acero, que dan solución a la conectividad principalmente en riberas de ríos, quebradas, en geografía accidentada y de difícil acceso, pudiendo cubrir grandes extensiones.

Según el método de análisis sísmico, en Chile se construyen principalmente puentes tradicionales o convencionales, respondiendo muy bien en el diseño, con los métodos de Coeficiente Sísmico, Modificado por la Respuesta Estructural o Análisis Modal Espectral [Manual de Carreteras vol.3, 2022]. En casos especiales, el diseño se basa en el Análisis Modal Espectral con estudio de riesgo sísmico, o se realizan análisis lineales o no lineales en el tiempo utilizando registros artificiales [Manual de Carreteras vol.3, 2022]. Se consideran puentes tradicionales o convencionales a los puentes de luces libres de máximo 70 metros de largo, ver elevación típica en Figura I-1. Se definen como puentes mayores a aquellos compuestos por tramos con luces mayores a 70 metros y puentes singulares que conforman estructuras de tipo arco, tipo network (ver Figura I-2), arco invertido, atirantados y colgantes entre otros, en donde la condición de diseño más desfavorable no necesariamente es la condición sísmica, requiriendo estudios especiales como por ejemplo túnel de viento, riesgo sísmico, análisis no lineal y la utilización de programas de cálculo especializados en modelar su comportamiento.

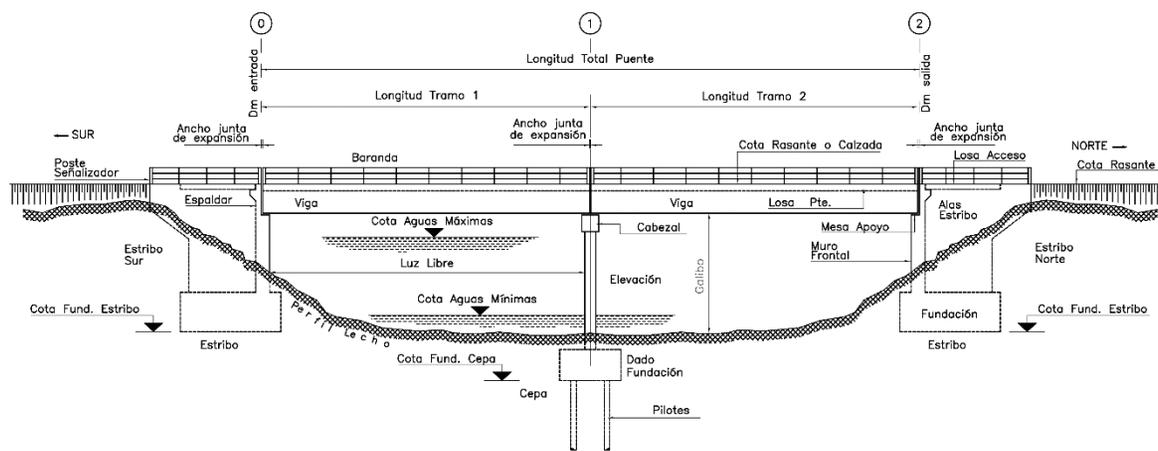


Figura I-1. Esquema de Puente Tradicional (Fuente: Manual de Carreteras Vol.3, 2022).

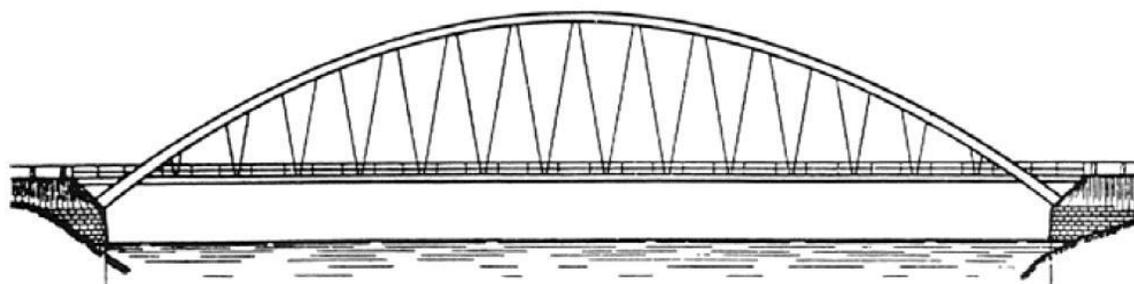


Figura I-2. Esquema de Puente Singular Tipo Network o en Arco (Fuente: Design of a single-track railway network arch bridge, 2011).

Para efectos de este trabajo, se analiza el comportamiento de estructuras de puentes tradicionales, considerando una solución sencilla al problema de deformación permanente que están sometidos los apoyos y tablero, ante sismos de gran intensidad, utilizando una configuración geométrica auto-centrante [Wilches J. et al., 2022] que elimina los desplazamientos permanentes de la superestructura y mantiene la demanda sísmica de la infraestructura en los niveles aceptables según los criterios establecidos por el Ministerio de Obras Públicas, además incorpora efectos de aislamiento y disipación de energía.

En una investigación anterior, se analiza el comportamiento que tienen los puentes al considerar superficies de apoyo inclinada, pero solo evaluando un dispositivo de apoyo común y rígido como los neoprenos [Wilches et al., 2022].

Para el análisis de este trabajo, el puente utilizado se seleccionó de una caracterización realizada por Wilches et al. [Wilches et al. 2017, Wilches et al. 2019], posteriormente se analiza su comportamiento ante distintas inclinaciones y rigideces de los aisladores con núcleo de plomo, utilizando la nueva geometría auto-centrante señalada anteriormente, obteniendo deformaciones del tablero y esfuerzos de las columnas, en comparación a un aislador elastomérico con núcleo de plomo convencional. En el análisis se utilizan registros de diferentes sismos, considerando los distintos tipos de suelo según la clasificación del Manual de Carreteras (Suelo I, II y III).

## **I.1 Objetivo General y Alcance**

Determinar una solución sencilla al problema de deformación permanente al que están expuestos los puentes convencionales, analizando el comportamiento sísmico transversal utilizando la nueva configuración geométrica auto-centrante (Wilches et al., 2022) utilizando aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, considerando un modelo estructural simple de puente y comparándolo con el comportamiento de una configuración convencional de un aislador elastomérico con núcleo de plomo.

## **I.2 Objetivo Específicos**

Los siguientes son los objetivos específicos de este trabajo:

1. Obtener un modelo analítico del aislador con núcleo de plomo para llaves de corte auto-centrantes, considerando la cinemática necesaria para el desarrollo del análisis, esto es, consideración de la fluencia del plomo y deslizamiento del aislador.
2. Analizar las respuestas sísmicas obtenidas del análisis estructural en el tiempo, para el grupo de registros sísmicos considerados.
3. Determinar la factibilidad de utilización de superficies inclinadas para disminuir deformaciones permanentes de un puente con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo ante un evento sísmico.
4. Comparar deformaciones máximas y permanentes de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo dispuestos en forma convencional (superficie horizontal) con los aisladores propuestos apoyados en superficie inclinada

## **II. ELEMENTOS TÍPICOS DE UN PUENTE Y MODELACIÓN**

A continuación, se entrega una descripción de los elementos típicos de un puente tradicional o convencional y los tipos de aisladores que pueden ser usado en este tipo de estructuras, junto con la modelación usada para estos aisladores.

### **II.1 Estructura Típica del Puente Analizado**

Un puente tradicional posee principalmente una superestructura, una infraestructura, accesos y otros accesorios. La superestructura es la encargada de transportar las fuerzas de servicio superiores, cargas de peso propio, cargas móviles, cargas de viento, cargas de nieve o cargas sísmicas hacia la infraestructura, que es la encargada de transportar las cargas al suelo de fundación. Los accesorios corresponden a los elementos de seguridad como barreras de contención de automóviles y barandas peatonales. Los accesos corresponden a los elementos de unión entre el camino y el puente, que típicamente es una losa de hormigón armada. La superestructura que también se denomina tablero, está compuesta por una losa de hormigón armado, vigas longitudinales, travesaños y arriostramientos. Los accesorios se encuentran sobre el tablero. Las vigas longitudinales pueden ser de distinta materialidad y forma, presentándose comúnmente en puentes tradicionales como vigas de hormigón pretensadas o vigas de acero, que pueden presentarse con geometría de tipo cajón, como dovelas o simplemente con geometría doble T. La infraestructura corresponde a los estribos de entrada y salida, cuyos elementos principales son el muro frontal, muro espaldar, muros ala y dado de fundación, y según diseño, puede presentarse incluyendo pilotes pre-excavados o pilotes hincados como fundaciones profundas o en otros casos como fundación directa. Además de los estribos, también pueden estar presentes las cepas, dando continuidad al puente cuando se tiene más de un tramo, ellos están compuestos por una viga cabezal o viga de amarre de hormigón armado en donde se ubica la mesa de apoyo que soporta al tablero, y por columnas o muros de hormigón armado encargadas de transmitir las cargas hacia la estructura de fundación directa o incluyendo pilotes como fundación profunda. La figura I-1 muestra los componentes de un puente tradicional descrito anteriormente.

Las secciones transversales típicas utilizadas en Chile, han evolucionado hasta la actualidad, se consideran que los primeros puentes construidos en el país, son los de tipo bóveda de mampostería estructuradas en piedra o ladrillo y con poca luz (Puente Cal y Canto, Puente Maitenes en Región Metropolitana), entre los años 1925 y 1950 se masificó el uso del hormigón armado cubriendo luces de hasta 24m con alturas de vigas de 2 a 3m que conformaban el tablero del puente, utilizando la norma publicada por Alberto Claro Velasco (Claro Velasco, Normas para el Cálculo y Proyecto de Puentes Carreteros de Hormigón Armado) [Campusano, s.f.],[ Wilches et al. 2021], algunas de esas estructuras todavía están en uso (Puente Naltahua Antiguo, Puente Maipo Antiguo, Puente Ingeniero Marambio Antiguo en Región Metropolitana). Pasado el año 1950, se introduce el código de diseño AASHTO Standard Specifications for Highway Bridge Design en su primera versión de 1931, introduciendo aceros más resistentes y masificando los puentes con super estructura en vigas metálicas y tableros con losa colaborante, junto con puentes de tablero conformados con vigas pretensadas en donde su uso es más relevante desde los años 90 hasta la actualidad [Campusano, s.f.],[ Wilches et al. 2021], cubriendo luces de hasta 60 metros, sin ser considerada una estructura singular. Cabe destacar que el uso de la tipología de tableros con vigas simplemente apoyados es la tipología más utilizada desde los años 60-70 en el país [Wilches et al. 2021]. La Figura II-1 muestra una sección típica de un puente con vigas pretensadas.

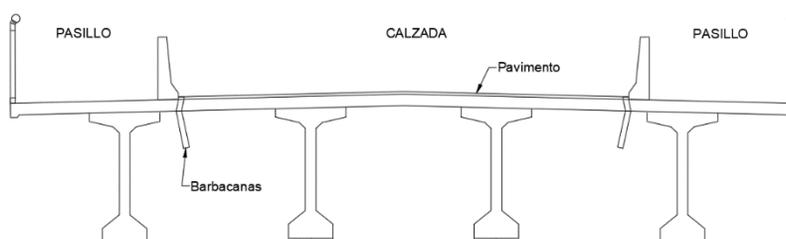


Figura II-1. Esquema Sección Transversal Puente Típico (Fuente: elaboración propia).

Otro elemento no estructural importante en el aspecto de serviciabilidad y de confort al paso de vehículos sobre un puente son las juntas de dilatación, ubicadas en cepas y

estribos para puentes simplemente apoyados. El tipo de junta que actualmente se está usando en puentes chilenos son compuestos por perfiles preformados de polietileno de celda cerrada, neopreno de celda abierta inflados, metálicas y de neopreno reforzado para grandes deformaciones.

## **II.2 Tipos de Aisladores Sísmicos**

Los aisladores se caracterizan por aumentar el periodo natural de la estructura, reduciendo las deformaciones y esfuerzos provocada por los sismos a nivel de tablero provocando un efecto de amortiguación y disipación de energía de la estructura al considerar elementos que fluyen, como por ejemplo, núcleo de plomo. A continuación, se describe algunos tipos de aisladores:

### Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (NRB)

Los aisladores de goma natural de bajo amortiguamiento fueron los primeros aisladores en emplearse en sistemas de aislación. Los aisladores elastoméricos se hicieron originalmente solo de caucho natural, más tarde se introdujeron en su interior láminas de acero y se empleó caucho sintético para mejorar las propiedades de su comportamiento. Los aisladores de caucho natural o de caucho sintético con láminas de acero son muy estables y no muestran fluencia bajo carga a largo plazo. En comparación con el aislador netamente de caucho natural, el uso de láminas de acero en el interior del aislador reduce considerablemente la deformación vertical y horizontal del aislador, las láminas de acero impiden que las capas de caucho se deformen lateralmente bajo cargas axiales debido a la vulcanización de la goma y las láminas de acero, ver Figura II-2.

Debido a la flexibilidad de las propiedades del caucho o goma y al gran rango de deformación por elasticidad, el valor de amortiguamiento crítico que le brinda al sistema es bajo, entre 2% a 3% [Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up, 2022], por ello presenta poca capacidad de carga axial y necesita de un sistema de amortiguamiento complementario en el nivel de aislamiento como los disipadores de

energía. El módulo de corte típico de fabricación esta entre los valores 0.29 Mpa y 0.44 Mpa [Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up, 2022].

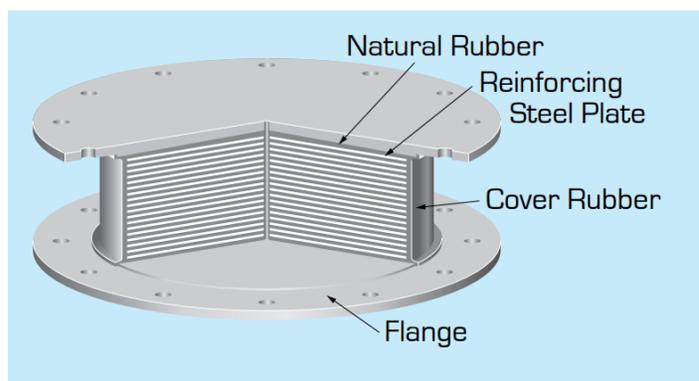


Figura II-2. Esquema Aislador NRB (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up, 2022).

#### Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Son aisladores de goma que intercalan placas delgadas de acero, al igual que el aislador de bajo amortiguamiento (ver Figura II-3), pero en este caso la goma está tratada con carbono extrafino, aceite negro o resinas que permiten alcanza amortiguamientos del orden de entre 10% a 20% del amortiguamiento crítico [Naeim and Kelly, 1999]. El espesor de las capas de goma varía entre 8mm y 20mm y el espesor de las placas de acero varían entre 2mm y 4mm. La rigidez vertical del aislador aumenta considerablemente manteniendo su flexibilidad lateral [Simo and Kelly, 1978].

El comportamiento de las estructuras se puede representar mediante un sistema lineal que dependen del amortiguamiento y de los valores del módulo de corte, que poseen valores que van desde los 0.4Mpa a los 1.4Mpa [Rico & Chio, 2012].

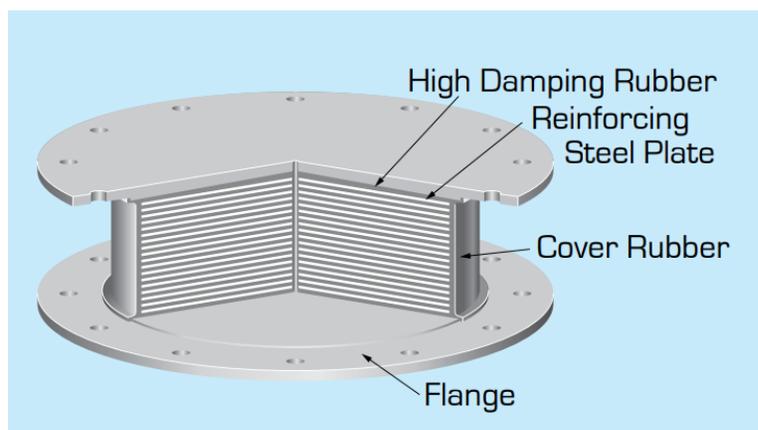


Figura II-3. Esquema Aislador HDRB (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up, 2022).

