



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

**“ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN DEL PERIODO Y FRACCIÓN DE
AMORTIGUAMIENTO DEL PRIMER MODO CON LA AMPLITUD
DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS
INSTRUMENTADOS EN CALIFORNIA”**

Memoria de título presentada por
Enoc Azgad Espinoza Miranda

Como requisito parcial para optar al título de la carrera de
Ingeniería Civil

Profesor guía
Cristian Cruz Doggenweiler

Julio de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título; Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: Análisis de la variación del periodo y fracción de amortiguamiento del primer modo con la amplitud de la respuesta estructural de edificios instrumentados en California

Nombre del candidato(a): Enoc Azgad Espinoza Miranda

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Santiago San Joaquin ; **Departamento:** Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Cristian Emanuel Cruz Doggenweiler, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

6 meses; 12 meses; 2 años; 3 años; 5 años; 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 22/09/2025

; Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 22/09/2025

; Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN DEL PERIODO Y FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL PRIMER MODO CON LA AMPLITUD DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS INSTRUMENTADOS EN CALIFORNIA.

Enoc Espinoza M., Cristian Cruz D.,

Universidad Técnica Federico Santa María

1 Resumen

La presente memoria está enfocada en analizar la variación del periodo y fracción de amortiguamiento del primer modo con la amplitud de la respuesta estructural. Para ello, se estudian los resultados obtenidos al emplear la minimización modal a partir de registros sísmicos de una serie de edificios instrumentados en California. Esta investigación se distingue por ampliar una base de datos existente, que identificó parámetros modales utilizando registros anteriores al año 2014. La expansión de la base de datos se realiza incorporando resultados de terremotos ocurridos entre 2014 y 2024. Se analizan 32 edificios, incorporando 199 nuevos datos confiables a los 402 datos existentes. Para cada edificio se estudia la variación del periodo y fracción de amortiguamiento del primer modo traslacional, en sus dos direcciones perpendiculares, con la amplitud de la respuesta estructural. Los resultados muestran que tanto el periodo como la fracción de amortiguamiento aumentan en la medida que aumenta la deriva de techo. En ambos casos el incremento ocurre principalmente a razones de deriva de techo menores a 10^{-4} , luego de lo cual la tendencia se satura. Este comportamiento presenta similitudes con el fenómeno de meseta de alta amplitud, documentado en la literatura para estructuras sometidas a cargas de baja amplitud, como pruebas de vibraciones forzadas, viento, y vibraciones ambientales.

2 Introducción

La estimación o cálculo del periodo y fracción de amortiguamiento pertenecientes al primer modo de vibrar de un edificio es fundamental para estimar la respuesta estructural de un edificio (Chopra AK, 2012). Los periodos modales se calculan a partir de las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura ensamblando las matrices de masa y rigidez, sin embargo, para el amortiguamiento no es posible utilizar un procedimiento similar dado que son muchas las fuentes que contribuyen a la disipación de energía de un edificio, y en general se sabe muy poco de cómo afecta cada fuente por separado, y menos aún sobre su combinación (Aquino & Tamura, 2013). Dado la complejidad que representa estimar la disipación de energía, la forma más común de modelar el amortiguamiento es agrupando todas las fuentes de disipación de energía en una única fuente de comportamiento viscoelástico lineal (Jacobsen, 1930). Este supuesto simplifica en gran manera las ecuaciones diferenciales de movimiento, y múltiples estudios han demostrado que el empleo de este modelo permite reproducir adecuadamente la respuesta medida en edificios instrumentados (Beck, 1979; Cruz & Miranda, 2017).

Diversas investigaciones han estudiado la fracción de amortiguamiento en base a su relación con la amplitud. Jeary (1986) mostró que la fracción de amortiguamiento aumentaba al aumentar la amplitud de la respuesta estructural en 17 edificios altos sometidos a vibraciones forzadas a amplitudes muy bajas (desplazamiento máximo de techo inferior a 3 mm). En base a sus resultados propuso un modelo lineal por partes para la dependencia de la amplitud. Li et al. (2000) confirmaron la tendencia antes descrita en una serie de observaciones de fracciones de amortiguamiento a escala real de un edificio de 120 m de altura sometido a amplitudes de hasta un valor máximo de deriva de techo (PRDR) aproximadamente del 0.01 %. Existe un consenso en que la fracción de amortiguamiento aumenta de manera aproximadamente lineal con la amplitud para pequeñas deformaciones (Spence & Kareem, 2014; Tamura & Yoshida, 2008). Sin embargo, después de alcanzar cierto nivel de amplitud, ocurre un