#### Aisladores de Goma con Núcleo de Plomo (LRB)

Estos aisladores son similares a los de alto amortiguamiento, proporcionándoles una capacidad adicional para disipar energía mediante la incorporación de un núcleo de plomo (Figura II-4). Además, este núcleo proporciona rigidez inicial adicional respecto a los aisladores anteriores, otorga menor deformación al efecto de cargas dinámicas pequeñas como lo es el viento y sismos pequeños [Skinner, Kelly and Heine, 1975]. El comportamiento del aislador depende de la fuerza lateral que se le impone. Si la fuerza es muy pequeña será tomada por el núcleo de plomo y el sistema tendrá una rigidez alta. Cuando la carga lateral aumenta, el núcleo de plomo comienza a fluir debido a la deformación y se genera un comportamiento histerético disipando energía y, como consecuencia, la rigidez lateral disminuye. El amortiguamiento generalmente se encuentra entre el rango de 15% al 35% y es posible modelarlo a través de la teoría bilineal. La fluencia del plomo es de aproximadamente 10Mpa ( $0.1\text{tonf/cm}^2$ ), sobrepasando este valor, la rigidez del aislador es la rigidez entregada por la goma, proporcionando al dispositivo un comportamiento bilineal [Rico & Chio, 2012]. La rigidez inicial del aparato es aproximadamente 10 veces la rigidez post-fluencia del dispositivo y que a su vez se evalúa como 1.15 veces la rigidez del elastómero [NCh 2745, 2013], ya que considera la influencia del plomo en el dispositivo global. Este es uno de los disipadores más usados en estructuras de puentes

por su bajo costo y propiedades de rigidez inicial y comportamiento relativamente simple.

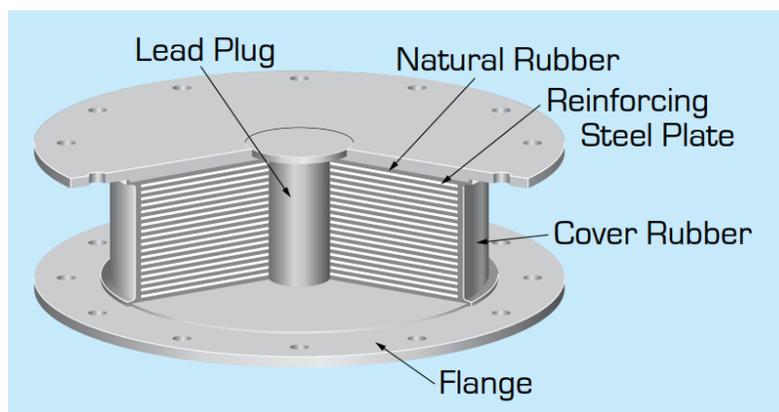


Figura II-4. Esquema Aislador LRB (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up, 2022).

#### Aisladores de Péndulo de Fricción (FPS)

Se basa en un sistema de deslizamiento tipo péndulo, controlado por una superficie esférica y cóncava [Zayas, Low and Mahin, 1990]. El sistema está compuesto por un deslizador articulado sobre una superficie de acero inoxidable (ver Figura II-5). La parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica, está rodeada por una película de material compuesto de baja fricción como es el Teflón (Polietrafluoroetileno PTFE). La fuerza impuesta hace que se produzca desplazamiento en las direcciones horizontal y vertical, cuando esta fuerza desaparece, se genera la fuerza restauradora de naturaleza gravitacional, provocando que el deslizador regrese al centro de la concavidad. El movimiento se produce cuando la fricción es igual o más grande que la componente de la carga vertical aplicada. La rigidez efectiva del aislador y el período de oscilación de la estructura están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava y es independiente de su peso. Los movimientos de torsión de la estructura se reducen al mínimo, ya que el centro de rigidez de los rodamientos de forma automática coincide en el centro de masa de la estructura de apoyo. El amortiguamiento de este sistema está en el rango de 10% a 40%, y el coeficiente de fricción están entre el de 3% y el 20% [Rico & Chio, 2012].

Los péndulos de fricción requieren mantención cada vez que una acción dinámica lo afecte, sin embargo, como la superficie de teflón solo trabaja en los eventos sísmicos, se puede decir que el recubrimiento de teflón funcionará durante la vida útil del diseño. Últimamente se han desarrollado aisladores con múltiples superficies cóncavas de contacto y con capacidad de resistir fuerzas en tensión o tracción, disminuyendo el tamaño del aislador y reduciendo el movimiento horizontal.

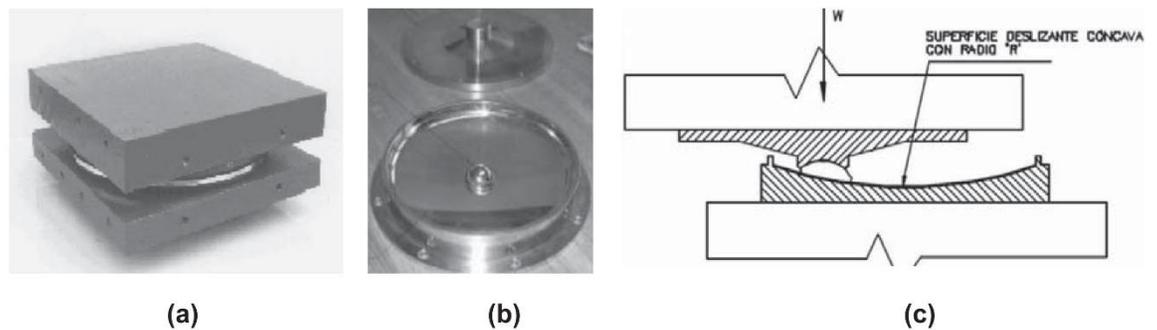


Figura II-5. Sistema Péndulo de Fricción; a) Vista Exterior b) Vista Interior c) Componentes internos (Fuente: Rico & Chio, 2012).

### II.3 Modelos de Aisladores

A continuación, se presentan algunos modelos matemáticos usados en la modelación de aisladores sísmicos.

#### Modelo Bilineal:

Este modelo matemático se usa en aisladores de goma con núcleo de plomo y relaciona la rigidez lateral del aislador con su deformación lateral, de forma que la primera pendiente representa la rigidez del aislador antes que el plomo fluya ( $K_e$ ) y luego la segunda pendiente es una rigidez mucho más baja, ya que representa la rigidez del aislador post-fluencia del plomo ( $K_p$ ), cuando principalmente trabaja la goma del

aislador. La fuerza  $F_y$  representa la fuerza de fluencia del núcleo de plomo (ver figura II-6).

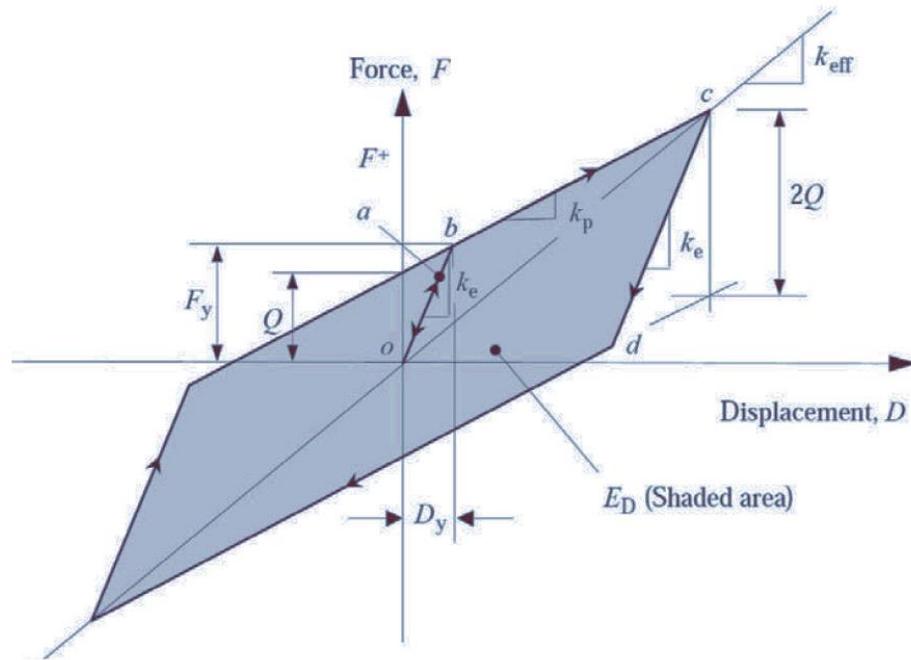


Figura II-6. Representación Modelo Bilineal (Fuente: Peldoza, 2002).

La principal ventaja de este sistema es su simplicidad, pues mediante algoritmos sencillos es posible determinar si el aislador LRB está sometido a una carga que actúa en la rigidez lateral inicial o de post fluencia del plomo [Skinner et al., 1994]. Su desventaja radica en que la transición elastoplástica corresponde a una recta y no a una curva, por lo que se obtienen deformaciones mucho menores a las reales [Peldoza, 2002].

#### Modelo Bouc-Wen:

Este modelo es muy conocido y popular por su versatilidad y relativa sencillez de uso. Es un modelo conciso que está gobernado por una sola ecuación diferencial y que se puede aplicar y adaptar muy bien a sistemas histeréticos con distintas formas. Fue introducido por primera vez por Bouc [Bouc, 1967], pero fue Wen [Wen, 1976] quién

amplió el modelo produciendo una variedad de patrones histeréticos. La fuerza de restauración de un sistema de un grado de libertad puede expresarse como:

$$F(t) = a \frac{F_y}{u_y} u(t) + (1 - a) F_y z(t) \quad (2.1)$$

Con:  $a = \frac{k_2}{k_1}$  y  $k_1 = \frac{F_y}{u_y}$

Donde  $u(t)$  es el desplazamiento,  $F_y$  es la fuerza de fluencia,  $u_y$  es el desplazamiento de fluencia,  $a$  es la razón de las rigideces de post y pre-fluencia,  $\dot{u}(t)$  es la velocidad y  $z(t)$  es un parámetro histerético adimensional que obedece a la ecuación diferencial no lineal con condición inicial cero:

$$\dot{z}(t) = \frac{1}{u_y} (A\dot{u}(t) - \beta\dot{u}(t)|z(t)|^n - \gamma|\dot{u}(t)||z(t)|^{n-1}z(t)) \quad (2.2)$$

El modelo está descrito en una ecuación diferencial por lo tanto puede ser incorporado a la ecuación de movimiento. Los parámetros  $A$ ,  $a$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $n$  son adimensionales y regular las características de su forma y por lo tanto su comportamiento:

- $A$ : Factor de escala general
- $a$ : Razón de proporción entre la rigidez inicial y la final.
- $B, \gamma$ : Determinan la forma de la curva.
- $n$ : Regula la suavidad de la transición entre la rigidez inicial y final.

A continuación, las figuras II-7 y II-8 se muestran ejemplos de respuesta obtenida con el modelo al variar los parámetros nombrados anteriormente:

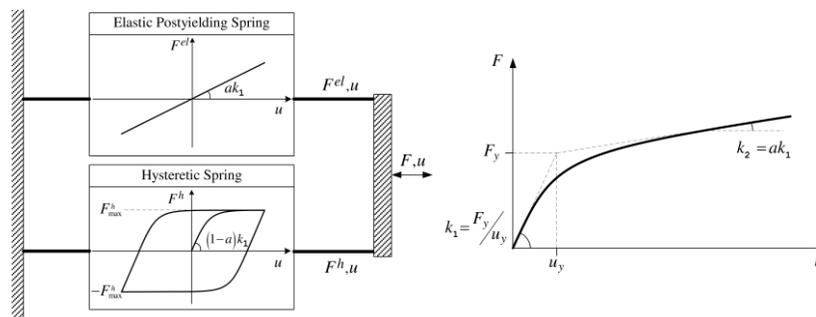


Figura II-7. Modelo Bouc-Wen (Fuente: Aristotelis, 2010).

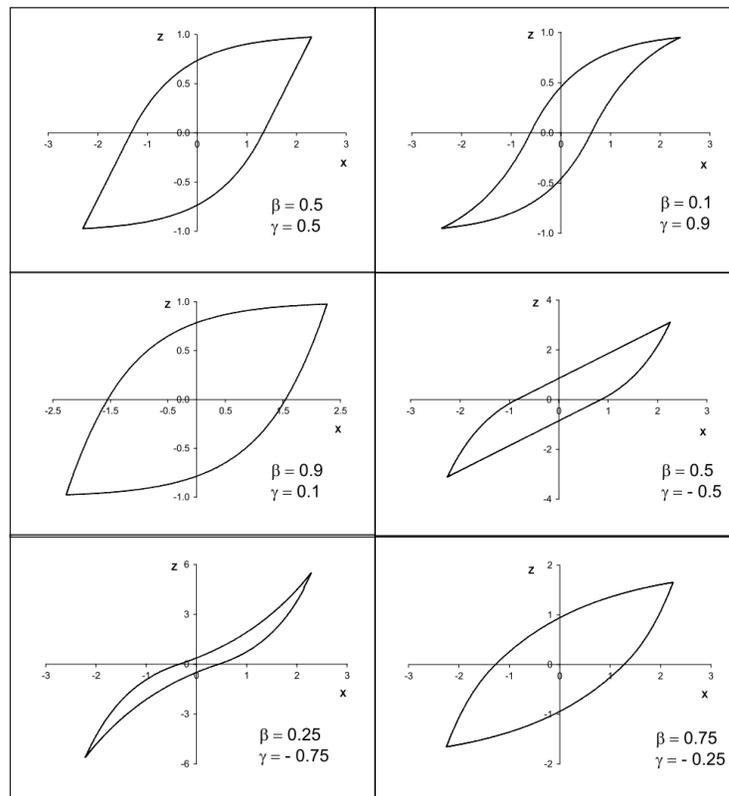


Figura II-8. Representación Modelo Bouc-Wen para  $a=0.5$ ,  $A=1$ ,  $n=1$  para diferentes valores de  $\beta$  y  $\gamma$  para valores de masa y rigidez referenciales (Fuente: Aristotelis, 2010).

### III. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO Y MODELACIÓN DEL PUENTE

Para analizar el comportamiento de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo para llaves de corte auto-centrantes, se considerará que el tablero esta simplemente apoyado y que desliza sobre el aislador, fijándolo a la viga cabezal que une las columnas, con esto conseguimos una fuerza resistente por fricción. Debido a esto el modelo simple de dos grados de libertad consigue la cinemática necesaria en superficies inclinadas.

#### III.1 Estructura de puente tipo y consideraciones

Se considera modelar un puente constituido por dos tramos de 26 metros simétricos de 4 pistas con cepa central (Fig. III-1).

En los extremos se considera estribos con muros sólidos de hormigón armado y en el apoyo central una cepa compuesta por 3 columnas de sección circular de 1m de diámetro separadas a 5m y de altura 6.05m. La viga de amarre de las columnas tiene dimensiones 1.1m de altura por 1.2m de ancho y 14.2m de largo, ligando el movimiento de las columnas. El tablero consta de una losa de 0.20m de espesor por un ancho de 11.75m, soportada por 4 vigas pretensadas de 1.35m de altura.

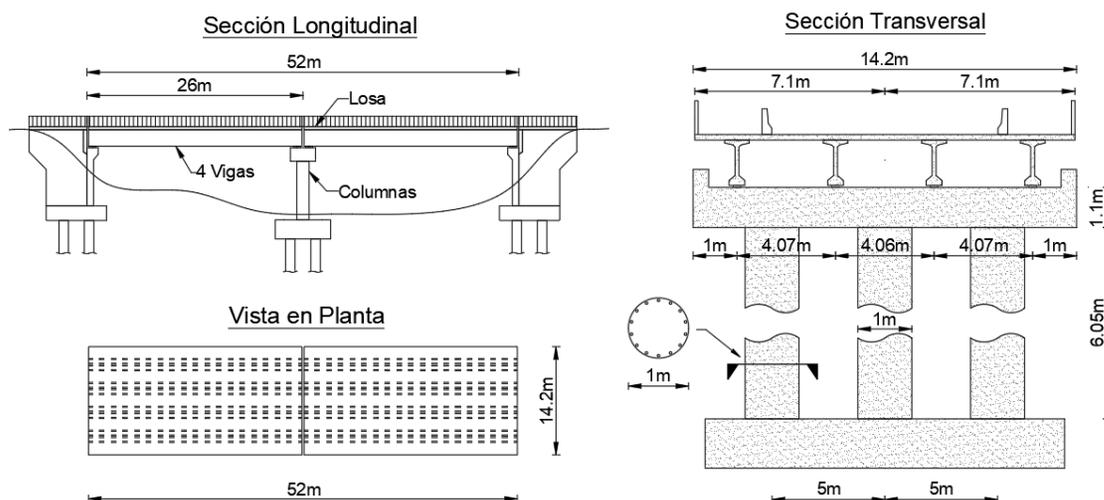


Figura III-1. Estructura de Puente Considerada (Fuente: Elaboración propia).

La sección de análisis se define como la sección transversal ubicada en la cepa central del puente. Se determinan dos casos de análisis, el caso a) corresponde al sistema propuesto, que considera una configuración con superficie de apoyo inclinada de los aisladores y que se basa en el concepto de llaves de corte auto-centrantes propuesta por Wilches et al., 2022, en este caso, se consideran 16 aisladores como se ve en la figura III-2 a). El caso b) corresponde a una configuración normal, que consta de 8 aisladores apoyados en superficie horizontal como se ve en la figura III-2 b), este caso servirá de comparación para el sistema propuesto. El tablero es continuo, por lo que, para efectos de cinemática de los aisladores, estos se mueven en conjunto.

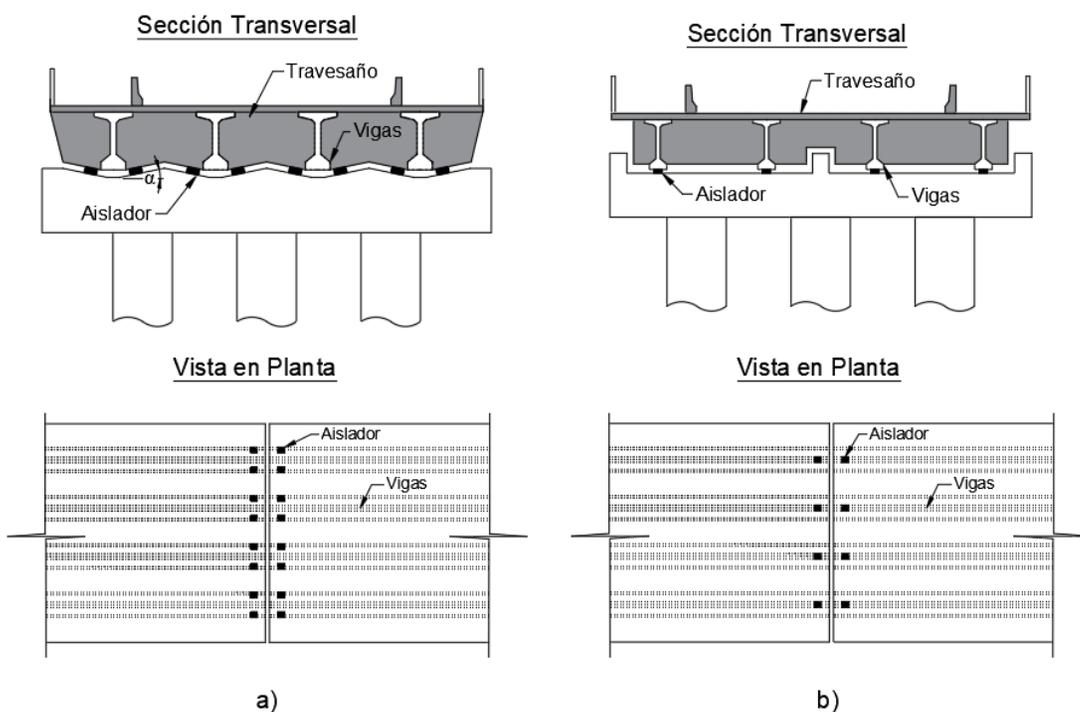


Figura III-2. a) Propuesta Inclinada para Aisladores, b) Sección Transversal Típica (Fuente: Elaboración Propia).

En este estudio se utilizan aisladores elastoméricos con forma anular y con núcleo de plomo en ambos casos, para el caso a), se considera la variación de la rigidez del aislador utilizado, desde un estado muy rígido a un estado más flexible de trabajo, usando parámetros del aislador que nos entreguen periodos naturales de 0.2s, 0.5s, 1s,

y 1.5s como periodo fundamental. Se consideran estos valores para caracterizar un rango de periodos a la cual podría estar situado algún puente con las características definidas, con esto podemos estudiar cómo se comporta a medida que los puentes se van flexibilizando debido a la utilización de un aparato de apoyo aislador, además, se varía el ángulo de inclinación  $\alpha$  de la superficie de apoyo en  $0^\circ$ ,  $5^\circ$ ,  $10^\circ$  y  $15^\circ$ . Para el caso b), solo se considera una rigidez determinada del aislador para obtener un periodo de 1.5s en una superficie de apoyo horizontal, como caso de comparación. El área de contacto del aislador con el tablero es constante para todos los casos descritos y se fija el diámetro exterior del aislador en 45cm, el diámetro interior corresponde al núcleo de plomo que típicamente se encuentra entre un 15% a un 30% del diámetro exterior [Medina y Choque, 2017], se usa el 20% para estimar el diámetro del núcleo de plomo quedando en 9cm de diámetro. El módulo de corte de la goma se estima que varía entre 0.4MPa y 1MPa, para este estudio se utiliza el valor de 0.55MPa (0.006tonf/cm<sup>2</sup>). Para estimar la fluencia del Plomo, se usa el valor de 0.1 tonf/cm<sup>2</sup>.

### III.2 Grados de Libertad

Para determinar el comportamiento del tablero sobre los aisladores, se utiliza un modelo simple de 2 grados de libertad en la dirección de la sección central definida (ver figura III-3), ya que la rigidez axial de los aisladores y de las columnas se consideran muy altas, alrededor de 1000 veces la rigidez lateral, por lo que su deformación es despreciable y por lo tanto se modelan axialmente rígidos para efectos de análisis. El primer grado de libertad  $u_s$  es a nivel de tablero del puente (considerada como super estructura o tablero) y esta medido con respecto a la viga de amarre, mientras que el segundo grado de libertad  $u_b$  es considerado a nivel de viga de amarre o mesa de apoyo (considerada como base) y está medido respecto al suelo (Figura III-3).

Se determina la rigidez  $k_b$  como la rigidez obtenida de la suma de las rigideces de las 3 columnas circulares según la siguiente expresión:

$$k_b = 3 \times \frac{12E_c I_c}{h_c^3} \quad (3.1)$$

Con  $E_c$  el módulo de elasticidad del hormigón armado ( $250\text{tonf/cm}^2$ ),  $I_c$  la inercia de la sección circular de una columna ( $0.049\text{ m}^4$ ) y  $h_c$  el largo de la columna igual a  $6.05\text{m}$ , por lo que la rigidez lateral se estima en  $k_b = 200\text{ tonf/cm}$ .

Para estimar el peso del tablero o superestructura, se considera el peso de la losa, el peso de las 4 vigas pretensadas y el peso del travesaño de hormigón armado, todo esto en un largo tributario de  $26\text{m}$ , dando un valor de  $W_s=390\text{tonf}$ . Para estimar el peso de la infraestructura o de la base, se utiliza la regla de distribución simple mediante áreas tributarias para las 3 columnas más el peso de la viga de amarre, lo que entrega un valor de  $w_b=80\text{tonf}$ .

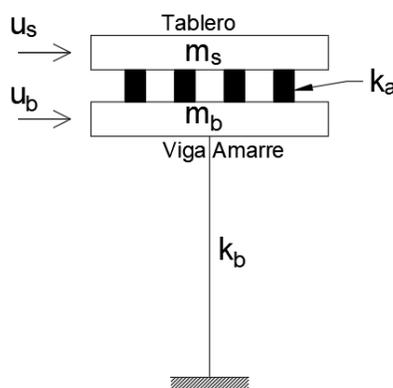


Figura III-3. Esquema Modelación de 2 grados de libertad (Fuente: elab. propia).

### III.3 Modelación Aislador Sísmico

Según las restricciones cinemáticas, se considera que el tablero está simplemente apoyado sobre los aisladores, los que a su vez están fijados a la viga de amarre. Se considera una fuerza de fricción en la superficie de contacto aislador-tablero provocada por el peso del tablero, como también una desconexión del tablero con el aislador al presentarse movimiento horizontal en un instante dado. Esto permite el movimiento del tablero sobre los aisladores apoyados en la superficie inclinada, permitiendo el despegue de la superficie superior de los aisladores con el tablero. Esta representación se puede observar en la figura III-4.

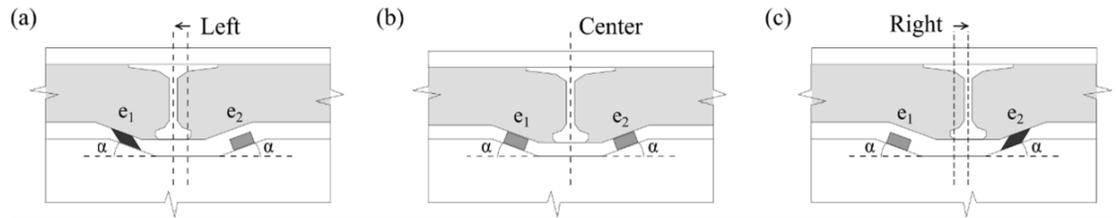


Figura III-4. Restricción cinemática para movimientos laterales del tablero (Fuente: Wilches et. al., 2022).

Para modelar este efecto en la ecuación de movimiento, se usan las siguientes expresiones [Wilches et al., 2022],  $\phi$  define la alternancia y desactivación del aislador, ya sea para un movimiento lateral hacia la izquierda o la derecha del tablero, el valor de 0 considera la desconexión y el valor de 1 la conexión (ver figura III-4).

$$\phi = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \text{sign}(u_s) = \begin{cases} 1 & u_s > 0 \\ 0 & u_s < 0 \end{cases} \quad (3.2)$$

La expresión mostrada no es diferenciable, por lo que se adapta a la siguiente expresión equivalente y que sí es diferenciable, por lo que puede ser usada en la ecuación de movimiento.

$$\phi = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \tanh(u_s/u_0) \quad (3.3)$$

Cuando el valor de la deformación inicial es muy pequeño, la función hiperbólica se acerca a la función  $\text{sign}()$ , por lo que se usará el valor de  $u_0=10^{-3}$ mm.

Para el caso del aislador elastomérico con núcleo de plomo en superficie inclinada propuesta, caso a) en estudio, el comportamiento del movimiento pasa por tres etapas comenzando desde el reposo (ver figura III-5), etapa 1 que corresponde a una curva elástica de fuerza-deformación lineal que implica el trabajo del núcleo de plomo junto con el aislador anular de goma en paralelo, una vez alcanzada la fluencia del plomo, se genera la pérdida de rigidez aportada por el plomo dando paso a la etapa 2, donde se genera una curva elástica de fuerza-deformación lineal, donde actúa solo el elastómero anular y por último, al alcanzar la fuerza límite de fricción entre el aislador y el tablero, se presenta la etapa 3, correspondiente a una curva horizontal lineal que representa la pérdida de rigidez o estado plástico perfecto que corresponde al deslizamiento del tablero, este comportamiento en conjunto es de naturaleza trilineal.

Como propuesta para este estudio y considerando transiciones suaves entregadas por el modelo Bouc-Wen, se propone modelar en paralelo el aislador elastomérico anular y la barra o núcleo de plomo, obteniendo un comportamiento trilineal con sus vértices suavizados.

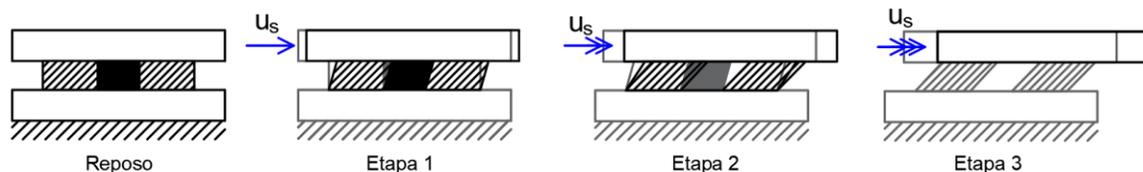


Figura III-5. Esquema de Movimiento (Fuente: Elaboración propia).

Cada constitutiva se modela como elemento elasto-plástico perfecto. Se consideran valores típicos de aisladores y que son usados en la normativa de diseño chileno, para  $k_1=10k_n$  [NCh 2745, 2013] que corresponde a la rigidez de un aislador con núcleo de plomo convencional (etapa 1), para  $k_2=k_n=1,15k_r$ . [NCh 2745, 2013] que corresponde a la rigidez del aislador en estado post-fluencia del plomo (etapa 2), con  $k=0$  (etapa 3) que corresponde a la pérdida de rigidez o deslizamiento del sistema,  $k_r$  es la rigidez lateral del aislador elastomérico anular sin núcleo de plomo. En la figura III-6 se puede ver la curva constitutiva propuesta.

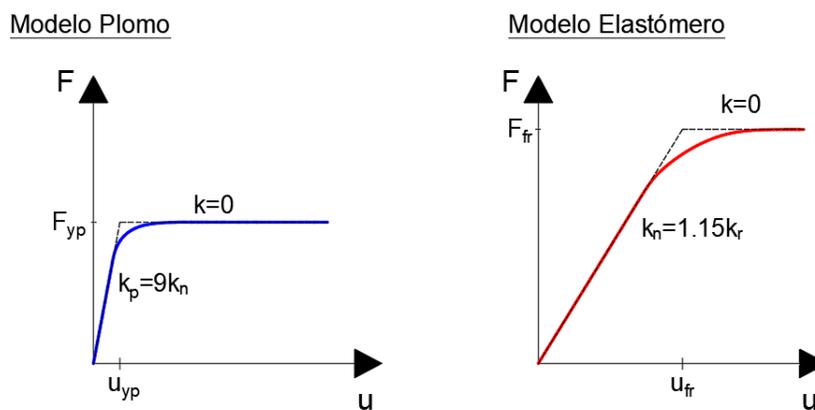


Figura III-6. Modelo Constitutiva Propuesto, comportamiento trilineal (Fuente: Elaboración propia).

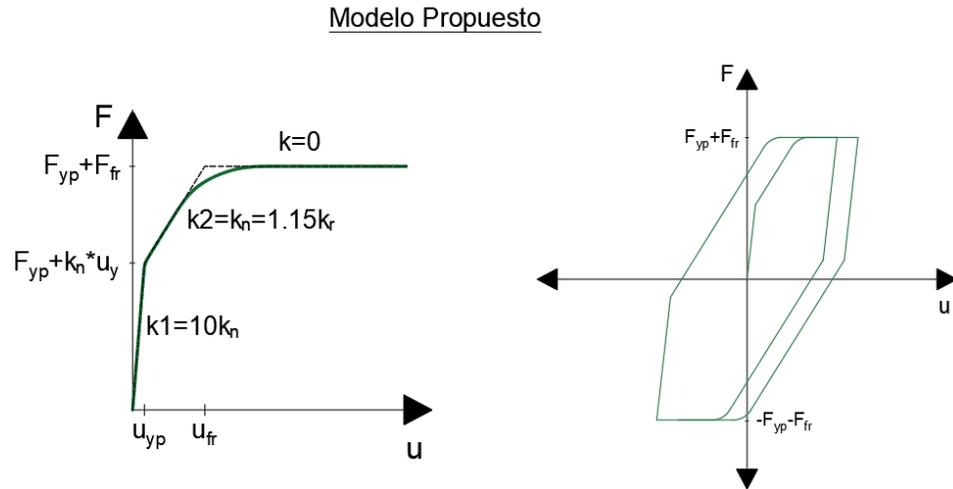


Figura III-6. Modelo Constitutiva Propuesto, comportamiento trilineal (Fuente: Elaboración propia) (continuación).

Se define  $F_{yp}$  como la fuerza de fluencia del plomo,  $F_{fr}$  como la fuerza límite de deslizamiento del elastómero que se estima usando el coeficiente dinámico de fricción  $\mu=0.18+0.38/\sigma$  en ec.3.5, donde  $\sigma$  corresponde al factor que considera el peso de la superestructura [Wilches et al., 2022],  $u_{yp}$  la deformación de fluencia del plomo y  $u_{fr}$  la deformación límite al deslizar el elastómero. El parámetro  $k_r$  se define como la rigidez lateral del elastómero anular sin núcleo de plomo,  $k_p$  se define como la estimación de la rigidez lateral solo del núcleo de plomo ( $9k_n$ ) y  $k_n$  se define como la estimación de la rigidez del aislador elastomérico con núcleo de plomo post-fluencia del plomo ( $1.15k_r$ ), con esto, se tiene que  $k_1$  es la estimación del aislador en la etapa 1 ( $10k_n$ ),  $k_2$  es la estimación de rigidez en la etapa 2 ( $1.15k_r$  o  $k_n$ ) y para la etapa 3, correspondiente al deslizamiento de aislador, se define como  $k=0$ .

$$F_{fr} = \mu \sigma A_r \quad (3.4)$$

$$\sigma = \frac{W_s \cos(\alpha)}{8A_r} \quad (3.5)$$

Se define el factor  $\sigma$  como la presión normal del tablero ejercida sobre el aislador, considerando que  $A_r$  como el área del aislador,  $W_s$  como el peso de la super-estructura,  $\alpha$  el ángulo de inclinación. Con esta configuración se consigue modelar el comportamiento de naturaleza trilineal del sistema.

Para ingresar el efecto de separación del aislador con el tablero y ajustarse a la cinemática mostrada en la figura III-4, en las ecuaciones de los modelos propuestos, se considera el término definido como  $\phi$  (Ec.3.3), encargado de conectar o desconectar el aislador dependiendo de la dirección de movimiento que tenga (derecha o izquierda). En términos de deformación del aislador, se tiene que  $\mathbf{v}_i = (\mathbf{1} - \phi)\mathbf{L}_{ri}\mathbf{u}_s$  para valores de  $i=1,3,5,..15$  (aisladores impares) y para  $\mathbf{v}_i = \phi\mathbf{L}_{ri}\mathbf{u}_s$  para valores de  $i=2,4,6...16$  (aisladores pares) (según Wilches et al 2022).  $\mathbf{L}_{ri}$  es la matriz que establece la relación cinemática de los aisladores.

Para cada elastómero anular y núcleo de plomo se generan las expresiones de estado, según las ecuaciones (3.6) y (3.7).

$$F_{n,p}(t) = (1 - \Phi)(a\frac{F_y}{u_y}u(t) + (1 - a)F_y z(t)) \quad (3.6)$$

$$\dot{z}_{n,p}(t) = \frac{1}{u_y}(A\dot{u}(t) - \beta\dot{u}|z(t)|^n - \gamma|\dot{u}(t)||z(t)|^{n-1}z(t)) \quad (3.7)$$

Luego,  $\mathbf{L}^t$  es el vector de transformación cinemática que involucra todos los elementos, que para el caso en estudio corresponde a 16 elastómeros con 16 núcleos de plomo (ver Figura III-2 a).

La modelación del aislador del caso b) considerado como comparación, se presenta un aislador elastomérico con núcleo de plomo convencional y se utiliza la formulación bilineal descrita, como se ve en la figura III-7. La comparación se realiza en la condición de inclinación igual a  $0^\circ$  y para un periodo principal de 1.5s, por ser la condición más cercana a un diseño de aislador convencional.

Modelo Aislador LRB

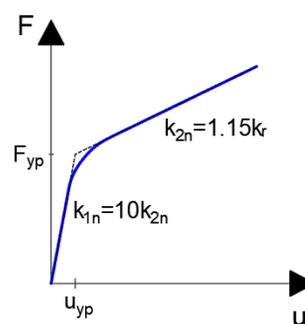


Figura III-7. Modelo Constitutiva Aislador Normal LRB (Fuente: Elab. propia).

### III.4 Parámetros Usados y Ecuación de Movimiento

Se presentan los parámetros para modelar los aisladores, estos corresponden a los típicamente usados en estos elementos según literatura. Como razón de amortiguamiento del aislador, se usa 10% para no sobreestimar el amortiguamiento dado por el movimiento histeréticos. Como se definió anteriormente, se definen rigideces del aislador para representar distintos periodos principales de la estructura, variándolo desde un estado rígido hasta un estado más flexible, además, se consideran distintos ángulos de inclinación, estos parámetros se definen en la tabla III-1.

Para estimar la fuerza de fricción es necesario fijar las dimensiones del aislador, se define el diámetro exterior igual a 45cm y el diámetro interior igual a 9cm, por lo que el diámetro del núcleo de plomo queda en 9cm, este valor está dentro del rango de la relación entre el diámetro de núcleo de plomo y el diámetro exterior del aislador (15% y 30% del diámetro exterior), en nuestro caso se usa el 20%, como se expuso anteriormente.

Tabla III-1 : Parámetros usados.

General					
$W_s$	390 tonf				Peso tablero
$W_b$	80 tonf				Peso base
$k_b$	200 tonf/cm				Rigidez base
$\alpha$	0°	5°	10°	15°	Inclinaciones consideradas
$T_n$	0.2s	0.5s	1.0s	1.5s	Períodos principales considerados
$K_a$	49 tonf/cm	7.84tonf/cm	1.96 tonf/cm	0.87 tonf/cm	Rigideces aislador considerado
Elastómero					
$\xi_n$	10%				Razón de amortiguamiento
$D_a$	9 cm				Diámetro interno
$D_b$	45 cm				Diámetro Externo
Plomo					
$t_{auy}$	0.1 tonf/cm <sup>2</sup>				Corte de Fluencia Plomo
$d_p$	9 cm				Diámetro núcleo de plomo

Se presenta la ecuación de movimiento del sistema estructural de 2 grados de libertad ya definido, que considera la modelación de la relación fuerza-deformación del aislador según sus restricciones cinemáticas de naturaleza trilineal contenidas en la expresión  $(L^T f)$  de la ecuación ec.3.8, donde  $f = [F_1 \dots F_n]^T$  es el vector de fuerzas en los aisladores. Para determinar la ecuación de movimiento se utiliza el planteamiento de equilibrio de energía con las ecuaciones de Euler-Lagrange que al desarrollar las expresiones se obtiene la ecuación de movimiento del sistema estructural propuesto (Wilches et al., 2022).

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s(1 + \tan^2 \alpha) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_b \\ u_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ L^T f \end{bmatrix} \\
 & = - \begin{bmatrix} m_s + m_b \\ m_s \end{bmatrix} \ddot{x}_g - \begin{bmatrix} 0 \\ m_s \tan(\alpha) \operatorname{sign}(u_s) \end{bmatrix} \ddot{z}_g - \begin{bmatrix} 0 \\ W_s \tan(\alpha) \operatorname{sign}(u_s) \end{bmatrix} \quad (3.8)
 \end{aligned}$$

#### IV. ANALISIS ESTRUCTURAL Y CARACTERISTICA DE LOS SISMOS

Se ejecuta un análisis estructural en el tiempo, utilizando los parámetros definidos y desarrollando las ecuaciones y las expresiones que representan el movimiento de los aisladores de naturaleza trilineal. En la resolución de la ecuación de movimiento se utilizan las herramientas que incluyen algoritmos de resolución de ecuaciones diferenciales ordinaria, introduciendo las ecuaciones de movimiento del aislador propuesto como función de estado y que participa en la integración de la ecuación para determinar las respuestas.

Se utilizan registros sísmicos de Chile y que son clasificados por tipo de suelos (I, II y III) según Manual de Carreteras [Manual de Carreteras vol.3, 2022], lo que depende de la ubicación de la estación sísmica.

Los sismos utilizados en este estudio corresponden en su mayoría a los descritos en Wilches et al., 2022 y son los indicados en las tablas IV-1 y IV-2. Los registros corresponden a los sismos registrados entre los años 1992 y 2010 y entre el año 2012 y 2015, tomados del Centro Sismológico Nacional.

Tabla IV-1 : Cantidad de registros usados por sismo.

Sismo	Año	Mw	N° de Registros
Algarrobo	1985	8	34
Punitaqui	1997	7.1	4
Tocopilla	2007	7.7	2
Maule	2010	8.8	29
Constitucion	2012	7	4
Iquique	2014	7.7	8
Coquimbo	2015	8.3	2
Total:			83

Tabla IV-2 : Tipo de suelo considerado por estación.

<b>Estación</b>	<b>Tipo Suelo</b>	<b>Estación</b>	<b>Tipo Suelo</b>
Cerro El Roble	I	Santiago La Florida	II
Papudo	I	Santiago Maipu	II
Pichilemu	I	Alto Hospicio	III
Pisagua	I	Angol	III
Quintay	I	Cauquenes	III
Valparaiso (U.T.F.S.M.)	I	Constitucion	III
Zapallar	I	Copiapo	III
Chillan Viejo	II	Llay-Llay	III
Concepcion	II y III	Llolleo	III
Curico	II	Matanzas	III
Hualañe	II	Pozo Almonte	III
Illapel	II	Santiago Peñalolen	III
Iloca	II	Tenencia de Pica	III
Las Tortolas	II	Ventanas	III
Los Vilos	II	Viña del Mar Centro	III
Melipilla	II	Viña del Mar El Salto	III

## V. ANALISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados de las respuestas del análisis estructural en el tiempo, desarrollado para los distintos registros, según tipo de suelo I, II y III y los periodos naturales principal definidos, en las distintas inclinaciones de superficie de apoyo presentadas. También se muestran los resultados de las respuestas del caso de comparación correspondiente al análisis estructural que considera un aislador con núcleo de plomo convencional y apoyado en una superficie horizontal.

### V.1 Resultados Aislador LRB Propuesto

En esta sección se presentan los resultados por tipo de suelo, según las inclinaciones dadas. Se muestran los desplazamientos máximos, los desplazamientos permanentes del tablero y esfuerzos en las columnas de la estructura. Se consideró el análisis estructural para los 83 registros, para cada combinación de ángulo de inclinación de la superficie de apoyo y rigidez según el período natural principal considerado. A continuación, se presentan las respuestas de todos los análisis ejecutados, destacando el resultado seleccionado del sismo que provocó mayor deformación o desplazamiento en el tablero y que corresponde al sismo del año 2010 en la región del Maule, en las estaciones de Papudo (suelo I, PGA 0.41g), Santiago (suelo II, PGA 0.56g) y Constitución (suelo III, PGA 0.63g).

En las siguientes figuras (figuras V-1 a V-4) se muestran los desplazamientos máximos del tablero ( $u_s$ ) con respecto a la vigas de amarre, para la estructura con los diferentes periodos usados y según la inclinación del apoyo de los aisladores definida, ubicadas en los distintos suelos considerados para todos los registros visualizándolos en color gris, y en color rojo ladrillo se visualiza el sismo con mayor deformación y que corresponde al sismo en la Región del Maule 2010, como se describió anteriormente. En las mismas figuras se pueden ver los casos en que hay desplazamiento permanente del tablero. Los desplazamientos permanentes son 0 para casi todos los casos en donde el apoyo está inclinado ( $\alpha = 5^\circ, 10^\circ$  y  $15^\circ$ ) y son diferente a cero para el caso de apoyo horizontal ( $\alpha = 0^\circ$ ). Esto se puede ver en los valores de desplazamiento permanente

máxima en tabla V-1 para el sismo de la Región del Maule 2010. En las figuras V-1 a V-4, para el sismo del Maule, se aprecia que el desplazamiento máximo del tablero para el suelo I crece a medida que aumenta la inclinación del apoyo. Para el suelo II, la tendencia del desplazamiento es a disminuir a medida que aumenta la inclinación, sin embargo, esto no se cumple para el periodo  $T_n=1.5s$ . Para suelo III, la tendencia del desplazamiento es a disminuir a medida que aumenta la inclinación, al igual que el caso anterior, sin embargo, esto no se cumple para el periodo  $T_n=1.5s$ .

Debido a esto, se considera para este sismo en particular y los registros según las estaciones antes mencionadas, el análisis ampliando los ángulos de inclinación de la superficie de apoyo a  $20^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $40^\circ$ , para determinar de mejor forma su comportamiento. Como se puede ver en tabla V-2, los desplazamientos máximos aumentan en suelo I al aumentar la inclinación, sin embargo, para inclinaciones de  $30^\circ$  o  $40^\circ$  se observa la reducción del desplazamiento máximo con respecto a inclinación  $0^\circ$  para los 4 periodos naturales considerados. Para suelo II y III, las deformaciones disminuyen a medida que aumenta la inclinación en los periodos más cortos, sin embargo, a medida que se flexibiliza la estructura (periodos más largos), las deformaciones máximas aumentan a medida que aumenta la inclinación y finalmente disminuyen para inclinaciones de  $30^\circ$  o  $40^\circ$ . Este comportamiento podría explicarse debido a las características propias de los registros según el tipo de suelo (de un suelo más rígido a un suelo más blando), la intensidad elevada de los sismos y en combinación con la geometría propuesta de apoyo inclinado, influenciada por la flexibilidad de la estructura, provocando mayores velocidades y deformación. Esto no se repite en la mayoría de los registros considerados, tomando en cuenta el análisis de tendencias de deformaciones máximas mostrado en figura V-3 y tabla V-3, junto con los resultados de las deformaciones máximas de todos los registros considerados mostrados en tablas V-4 a la V-7.

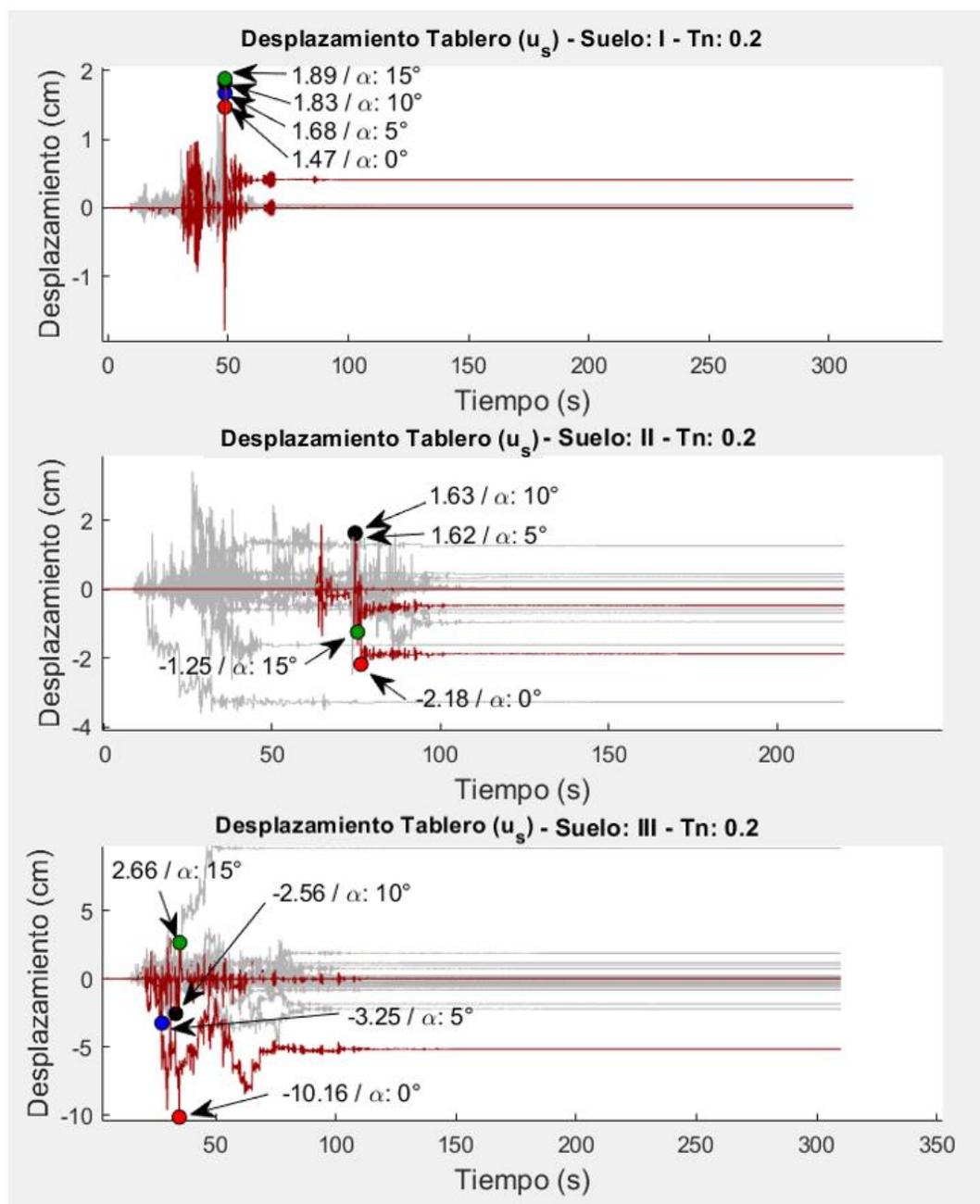


Figura V-1. Respuestas máximas para  $T_n=0.2$ s.

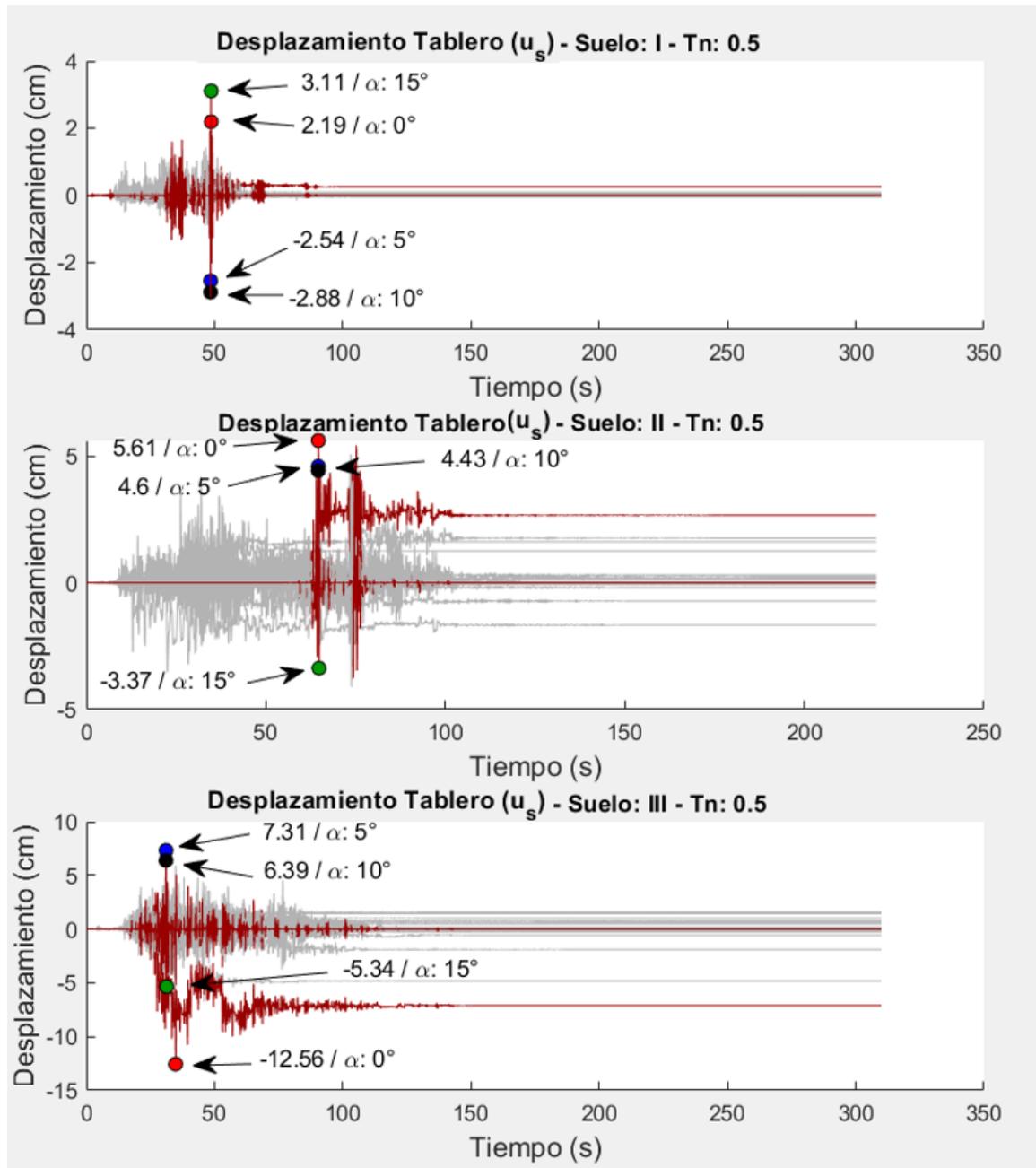


Figura V-2. Respuestas máximas para  $T_n=0.5s$ .

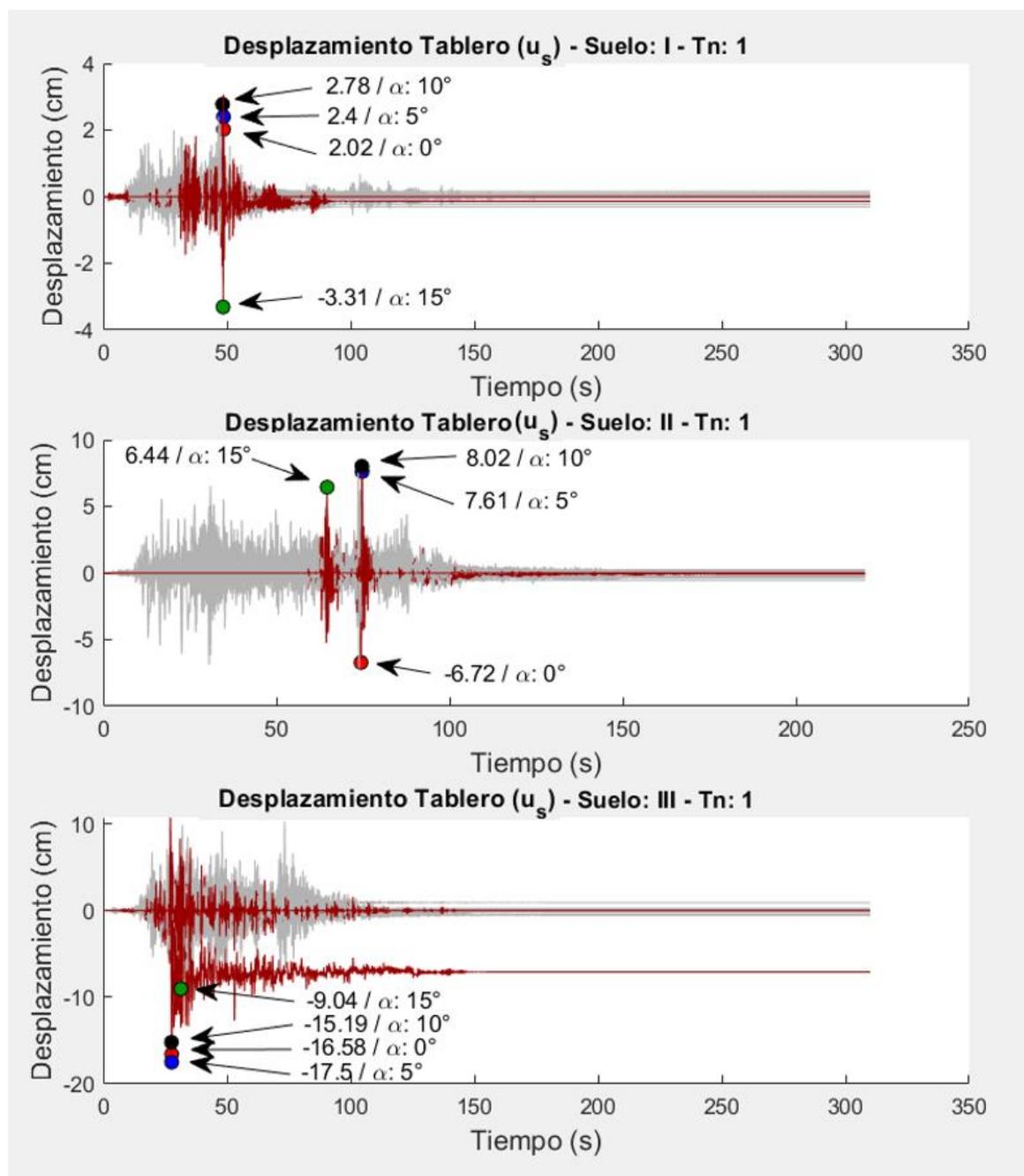


Figura V-3. Respuestas máximas para Tn=1.0s.

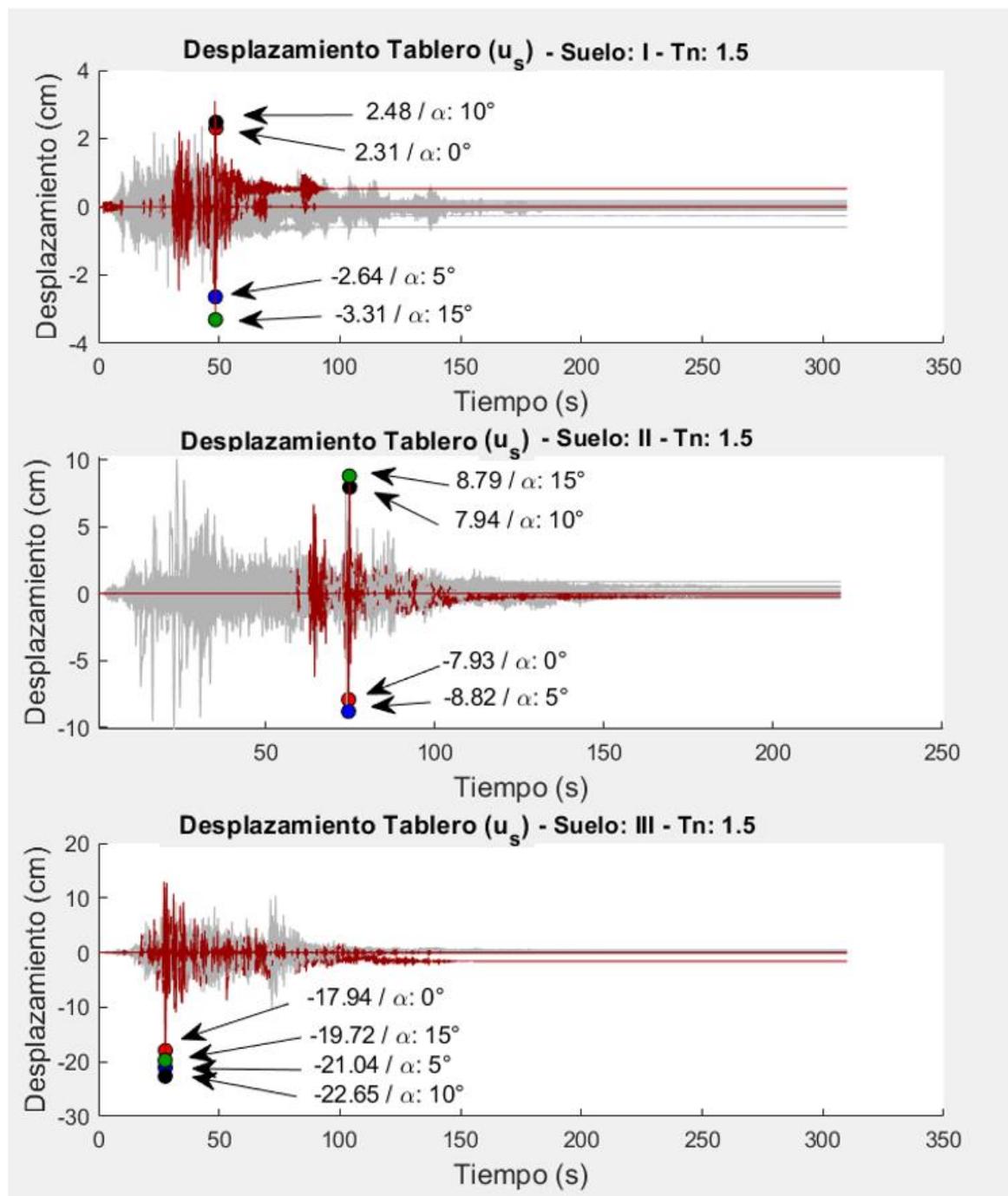


Figura V-4. Respuestas máximas para  $T_n=1.5s$ .

En la tabla V-1 se resumen los resultados de las respuestas para el sismo del Maule 2010 para cada tipo de suelo, donde se muestra el desplazamiento máximo del tablero

con respecto a la viga de amarre, el desplazamiento permanente y la máxima fuerza de corte total en las columnas. Se considera relevante resaltar y mostrar los resultados del sismo indicado ya que son de interés de análisis por sus desplazamientos máximos y comportamiento. Se observa el aumento de fuerza de corte total en las columnas al aumentar la inclinación del apoyo, esto se debe en cierta medida, a que la fuerza horizontal producto de la descomposición de la reacción normal a la superficie inclinada del aislador aporta al esfuerzo de la columna, con la consecuencia del aumento de fuerza. Misma tendencia se observa al variar de un suelo rígido (suelo I) a un suelo blando (suelo III) y es debido a la naturaleza del suelo, provocando que en suelos blandos las aceleraciones de suelo sean amplificadas. Se muestran también el resumen de las deformaciones máximas y las deformaciones permanentes máximas. En tabla V-2 se muestra el resultado ampliado, comprobando la discusión descrita anteriormente.

Tabla V-1 : Resumen resultados aislador en estudio (Sismo Maule 2010).

Tn=0.2s												
	Desplazamiento u, Máximo (cm)				Desplazamiento u, Permanente (cm)				Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I	1.47	1.68	1.83	1.89	0.41	0.00	0.00	0.00	323.0	313.5	354.8	452.9
Suelo II	2.18	1.62	1.63	1.25	1.89	0.48	0.00	0.00	316.4	326.2	373.3	417.6
Suelo III	10.16	3.25	2.56	2.66	5.16	0.00	0.00	0.00	352.9	369.9	410.2	465.5
Tn=0.5s												
	Desplazamiento u, Máximo (cm)				Desplazamiento u, Permanente (cm)				Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I	2.19	2.54	2.88	3.11	0.25	0.00	0.00	0.00	190.6	254.2	329.1	411.0
Suelo II	5.61	4.60	4.43	3.37	2.67	0.00	0.00	0.00	274.8	323.5	379.9	424.4
Suelo III	12.56	7.31	6.39	5.34	7.13	0.00	0.00	0.00	310.0	358.8	410.2	440.6
Tn=1s												
	Desplazamiento u, Máximo (cm)				Desplazamiento u, Permanente (cm)				Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I	2.02	2.40	2.78	3.31	0.14	0.00	0.00	0.00	122.0	147.7	238.3	325.7
Suelo II	6.72	7.61	8.02	6.44	0.08	0.00	0.00	0.00	165.1	222.9	327.2	379.2
Suelo III	16.58	17.50	15.19	9.04	7.09	0.00	0.00	0.00	272.2	317.3	338.3	409.2
Tn=1.5s												
	Desplazamiento u, Máximo (cm)				Desplazamiento u, Permanente (cm)				Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I	2.31	2.64	2.48	3.31	0.53	0.00	0.00	0.00	101.0	160.0	225.2	325.0
Suelo II	7.93	8.88	7.97	9.05	0.25	0.00	0.00	0.00	141.8	190.6	252.3	376.2
Suelo III	17.94	21.04	22.65	19.72	1.61	0.00	0.00	0.00	169.5	278.4	358.8	396.6

Tabla V-2 : Resumen resultados ampliados aislador en estudio (Sismo Maule 2010).

Tn=0.2s														
	Desplazamiento $u_s$ Máximo (cm)						Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)							
	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°
Suelo I	1.47	1.68	1.83	1.89	2.04	1.26	0.30	323.0	313.5	354.8	452.9	476.6	603.7	657.4
Suelo II	2.18	1.62	1.63	1.25	1.35	0.90	0.20	316.4	326.2	373.3	417.6	490.0	580.8	606.8
Suelo III	10.16	3.25	2.56	2.66	2.05	1.80	1.89	352.9	369.9	410.2	465.5	528.7	704.8	802.7

Tn=0.5s														
	Desplazamiento $u_s$ Máximo (cm)						Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)							
	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°
Suelo I	2.19	2.54	2.88	3.11	3.61	2.40	0.93	190.6	254.2	329.1	411.0	493.9	607.3	660.4
Suelo II	5.61	4.60	4.43	3.37	2.06	1.66	0.59	274.8	323.5	379.9	424.4	399.6	520.5	606.2
Suelo III	12.56	7.31	6.39	5.34	4.67	2.73	2.46	310.0	358.8	410.2	440.6	540.7	672.5	719.4

Tn=1s														
	Desplazamiento $u_s$ Máximo (cm)						Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)							
	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°
Suelo I	2.02	2.40	2.78	3.31	3.71	3.56	2.22	122.0	147.7	238.3	325.7	414.9	544.1	663.8
Suelo II	6.72	7.61	8.02	6.44	4.32	1.53	1.05	165.1	222.9	327.2	379.2	416.3	438.1	632.7
Suelo III	16.58	17.50	15.19	9.04	9.49	9.61	2.43	272.2	317.3	338.3	409.2	510.5	693.6	660.8

Tn=1.5s														
	Deformación $u_s$ Máxima (cm)						Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)							
	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°
Suelo I	2.31	2.64	2.48	3.31	3.68	4.08	3.33	101.0	160.0	225.2	325.0	401.1	526.0	649.7
Suelo II	7.93	8.88	7.97	8.79	5.83	1.56	1.57	141.8	190.6	252.3	363.7	407.0	481.7	567.4
Suelo III	17.94	21.04	22.65	19.72	9.81	11.20	7.15	169.5	278.4	358.8	396.6	524.1	705.6	827.2

### Tendencias del Desplazamiento Máximo

En el siguiente párrafo se analizan los resultados de todos los registros aplicados a la estructura, se obtiene la razón (R) entre el desplazamiento máximo obtenida para la inclinación de 15° sobre la deformación máxima obtenida para una inclinación de 0° o sin inclinación, si la razón (R) es menor que 1, el desplazamiento máximo disminuye al aumentar la inclinación del apoyo y si la razón es mayor o igual a 1, el desplazamiento máximo se mantuvo o aumentó al aumentar la inclinación del apoyo, este efecto se observó en algunos resultados (ver tabla V-3 a la V-7). En la figura V-5 se muestra la cantidad de registros que cumplieron con la hipótesis de disminución de deformación al considerar un aumento de inclinación de la superficie de apoyo y las que no, para cada periodo de vibración natural considerado. En tabla V-2, se muestran los promedios de las razones obtenidas de las respuestas de todos los registros en análisis, para cada periodo natural considerado, donde se aprecia que, en promedio, la deformación disminuyó al aumentar la inclinación de los apoyos, esto podría explicarse debido al impulso que obtiene al pasar de un lado a otro al

momento de cambiar la dirección del sismo, se ve un aumento de tendencia al aumentar el ángulo de inclinación.

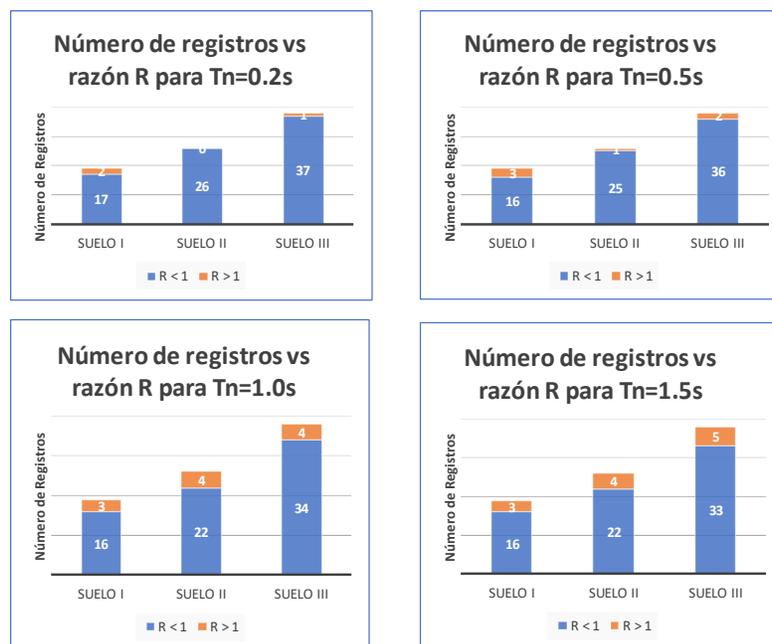


Figura V-5. Número de registros vs razón R.

Tabla V-3 : Promedio de R.

Promedio Razón R			
	<b>Tn=0.2s</b>		<b>Tn=1s</b>
<b>Suelo I</b>	0.20	<b>Suelo I</b>	0.38
<b>Suelo II</b>	0.29	<b>Suelo II</b>	0.48
<b>Suelo III</b>	0.27	<b>Suelo III</b>	0.41
	<b>Tn=0.5s</b>		<b>Tn=1.5s</b>
<b>Suelo I</b>	0.31	<b>Suelo I</b>	0.38
<b>Suelo II</b>	0.42	<b>Suelo II</b>	0.48
<b>Suelo III</b>	0.34	<b>Suelo III</b>	0.47

A continuación, en tablas V-4 a la V-7, se muestran los resultados de los desplazamientos máximos del tablero para todos los registros considerados en el estudio.

Tabla V-4 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para Tn=0.2s.

Suelo I - Tn = 0.2s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>i</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Pichilemu	1	0.18	0.21	0.18	0.10	0.01	0.1
Algarrobo	Pichilemu	2	0.26	0.24	0.18	0.10	0.01	0.1
Algarrobo	Quintay	3	0.24	0.22	0.15	0.12	0.04	0.2
Algarrobo	Quintay	4	0.24	0.12	0.06	0.01	0.00	0.0
Algarrobo	Valparaiso (U.T.F.S.M.)	5	0.18	0.20	0.17	0.16	0.08	0.4
Algarrobo	Valparaiso (U.T.F.S.M.)	6	0.16	0.11	0.07	0.02	0.01	0.1
Algarrobo	Zapallar	7	0.30	0.26	0.16	0.07	0.01	0.0
Algarrobo	Zapallar	8	0.29	0.19	0.12	0.04	0.01	0.1
Punitaqui	Papudo	9	0.09	0.16	0.14	0.08	0.01	0.1
Punitaqui	Papudo	10	0.14	0.40	0.37	0.31	0.23	0.6
Maule	Papudo	11	0.30	0.99	1.19	1.14	1.04	1.1
Maule	Papudo	12	0.42	1.47	1.68	1.83	1.89	1.3
Maule	Valparaiso (U.T.F.S.M.)	13	0.13	0.06	0.01	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	14	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	15	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pisagua	16	0.11	0.10	0.05	0.01	0.00	0.0
Iquique	Pisagua	17	0.10	0.12	0.04	0.01	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	18	0.04	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	19	0.08	0.01	0.01	0.00	0.00	0.0

Suelo II - Tn = 0.2s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>i</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Chillan Viejo	1	0.054	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Chillan Viejo	2	0.059	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Hualaífe	3	0.136	0.22	0.19	0.13	0.09	0.4
Algarrobo	Hualaífe	4	0.174	0.47	0.42	0.26	0.19	0.4
Algarrobo	Illapel	5	0.116	0.12	0.05	0.01	0.00	0.0
Algarrobo	Illapel	6	0.091	0.04	0.01	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Iloca	7	0.283	1.38	1.32	1.09	1.10	0.8
Algarrobo	Iloca	8	0.213	0.80	0.63	0.40	0.31	0.4
Algarrobo	Las Tortolas	9	0.145	0.14	0.12	0.03	0.01	0.1
Algarrobo	Las Tortolas	10	0.172	0.17	0.11	0.02	0.01	0.0
Algarrobo	Los Vilos	11	0.033	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Los Vilos	12	0.026	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Melipilla	13	0.63	3.01	2.46	1.63	1.22	0.4
Algarrobo	Melipilla	14	0.653	2.67	1.36	1.28	1.25	0.5
Punitaqui	Illapel	15	0.273	0.26	0.20	0.14	0.04	0.2
Punitaqui	Illapel	16	0.349	0.23	0.22	0.20	0.12	0.5
Maule	Concepcion	17	0.401	3.58	0.98	0.90	0.88	0.2
Maule	Concepcion	18	0.286	0.72	0.57	0.37	0.26	0.4
Maule	Curico	19	0.474	1.11	1.06	0.92	0.66	0.6
Maule	Curico	20	0.413	1.92	1.39	1.36	1.17	0.6
Maule	Hualaífe	21	0.382	0.84	0.55	0.51	0.42	0.5
Maule	Hualaífe	22	0.451	1.61	0.91	0.66	0.34	0.2
Maule	Santiago La Florida	23	0.186	0.16	0.14	0.06	0.01	0.1
Maule	Santiago La Florida	24	0.133	0.13	0.11	0.04	0.01	0.1
Maule	Santiago Maipu	25	0.488	2.56	2.80	1.80	1.55	0.6
Maule	Santiago Maipu	26	0.56	2.18	1.62	1.63	1.25	0.6

Suelo III - Tn = 0.2s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>i</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Cauquenes	1	0.115	0.21	0.11	0.03	0.01	0.0
Algarrobo	Cauquenes	2	0.085	0.11	0.06	0.01	0.00	0.0
Algarrobo	Constitucion	3	0.08	0.10	0.05	0.01	0.00	0.0
Algarrobo	Constitucion	4	0.139	0.15	0.14	0.06	0.01	0.1
Algarrobo	Llay-Llay	5	0.474	0.92	0.68	0.60	0.41	0.4
Algarrobo	Llay-Llay	6	0.353	0.90	0.61	0.40	0.27	0.3
Algarrobo	Llolleo	7	0.653	10.09	2.62	2.41	2.37	0.2
Algarrobo	Llolleo	8	0.406	1.15	1.20	1.17	1.07	0.9
Algarrobo	Ventanas	9	0.233	0.27	0.18	0.16	0.12	0.4
Algarrobo	Ventanas	10	0.213	0.64	0.38	0.24	0.16	0.2
Algarrobo	Viña del Mar Centro	11	0.216	0.23	0.18	0.12	0.03	0.1
Algarrobo	Viña del Mar Centro	12	0.354	0.27	0.20	0.13	0.04	0.2
Tocopilla	Copiapo	13	0.053	0.07	0.01	0.00	0.00	0.0
Tocopilla	Copiapo	14	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Maule	Angol	15	0.697	5.17	1.91	2.16	1.68	0.3
Maule	Angol	16	0.934	2.21	1.41	1.29	1.21	0.5
Maule	Constitucion	17	0.538	3.78	2.64	2.58	2.47	0.7
Maule	Constitucion	18	0.626	10.16	3.25	2.56	2.66	0.3
Maule	Copiapo	19	0.029	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Maule	Copiapo	20	0.016	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Maule	Llolleo	21	0.325	1.75	1.18	1.08	0.87	0.5
Maule	Llolleo	22	0.557	3.24	1.50	1.43	1.18	0.4
Maule	Matanzas	23	0.344	1.87	0.98	0.88	0.62	0.3
Maule	Matanzas	24	0.286	1.07	0.68	0.39	0.29	0.3
Maule	Santiago Peñalolen	25	0.293	0.94	0.91	0.75	0.59	0.6
Maule	Santiago Peñalolen	26	0.298	1.58	1.36	0.86	0.74	0.5
Maule	Viña del Mar Centro	27	0.331	1.23	0.45	0.30	0.23	0.2
Maule	Viña del Mar Centro	28	0.219	0.33	0.24	0.20	0.11	0.3
Maule	Viña del Mar El Salto	29	0.352	1.18	0.66	0.36	0.22	0.2
Maule	Viña del Mar El Salto	30	0.338	0.52	0.39	0.29	0.23	0.5
Constitucion	Concepcion	31	0.014	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Concepcion	32	0.025	0.01	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pozo Almonte	33	0.534	2.07	1.21	0.73	0.43	0.2
Iquique	Pozo Almonte	34	0.342	0.32	0.37	0.41	0.32	1.0
Iquique	Alto Hospicio	35	0.327	0.35	0.25	0.17	0.09	0.3
Iquique	Alto Hospicio	36	0.455	0.21	0.16	0.08	0.01	0.1
Iquique	Tenencia de Pica	37	0.384	0.71	0.31	0.28	0.23	0.3
Iquique	Tenencia de Pica	38	0.369	0.25	0.17	0.09	0.01	0.1

Tabla V-5 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para Tn=0.5s.

Suelo I - Tn = 0.5s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>x</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Pichilemu	1	0.18	0.44	0.50	0.46	0.11	0.3
Algarrobo	Pichilemu	2	0.26	0.50	0.56	0.43	0.11	0.2
Algarrobo	Quintay	3	0.24	0.50	0.53	0.28	0.14	0.3
Algarrobo	Quintay	4	0.24	0.41	0.22	0.07	0.01	0.0
Algarrobo	Valparaíso (U.T.F.S.M.)	5	0.18	0.71	0.52	0.41	0.24	0.3
Algarrobo	Valparaíso (U.T.F.S.M.)	6	0.16	0.34	0.23	0.09	0.04	0.1
Algarrobo	Zapallar	7	0.30	0.73	0.59	0.23	0.09	0.1
Algarrobo	Zapallar	8	0.29	0.56	0.49	0.15	0.07	0.1
Punitaqui	Papudo	9	0.09	0.34	0.39	0.25	0.12	0.3
Punitaqui	Papudo	10	0.14	0.45	0.61	0.63	0.59	1.3
Maule	Papudo	11	0.30	1.14	1.26	1.40	1.43	1.3
Maule	Papudo	12	0.42	2.19	2.54	2.88	3.11	1.4
Maule	Valparaíso (U.T.F.S.M.)	13	0.13	0.16	0.07	0.01	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	14	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	15	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pisagua	16	0.11	0.50	0.18	0.07	0.01	0.0
Iquique	Pisagua	17	0.10	0.36	0.17	0.06	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	18	0.04	0.06	0.00	0.00	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	19	0.08	0.16	0.04	0.00	0.00	0.0

Suelo II - Tn = 0.5s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>x</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Chillan Viejo	1	0.054	0.10	0.02	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Chillan Viejo	2	0.059	0.10	0.02	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Hualañe	3	0.136	0.67	0.51	0.40	0.28	0.4
Algarrobo	Hualañe	4	0.174	0.88	0.97	1.03	0.65	0.7
Algarrobo	Illapel	5	0.116	0.27	0.14	0.07	0.00	0.0
Algarrobo	Illapel	6	0.091	0.13	0.05	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Iloca	7	0.283	1.10	1.50	1.67	1.74	1.6
Algarrobo	Iloca	8	0.213	0.89	0.76	0.90	0.81	0.9
Algarrobo	Las Tortolas	9	0.145	0.50	0.36	0.12	0.06	0.1
Algarrobo	Las Tortolas	10	0.172	0.59	0.50	0.16	0.05	0.1
Algarrobo	Los Vilos	11	0.033	0.06	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Los Vilos	12	0.026	0.04	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Melipilla	13	0.63	3.03	2.57	2.77	2.21	0.7
Algarrobo	Melipilla	14	0.653	3.35	2.74	2.00	1.94	0.6
Punitaqui	Illapel	15	0.273	0.83	0.83	0.46	0.17	0.2
Punitaqui	Illapel	16	0.349	0.69	0.54	0.42	0.39	0.6
Maule	Concepcion	17	0.401	3.45	1.94	1.46	1.30	0.4
Maule	Concepcion	18	0.286	2.01	1.08	0.99	0.95	0.5
Maule	Curico	19	0.474	1.89	1.45	1.33	1.30	0.7
Maule	Curico	20	0.413	1.96	1.80	1.90	1.90	1.0
Maule	Hualañe	21	0.382	2.68	1.68	1.03	0.97	0.4
Maule	Hualañe	22	0.451	2.08	1.54	1.42	1.31	0.6
Maule	Santiago La Florida	23	0.186	0.48	0.41	0.21	0.08	0.2
Maule	Santiago La Florida	24	0.133	0.45	0.40	0.14	0.06	0.1
Maule	Santiago Maipu	25	0.488	5.10	4.21	5.40	3.68	0.7
Maule	Santiago Maipu	26	0.56	5.61	4.60	4.43	3.37	0.6

Suelo III - Tn = 0.5s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>x</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Cauquenes	1	0.115	0.65	0.52	0.16	0.05	0.1
Algarrobo	Cauquenes	2	0.085	0.35	0.18	0.07	0.01	0.0
Algarrobo	Constitucion	3	0.08	0.24	0.20	0.07	0.00	0.0
Algarrobo	Constitucion	4	0.139	0.49	0.27	0.20	0.08	0.2
Algarrobo	Llay-Llay	5	0.474	3.78	2.17	1.63	1.09	0.3
Algarrobo	Llay-Llay	6	0.353	2.66	1.70	1.15	0.90	0.3
Algarrobo	Llolleo	7	0.653	6.71	3.82	3.59	2.79	0.4
Algarrobo	Llolleo	8	0.406	2.02	1.75	1.43	1.33	0.7
Algarrobo	Ventanas	9	0.233	0.96	0.73	0.56	0.30	0.3
Algarrobo	Ventanas	10	0.213	0.82	0.90	0.80	0.52	0.6
Algarrobo	Viña del Mar Centro	11	0.216	0.71	0.59	0.33	0.13	0.2
Algarrobo	Viña del Mar Centro	12	0.354	1.83	0.74	0.35	0.13	0.1
Tocopilla	Copiapó	13	0.053	0.21	0.10	0.01	0.00	0.0
Tocopilla	Copiapó	14	0.03	0.15	0.02	0.00	0.00	0.0
Maule	Angol	15	0.697	3.73	3.05	2.39	2.31	0.6
Maule	Angol	16	0.934	1.54	1.53	1.65	1.70	1.1
Maule	Constitucion	17	0.538	6.71	5.03	5.11	5.11	0.8
Maule	Constitucion	18	0.626	12.56	7.31	6.39	5.34	0.4
Maule	Copiapó	19	0.029	0.10	0.01	0.00	0.00	0.0
Maule	Copiapó	20	0.016	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
Maule	Llolleo	21	0.325	1.81	1.82	1.95	1.99	1.1
Maule	Llolleo	22	0.557	3.87	3.50	2.42	1.75	0.5
Maule	Matanzas	23	0.344	3.53	4.05	2.80	1.27	0.4
Maule	Matanzas	24	0.286	1.77	1.58	1.23	0.88	0.5
Maule	Santiago Peñalolen	25	0.293	1.50	1.54	1.25	1.10	0.7
Maule	Santiago Peñalolen	26	0.298	1.85	1.65	1.53	1.47	0.8
Maule	Viña del Mar Centro	27	0.331	3.64	1.47	1.20	0.59	0.2
Maule	Viña del Mar Centro	28	0.219	1.19	0.78	0.68	0.33	0.3
Maule	Viña del Mar El Salto	29	0.352	2.66	2.27	1.82	0.92	0.3
Maule	Viña del Mar El Salto	30	0.338	2.75	1.49	0.88	0.64	0.2
Constitucion	Concepcion	31	0.014	0.03	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Concepcion	32	0.025	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pozo Almonte	33	0.534	4.29	3.36	3.27	1.96	0.5
Iquique	Pozo Almonte	34	0.342	1.74	1.20	0.66	0.72	0.4
Iquique	Alto Hospicio	35	0.327	0.81	0.83	0.62	0.31	0.4
Iquique	Alto Hospicio	36	0.455	0.39	0.39	0.37	0.09	0.2
Iquique	Tenencia de Pica	37	0.384	1.83	1.31	0.75	0.56	0.3
Iquique	Tenencia de Pica	38	0.369	0.73	0.59	0.26	0.10	0.1

Tabla V-6 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para Tn=1.0s.

Suelo I - Tn = 1.0s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u, Máxima (cm)				R
				$\alpha=0^\circ$	$\alpha=5^\circ$	$\alpha=10^\circ$	$\alpha=15^\circ$	
Algarrobo	Pichilemu	1	0.18	0.70	0.39	0.46	0.33	0.5
Algarrobo	Pichilemu	2	0.26	1.15	0.85	0.92	0.38	0.3
Algarrobo	Quintay	3	0.24	1.63	1.11	0.67	0.30	0.2
Algarrobo	Quintay	4	0.24	0.90	0.71	0.19	0.02	0.0
Algarrobo	Valparaiso (U.T.F.S.M.)	5	0.18	1.44	1.10	0.47	0.36	0.2
Algarrobo	Valparaiso (U.T.F.S.M.)	6	0.16	0.68	0.47	0.27	0.09	0.1
Algarrobo	Zapallar	7	0.30	1.48	0.84	0.48	0.24	0.2
Algarrobo	Zapallar	8	0.29	1.22	0.66	0.39	0.15	0.1
Punitaqui	Papudo	9	0.09	0.53	0.56	0.48	0.37	0.7
Punitaqui	Papudo	10	0.14	0.54	0.89	0.95	0.91	1.7
Maule	Papudo	11	0.30	1.25	1.50	1.80	1.88	1.5
Maule	Papudo	12	0.42	2.02	2.40	2.78	3.31	1.6
Maule	Valparaiso (U.T.F.S.M.)	13	0.13	0.58	0.19	0.02	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	14	0.02	0.11	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	15	0.02	0.21	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pisagua	16	0.11	1.01	0.87	0.19	0.01	0.0
Iquique	Pisagua	17	0.10	0.88	0.64	0.18	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	18	0.04	0.25	0.00	0.00	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	19	0.08	0.69	0.10	0.00	0.00	0.0

Suelo II - Tn = 1.0s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u, Máxima (cm)				R
				$\alpha=0^\circ$	$\alpha=5^\circ$	$\alpha=10^\circ$	$\alpha=15^\circ$	
Algarrobo	Chillan Viejo	1	0.05	0.41	0.05	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Chillan Viejo	2	0.06	0.44	0.05	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Hualañe	3	0.14	1.03	1.16	0.64	0.48	0.5
Algarrobo	Hualañe	4	0.17	1.40	1.27	1.42	1.48	1.1
Algarrobo	Illapel	5	0.12	0.46	0.29	0.19	0.00	0.0
Algarrobo	Illapel	6	0.09	0.34	0.16	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Iloca	7	0.28	1.32	1.55	1.88	2.27	1.7
Algarrobo	Iloca	8	0.21	1.23	1.33	1.20	1.31	1.1
Algarrobo	Las Tortolas	9	0.15	1.13	0.77	0.34	0.14	0.1
Algarrobo	Las Tortolas	10	0.17	1.25	0.99	0.69	0.13	0.1
Algarrobo	Los Vilos	11	0.03	0.31	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Los Vilos	12	0.03	0.19	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Melipilla	13	0.63	4.90	3.65	3.48	3.76	0.8
Algarrobo	Melipilla	14	0.65	3.62	3.98	3.96	2.54	0.7
Punitaqui	Illapel	15	0.27	1.15	1.24	1.17	0.55	0.5
Punitaqui	Illapel	16	0.35	1.06	0.97	0.56	0.53	0.5
Maule	Concepcion	17	0.40	6.08	3.40	3.03	1.90	0.3
Maule	Concepcion	18	0.29	3.66	3.00	1.69	1.33	0.4
Maule	Curico	19	0.47	3.17	3.08	2.77	1.64	0.5
Maule	Curico	20	0.41	2.83	2.83	2.58	2.70	1.0
Maule	Hualañe	21	0.38	6.88	4.57	2.71	1.91	0.3
Maule	Hualañe	22	0.45	4.18	3.51	2.48	2.21	0.5
Maule	Santiago La Florida	23	0.19	1.04	0.91	0.36	0.23	0.2
Maule	Santiago La Florida	24	0.13	1.20	0.79	0.48	0.16	0.1
Maule	Santiago Maipu	25	0.49	6.23	7.43	6.81	7.22	1.2
Maule	Santiago Maipu	26	0.56	6.72	7.61	8.02	6.44	1.0

Suelo III - Tn = 1.0s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u, Máxima (cm)				R
				$\alpha=0^\circ$	$\alpha=5^\circ$	$\alpha=10^\circ$	$\alpha=15^\circ$	
Algarrobo	Cauquenes	1	0.12	0.98	1.36	0.68	0.15	0.2
Algarrobo	Cauquenes	2	0.08	0.87	0.52	0.19	0.02	0.0
Algarrobo	Constitucion	3	0.08	0.78	0.54	0.17	0.00	0.0
Algarrobo	Constitucion	4	0.14	1.49	0.92	0.32	0.23	0.2
Algarrobo	Llay-Llay	5	0.47	5.55	6.24	3.91	2.14	0.4
Algarrobo	Llay-Llay	6	0.35	5.16	4.57	2.84	1.37	0.3
Algarrobo	Llolleo	7	0.65	4.48	5.83	5.26	5.04	1.1
Algarrobo	Llolleo	8	0.41	2.63	3.00	2.95	2.08	0.8
Algarrobo	Ventanas	9	0.23	2.07	1.40	1.18	0.77	0.4
Algarrobo	Ventanas	10	0.21	1.56	0.96	1.35	0.92	0.6
Algarrobo	Viña del Mar Centro	11	0.22	2.74	1.17	0.57	0.32	0.1
Algarrobo	Viña del Mar Centro	12	0.35	4.36	4.34	0.66	0.35	0.1
Tocopilla	Copiapo	13	0.05	0.52	0.39	0.04	0.00	0.0
Tocopilla	Copiapo	14	0.03	0.44	0.05	0.00	0.00	0.0
Maule	Angol	15	0.70	3.63	3.82	3.94	3.69	1.0
Maule	Angol	16	0.93	2.23	2.27	2.22	2.31	1.0
Maule	Constitucion	17	0.54	7.85	8.22	7.37	5.69	0.7
Maule	Constitucion	18	0.63	16.58	17.50	15.19	9.04	0.5
Maule	Copiapo	19	0.03	0.39	0.03	0.00	0.00	0.0
Maule	Copiapo	20	0.02	0.19	0.00	0.00	0.00	0.0
Maule	Llolleo	21	0.33	2.84	2.73	2.70	2.34	0.8
Maule	Llolleo	22	0.56	4.31	4.57	4.46	4.10	1.0
Maule	Matanzas	23	0.34	4.59	4.40	5.33	5.45	1.2
Maule	Matanzas	24	0.29	3.12	3.03	2.63	1.88	0.6
Maule	Santiago Peñalolen	25	0.29	2.79	1.99	2.36	1.46	0.5
Maule	Santiago Peñalolen	26	0.30	2.65	2.95	2.13	2.13	0.8
Maule	Viña del Mar Centro	27	0.33	6.59	6.88	2.26	1.46	0.2
Maule	Viña del Mar Centro	28	0.22	2.60	1.71	1.09	0.59	0.2
Maule	Viña del Mar El Salto	29	0.35	8.16	6.55	4.91	2.70	0.3
Maule	Viña del Mar El Salto	30	0.34	7.46	4.28	2.97	1.20	0.2
Constitucion	Concepcion	31	0.01	0.20	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Concepcion	32	0.02	0.17	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pozo Almonte	33	0.53	5.24	5.35	5.67	4.74	0.9
Iquique	Pozo Almonte	34	0.34	2.63	2.66	1.60	0.95	0.4
Iquique	Alto Hospicio	35	0.33	1.27	1.45	1.27	0.62	0.5
Iquique	Alto Hospicio	36	0.45	0.74	0.86	0.63	0.25	0.3
Iquique	Tenencia de Pica	37	0.38	3.09	2.97	2.58	0.69	0.2
Iquique	Tenencia de Pica	38	0.37	1.54	1.15	0.61	0.27	0.2

Tabla V-7 : Resumen desplazamientos máximos de tablero para Tn=1.5s.

Suelo I - Tn = 1.5s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>x</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Pichilemu	1	0.18	1.19	1.36	0.52	0.51	0.4
Algarrobo	Pichilemu	2	0.26	1.50	1.32	1.22	0.74	0.5
Algarrobo	Quintay	3	0.24	2.37	2.23	1.09	0.59	0.2
Algarrobo	Quintay	4	0.24	1.84	0.77	0.39	0.03	0.0
Algarrobo	Valparaíso (U.T.F.S.M.)	5	0.18	2.19	2.38	0.96	0.47	0.2
Algarrobo	Valparaíso (U.T.F.S.M.)	6	0.16	1.29	0.63	0.41	0.16	0.1
Algarrobo	Zapallar	7	0.30	1.55	1.26	0.75	0.33	0.2
Algarrobo	Zapallar	8	0.29	1.27	0.71	0.65	0.16	0.1
Punitaqui	Papudo	9	0.09	0.56	0.63	0.61	0.41	0.7
Punitaqui	Papudo	10	0.14	0.55	0.89	1.10	1.09	2.0
Maule	Papudo	11	0.30	1.87	1.88	2.15	2.23	1.2
Maule	Papudo	12	0.42	2.31	2.64	2.48	3.31	1.4
Maule	Valparaíso (U.T.F.S.M.)	13	0.13	0.85	0.33	0.02	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	14	0.02	0.29	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Cerro El Roble	15	0.02	0.58	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pisagua	16	0.11	0.92	0.75	0.30	0.01	0.0
Iquique	Pisagua	17	0.10	1.47	1.06	0.31	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	18	0.04	0.77	0.00	0.00	0.00	0.0
Coquimbo	Cerro El Roble	19	0.08	1.10	0.17	0.00	0.00	0.0

Suelo II - Tn = 1.5s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>x</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Chillan Viejo	1	0.05	1.17	0.07	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Chillan Viejo	2	0.06	1.33	0.06	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Hualañe	3	0.14	1.49	1.44	1.06	0.61	0.4
Algarrobo	Hualañe	4	0.17	1.81	1.97	1.94	1.81	1.0
Algarrobo	Illapel	5	0.12	0.85	0.43	0.27	0.00	0.0
Algarrobo	Illapel	6	0.09	0.53	0.17	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Iloca	7	0.28	1.83	1.73	2.02	2.59	1.4
Algarrobo	Iloca	8	0.21	2.14	1.61	1.95	1.56	0.7
Algarrobo	Las Tortolas	9	0.15	1.60	0.66	0.38	0.20	0.1
Algarrobo	Las Tortolas	10	0.17	1.73	1.50	0.78	0.26	0.2
Algarrobo	Los Vilos	11	0.03	0.70	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Los Vilos	12	0.03	0.35	0.00	0.00	0.00	0.0
Algarrobo	Melipilla	13	0.63	5.61	6.27	4.81	3.54	0.6
Algarrobo	Melipilla	14	0.65	4.33	4.52	5.12	4.62	1.1
Punitaqui	Illapel	15	0.27	1.35	1.01	1.20	1.00	0.7
Punitaqui	Illapel	16	0.35	1.70	1.30	0.85	0.65	0.4
Maule	Concepcion	17	0.40	10.39	5.39	3.44	2.12	0.2
Maule	Concepcion	18	0.29	6.80	3.24	3.39	1.62	0.2
Maule	Curico	19	0.47	4.22	3.99	3.89	3.55	0.8
Maule	Curico	20	0.41	4.94	3.90	3.15	3.04	0.6
Maule	Hualañe	21	0.38	8.09	9.27	4.19	3.24	0.4
Maule	Hualañe	22	0.45	5.99	4.92	3.32	3.14	0.5
Maule	Santiago La Florida	23	0.19	1.88	1.57	0.94	0.33	0.2
Maule	Santiago La Florida	24	0.13	2.22	1.24	0.77	0.27	0.1
Maule	Santiago Maipu	25	0.49	5.05	6.84	7.70	8.34	1.7
Maule	Santiago Maipu	26	0.56	7.93	8.82	7.94	8.79	1.1

Suelo III - Tn = 1.5s								
Sismo	Estación (Localidad)	N°	PGA	Deformación u <sub>x</sub> Máxima (cm)				R
				α=0°	α=5°	α=10°	α=15°	
Algarrobo	Cauquenes	1	0.12	1.35	2.03	1.57	0.23	0.2
Algarrobo	Cauquenes	2	0.08	1.22	1.15	0.30	0.02	0.0
Algarrobo	Constitucion	3	0.08	1.57	0.92	0.26	0.00	0.0
Algarrobo	Constitucion	4	0.14	2.07	1.45	0.50	0.33	0.2
Algarrobo	Llay-Llay	5	0.47	7.29	7.44	7.78	4.19	0.6
Algarrobo	Llay-Llay	6	0.35	6.46	6.49	4.12	3.01	0.5
Algarrobo	Llolleo	7	0.65	6.53	5.68	7.31	6.00	0.9
Algarrobo	Llolleo	8	0.41	4.42	3.45	4.02	2.94	0.7
Algarrobo	Ventanas	9	0.23	3.89	2.59	1.44	1.21	0.3
Algarrobo	Ventanas	10	0.21	1.75	1.31	1.38	1.09	0.6
Algarrobo	Viña del Mar Centro	11	0.22	3.75	3.28	0.81	0.49	0.1
Algarrobo	Viña del Mar Centro	12	0.35	6.92	5.64	1.74	0.52	0.1
Tocopilla	Copiapó	13	0.05	0.79	0.77	0.05	0.00	0.0
Tocopilla	Copiapó	14	0.03	0.43	0.10	0.00	0.00	0.0
Maule	Angol	15	0.70	4.32	4.29	3.89	4.17	1.0
Maule	Angol	16	0.93	3.00	2.95	2.53	2.54	0.8
Maule	Constitucion	17	0.54	8.29	9.26	9.31	7.05	0.9
Maule	Constitucion	18	0.63	17.94	21.04	22.65	19.72	1.1
Maule	Copiapó	19	0.03	0.32	0.07	0.00	0.00	0.0
Maule	Copiapó	20	0.02	0.29	0.00	0.00	0.00	0.0
Maule	Llolleo	21	0.33	3.50	3.40	2.75	2.73	0.8
Maule	Llolleo	22	0.56	4.32	5.67	5.28	5.37	1.2
Maule	Matanzas	23	0.34	6.31	6.53	5.68	6.37	1.0
Maule	Matanzas	24	0.29	4.68	3.90	3.88	2.98	0.6
Maule	Santiago Peñalolen	25	0.29	3.38	2.82	2.37	2.21	0.7
Maule	Santiago Peñalolen	26	0.30	2.92	2.54	2.32	3.11	1.1
Maule	Viña del Mar Centro	27	0.33	5.48	8.40	7.00	3.31	0.6
Maule	Viña del Mar Centro	28	0.22	3.61	2.75	1.63	0.86	0.2
Maule	Viña del Mar El Salto	29	0.35	7.59	10.37	9.17	3.87	0.5
Maule	Viña del Mar El Salto	30	0.34	10.24	8.96	5.39	2.50	0.2
Constitucion	Concepcion	31	0.01	0.13	0.00	0.00	0.00	0.0
Constitucion	Concepcion	32	0.02	0.52	0.00	0.00	0.00	0.0
Iquique	Pozo Almonte	33	0.53	4.66	6.18	6.88	6.33	1.4
Iquique	Pozo Almonte	34	0.34	2.81	3.87	3.33	1.19	0.4
Iquique	Alto Hospicio	35	0.33	2.22	1.04	1.62	0.96	0.4
Iquique	Alto Hospicio	36	0.45	1.78	0.89	1.21	0.36	0.2
Iquique	Tenencia de Pica	37	0.38	4.08	3.82	4.05	1.31	0.3
Iquique	Tenencia de Pica	38	0.37	1.67	2.04	1.70	0.51	0.3

## V.2 Resultados Aislador LRB común

A continuación, se presentan los resultados del análisis del puente considerando aisladores con núcleo de plomo LRB común, correspondiente al caso de comparación. Se muestran los valores máximos de desplazamiento del tablero para el sismo del año 2010 de la región del Maule, según las estaciones sismográficas indicadas anteriormente, en gris se visualizan las respuestas para el resto de los registros considerados. Las Figura V-6 muestra las respuestas de las estructuras en diferentes tipos de suelo, indicando además los desplazamientos máximos y los permanentes. En la Tabla V-8 se muestra el resumen con los desplazamientos del tablero y demandas máximas de fuerza de corte sobre las columnas. Se observa que las deformaciones permanentes son distintas de cero y que las deformaciones máximas en comparación al aislador son similares, al igual que la fuerza de corte para una inclinación de  $0^\circ$ , como se muestra en Tabla V-9.

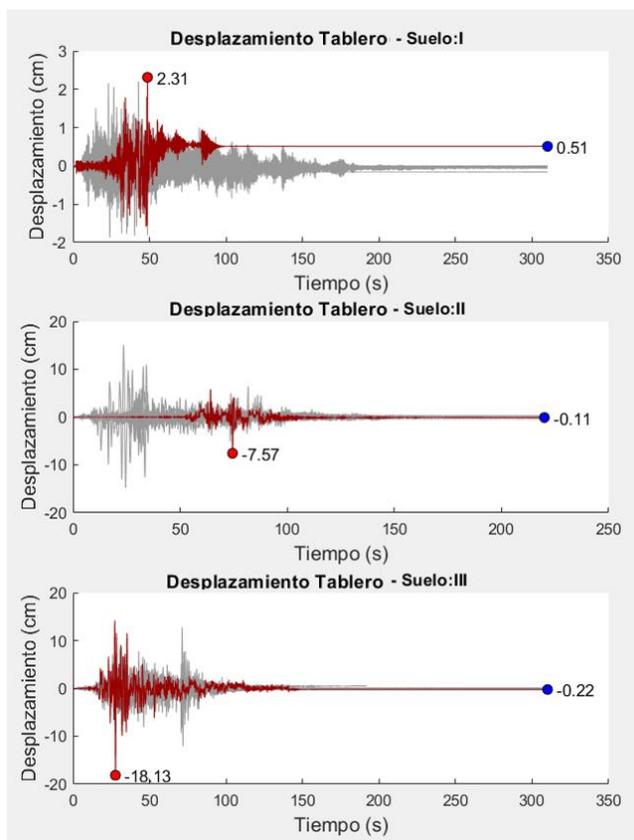


Figura V-6. Desplazamientos máximos y permanentes LRB común.

Tabla V-8 : Resumen de resultados LRB común

Desplazamiento $u_s$ Máximo (cm)	
Suelo I	2.31
Suelo II	7.57
Suelo III	18.13
Desplazamiento $u_s$ Permanente (cm)	
Suelo I	0.51
Suelo II	0.11
Suelo III	0.22
Fuerza Corte Total Máxima (tonf)	
Suelo I	87.8
Suelo II	118.4
Suelo III	173.6

Tabla V-9 : Comparación resultados aislador en estudio vs LRB común

Tn=1.5s						
		Desplazamiento $u_s$ Máximo (cm)				
		0°	5°	10°	15°	LRB Común
Suelo I		2.31	2.64	2.48	3.31	2.31
Suelo II		7.93	8.88	7.97	9.05	7.57
Suelo III		17.94	21.04	22.65	19.72	18.13
		Desplazamiento $u_s$ Permanente (cm)				
		0°	5°	10°	15°	LRB Común
Suelo I		0.53	0.00	0.00	0.00	0.51
Suelo II		0.25	0.00	0.00	0.00	0.11
Suelo III		1.61	0.00	0.00	0.00	0.22
		Esfuerzo Corte Total Máximo (tonf)				
		0°	5°	10°	15°	LRB Común
Suelo I		101.0	160.0	225.2	325.0	87.8
Suelo II		141.8	190.6	252.3	376.2	118.4
Suelo III		169.5	278.4	358.8	396.6	173.6

### V.3 Comparación con Otros Estudios

Se presenta una comparación de los resultados de este estudio con el resultado mostrado en Wilches et al. 2022, donde se utilizó la misma configuración de puente, pero utilizando apoyos de neopreno común, se comparan los desplazamientos máximos del tablero con respecto a la viga de amarre, el desplazamiento máximo a nivel de viga de amarre con respecto al suelo y el desplazamiento permanente (ver tabla V-9). En general los resultados son consistentes, se ve que, en el caso del neopreno, en el apoyo horizontal (inclinación  $0^\circ$ ) los desplazamientos del tablero son mucho mayores en comparación a los desplazamientos del aislador con núcleo de plomo, esto es debido a que el tablero deslizó y se desplazó en mayor medida de su posición original sobre el neopreno, por la elevada rigidez de este, incluyendo deformación permanente excesiva. Por otro lado, en los aisladores con núcleo de plomo, la deformación máxima y permanente es menor debido a la flexibilidad otorgada por el aislador y el uso del núcleo de plomo. En ambos casos de la comparación, a medida que aumenta la inclinación de apoyo, disminuyen las deformaciones máximas, siendo mayores en los aisladores con núcleo de plomo debido a la flexibilidad otorgada por estos elementos a la estructura. Las deformaciones permanentes se eliminan por completo al aumentar la inclinación en ambos casos. Se comenta también que la demanda en las columnas (deformación a nivel de viga de amarre ( $u_b$ ) relacionada con el esfuerzo de corte) aumentan a medida que aumenta la inclinación del apoyo, pero se distingue que en el caso de los aisladores este aumento es menor para todos los periodos considerados en comparación al apoyo de neopreno.

Tabla V-10 : Comparación resultados con Wilches et al. 2022

Wilches et al. 2022 (Neopreno)												
	Desplaz. máx. tablero ( $u_s$ ) (cm)				Desplaz. máx. en viga de amarre ( $u_b$ ) (cm)				Desplaz. Perm. máx del tablero ( $u_s$ ) (cm)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I (Papudo, Maule 2010)	7.97	1.86	2.52	2.63	1.61	1.56	1.77	2.25	8.00	0.00	0.00	0.00
Suelo II (Melipilla, Algarrobo 1985)	11.05	5.28	5.32	3.75	1.66	1.83	1.98	2.10	8.00	0.00	0.00	0.00
Suelo III (Constitución, Maule 2010)	35.80	10.65	9.32	6.66	1.76	1.84	2.04	2.31	30.00	0.00	0.00	0.00
Tn=0.2s (Aislador Elastomérico con Nucleo de Plomo)												
	Desplaz. máx. tablero ( $u_s$ ) (cm)				Desplaz. máx. en viga de amarre ( $u_b$ ) (cm)				Desplaz. Perm. máx del tablero ( $u_s$ ) (cm)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I (Papudo, Maule 2010)	1.47	1.68	1.83	1.89	0.95	1.26	1.63	2.04	0.41	0.00	0.00	0.00
Suelo II (Melipilla, Algarrobo 1985)	3.01	2.46	1.63	1.22	1.00	1.25	1.58	1.84	0.02	0.00	0.00	0.00
Suelo III (Constitución, Maule 2010)	10.16	3.25	2.56	2.66	1.54	1.78	2.04	2.19	5.16	0.00	0.00	0.00
Tn=0.5s (Aislador Elastomérico con Nucleo de Plomo)												
	Desplaz. máx. tablero ( $u_s$ ) (cm)				Desplaz. máx. en viga de amarre ( $u_b$ ) (cm)				Desplaz. Perm. máx del tablero ( $u_s$ ) (cm)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I (Papudo, Maule 2010)	2.19	2.54	2.88	3.11	0.95	1.26	1.63	2.04	0.25	0.00	0.00	0.00
Suelo II (Melipilla, Algarrobo 1985)	3.03	2.57	2.77	2.21	1.37	1.62	1.90	2.12	1.17	0.00	0.00	0.00
Suelo III (Constitución, Maule 2010)	12.56	7.31	6.39	5.34	1.54	1.78	2.04	2.19	7.13	0.00	0.00	0.00
Tn=1.0s (Aislador Elastomérico con Nucleo de Plomo)												
	Desplaz. máx. tablero ( $u_s$ ) (cm)				Desplaz. máx. en viga de amarre ( $u_b$ ) (cm)				Desplaz. Perm. máx del tablero ( $u_s$ ) (cm)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I (Papudo, Maule 2010)	2.02	2.40	2.78	3.31	0.60	0.73	1.18	1.61	0.14	0.00	0.00	0.00
Suelo II (Melipilla, Algarrobo 1985)	4.90	3.65	3.48	3.76	0.76	1.06	1.42	1.87	0.27	0.00	0.00	0.00
Suelo III (Constitución, Maule 2010)	16.58	17.50	15.19	9.04	1.36	1.58	1.68	2.03	7.09	0.00	0.00	0.00
Tn=1.5s (Aislador Elastomérico con Nucleo de Plomo)												
	Desplaz. máx. tablero ( $u_s$ ) (cm)				Desplaz. máx. en viga de amarre ( $u_b$ ) (cm)				Desplaz. Perm. máx del tablero ( $u_s$ ) (cm)			
	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°	0°	5°	10°	15°
Suelo I (Papudo, Maule 2010)	2.31	2.64	2.48	3.31	0.50	0.79	1.11	1.61	0.53	0.00	0.00	0.00
Suelo II (Melipilla, Algarrobo 1985)	5.61	6.27	4.81	3.54	0.67	0.91	1.23	1.66	0.09	0.00	0.00	0.00
Suelo III (Constitución, Maule 2010)	17.94	21.04	22.65	19.72	0.84	1.38	1.78	1.97	1.61	0.00	0.00	0.00

## VI. CONCLUSIONES

Se analiza el comportamiento de estructuras de puentes apoyados en aisladores con superficies de apoyo inclinadas, utilizando una solución sencilla al problema de deformación o desplazamiento permanente. En este caso se trata de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo donde desliza el tablero. El modelo utilizado requiere la nueva configuración geométrica auto-centrante utilizada por Wilches et al. 2022, para cumplir con la cinemática de los aisladores. Se realiza un análisis plano, tiempo-historia, de la cepa central de un puente típico, variando la rigidez de los elementos para estudiar el comportamiento a medida que se rigidiza el aislador. Se observó el comportamiento esperado: a medida que disminuyó la rigidez del aislador, aumentaron los desplazamientos del tablero y a la vez, disminuye la demanda o solicitaciones en las columnas, confirmando el comportamiento. Al evaluar los aisladores LRB en el plano inclinado propuesto, se observa que a los 5° de inclinación se presenta en la mayoría de los casos una eliminación de la deformación permanente que podrían tener estos elementos, con una inclinación del 10° se elimina para todos los casos el desplazamiento residual o permanente, resultando en un auto-centrado del tablero a su posición original.

Al comparar el comportamiento a distintos ángulos de inclinación del aislador en estudio, la inclinación de la base otorgada al aislador provoca que la deformación permanente disminuya a cero, por lo que se considera que es favorable en su comportamiento cinemático. Por otro lado, aumentan las solicitaciones en las columnas a medida que el ángulo de inclinación también aumenta. Se concluye que para disminuir a cero las deformaciones permanentes o residuales, sin aumentar de manera significativa las solicitaciones en las columnas, es conveniente utilizar ángulos de inclinación de entre 10° a 15°. Es importante poder evaluar en los siguientes estudios como abordar el diseño de la nueva configuración de llaves de cortes auto-centrantes propuesta.

Se aprecia que, al disminuir la rigidez del aislador, aumentar la inclinación de la superficie de apoyo y aumentar la rigidez del suelo (considerado suelo I como rígido y al suelo III como blando), en algunos casos, los desplazamientos aumentan, esto podría ser explicado por el efecto que tiene en la estructura la naturaleza e intensidad del registro (localidad de la estación y tipo de suelo), la flexibilidad de la estructura en combinación con la geometría propuesta, aun así, la tendencia a disminuir la deformación máxima a medida que aumenta la inclinación, se mantiene en la mayoría de los registros considerados. Se propone para los siguientes estudios probar inclinaciones mayores del apoyo para determinar si las tendencias cumplen para un espectro amplio de sismos.

Al comparar el caso del aislador LRB común con el caso de aislador en estudio para un periodo principal de 1.5s, los desplazamientos máximos aumentan levemente, esto se podría explicar debido a que el aislador inclinado desliza, lo que provoca que aumente la deformación máxima. Por otro lado, las deformaciones permanentes disminuyen a cero.

Los resultados obtenidos en este estudio son consistentes con los resultados obtenidos por Wilches et al. 2022, ya que al considerar apoyos de neopreno común obtenemos semejantes resultados en rigideces altas del aislador LRB deslizante considerado en este estudio

Se debe recalcar que este estudio corresponde a un análisis estructural del comportamiento de los elementos de apoyo que posee un puente convencional típico chileno. Como continuación de este estudio, se podrían analizar el efecto de distintos parámetros de los puentes. Por ejemplo, analizar el comportamiento de puentes con luces mayores de 26m, estudiar cómo abordar el diseño de las geometrías propuestas de llaves de corte auto-centrantes, realizar pruebas en modelos a escala de estos apoyos inclinados y confirmar el comportamiento que tendrían este tipo de elementos en las condiciones descritas. Además, siguiendo la línea de investigación y considerando la limitación del modelo propuesto, se podría proponer el estudio del comportamiento de

puentes considerando los desplazamientos en los 3 ejes coordenados, lo que implicaría considerar las rigideces axial y lateral de los aisladores, lo que requeriría un modelo más completo.

Se observa que el comportamiento del modelo propuesto del aislador elastomérico con núcleo de plomo en una superficie inclinada, se comporta como se esperaba, simulando el efecto físico que se produciría al tener este aislador sin fijarlo al tablero, consiguiendo el efecto deseado.

**BIBLIOGRAFIA**

Bouc, R., (1967), “*Forced vibration of mechanical systems with hysteresis*,” *Proceedings of the Fourth Conference on Non-linear oscillation*, Prague, Czechoslovakia.

Bridgestone Corporation. Seismic Isolation Product Line-Up, (2022).

[https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic\\_rubber/pdf/catalog\\_202210.pdf](https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_202210.pdf)

Naeim F. and Kelly J. M., (1999), “*Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*”, New York: Jhon Wiley & Sons Inc.

Aristotelis E. Charalampakis, (2010), “*Parámetros of Bouc-Wen Hysteretic Model Revisited*”, 9th HSTAM International Congress on Mechanics, Limassol, Cyprus, 12 – 14 July 2010, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens P.O. BOX 15780, Zografou Campus, Athens.

Simo J. C. and Kelly J. M., (1978), “*The Analysis of Multilayer Elastomeric Bearings*”, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 51.

Skinner R.I., Kelly J.M. and Heine A.J., (1975), “*Hysteretic Dampers*”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3.

Skinner R.I., Robinson W.H. & McVerry G.H., (1994), “*An introduction to seismic isolation*”. New York, John Wiley & Sons.

Wilches J. et. al., (2022), “*New technique for self-centering shear keys in highway bridges*”, *Engineering Structures* Volume 250, 1 January 2022, 113692.

Wilches J. et. al., (2021), “*Evolution of seismic design codes of highway bridges in Chile*”, *Earthquake Spectra* 2021, Vol. 37(3) 2174–2204.

Wilches J. et. al., (2019), “*Effect so fchange si nseismi cdesig ncriteri ai nth etransvers ean dvertical response of Chilean highway bridges*”, Engineering Structures 191 (2019) 370–385.

Wilches J. et. al., (2017), “*Influence of the use of external shear keys on the seismic behavior of Chilean highway bridges*”, Engineering Structures 147 (2017) 613–624.

Wen, Y. K. , (1976), “*Method for Random Vibration of Hysteretic Systems,*” ASCE J. Engng. Mech. Div. 102(EM2).

Zayas V. A., Low S.S. and Mahin S.A., (1990), “*A simple pendulum technique for achieving seismic isolation*”, Earthquake Spectra, Vol. 6.

Campusano J., (s.f.). “*Evolución Histórica de los Puentes en Chile*”, Ministerio de Obras Públicas, Departamento de Puentes, Dirección de Vialidad MOP.

MOP-DGOP-Dirección de Vialidad, (2022), “*Manual de carreteras - Volumen N°3 Instrucciones y criterios de diseño*”. Santiago, Chile, Ministerio de Obras Públicas

Rico L. & Chio G., (2012). “*Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados*”, Tecnura, vol. 16, núm. 34, octubre-diciembre, 2012, pp. 103-124 Universidad Distrital Francisco José de Caldas Bogotá, Colombia

Medina G. y Choque J. (2017), “*Análisis comparativo y diseño en concreto armado de un edificio de 6 niveles con un sótano con aisladores elastomericos con núcleo de plomo*”, Universidad Nacional San Agustín, Arequipa, 2017.

Peldoza A., (2002), “*Analisis Computacional no lineal de estructuras de acero, incorporando aisladores sísmicos de comportamiento lineal y no lineal en su base*”, Universidad Austral de Chile.

Norma Chilena NCh2745, (2013), "*Análisis y Diseño de edificios con aislación sísmica*", Instituto Nacional de Normalización - INN, Chile.