fenómeno conocido como la meseta de alta amplitud que consiste en que la relación amortiguamiento-amplitud comienza a saturarse e incluso puede disminuir (Fukuwa et al., 1996; Spence & Kareem, 2014; Tamura & Suganuma, 1996). Se desconoce si este fenómeno es extrapolable para movimientos de alta amplitud o movimiento fuerte (Cruz & Miranda, 2017). Çelebi, (1996) y Celebi et al., (1993) estimaron fracciones de amortiguamiento a partir de la respuesta estructural para cinco edificios, primero se realizó el estudio a partir de vibraciones ambientales y luego para el terremoto de Loma Prieta de 1989, en todos los casos se observó que las fracciones de amortiguamiento para el primer modo de vibrar estimadas a partir de movimiento fuerte eran significativamente mayores que las estimadas a partir de las vibraciones ambientales. Estas observaciones sugieren que el amortiguamiento utilizado para el diseño sísmico debe provenir del análisis de datos obtenidos a partir de movimiento fuerte. Cruz & Miranda (2017) abordaron esta problemática al inferir fracciones de amortiguamiento analizando 41 respuestas sísmicas para un total de 14 edificios con 20 o más pisos utilizando una técnica de identificación de sistemas paramétrica de mínimos cuadrados en el dominio del tiempo, esta investigación no encontró una correlación estadística entre la amplitud y las fracciones de amortiguamiento. Cruz & Miranda (2021) utilizando la misma técnica de identificación antes mencionada, analizaron fracciones de amortiguamiento para 1335 respuestas sísmicas para un total de 154 edificios en California lo que se tradujo en 1037 valores de alta calidad inferidos para el primer modo de vibrar. Al estudiar la relación de la fracción de amortiguamiento con la amplitud no se encontró una clara correlación estadística, esta falta de correlación se atribuyó a la posibilidad de que muchas de las fracciones de amortiguamiento identificadas se encuentran en la meseta de alta amplitud donde la relación se satura. Esta conclusión se realizó en base a resultados confiables (Cruz & Miranda, 2019), donde cada edificio incluido en el estudio poseía 4 o más valores confiables. El análisis de edificios con esta cantidad mínima de información se debe a que la mejor forma de estudiar la relación amortiguamiento-amplitud, es contar con datos de edificios sometidos a múltiples terremotos de distinta intensidad, ya que se debe observar el amortiguamiento a distintos niveles de amplitud si se desea estudiar su relación. Por esta razón, en esta investigación se busca actualizar la base de datos de Cruz & Miranda (2017), para superar posibles limitaciones relacionadas a la variabilidad de los datos utilizados y continuar con el estudio del efecto de la amplitud en el amortiguamiento.

El problema por abordar en la presente memoria es la falta de datos inferidos a partir de registros sísmicos, en consecuencia, el objetivo principal de este trabajo es identificar las propiedades modales de un conjunto de edificios instrumentados en California sometidos a sismos de distintas intensidades, a modo de estudiar el comportamiento de los parámetros modales con la amplitud de la respuesta estructural.

3 Objetivos

Objetivo general

Analizar la variación del periodo y fracción de amortiguamiento del primer modo con la amplitud de la respuesta estructural ante movimientos sísmicos para edificios instrumentados en California.

Objetivo específico 1

Aportar evidencia de la variación del periodo y la fracción de amortiguamiento con la amplitud de la respuesta estructural de un conjunto de edificios instrumentados en California.

Objetivo específico 2

Evaluar la relación entre el periodo y la fracción de amortiguamiento con la amplitud de la respuesta estructural para los edificios analizados.

Objetivo específico 3

Comparar los resultados obtenidos con otros resultados disponibles en la literatura.

4 Marco teórico

4.1 Identificación de sistemas

La identificación de sistemas es un conjunto de herramientas empleadas para obtener información acerca de un sistema a través de una respuesta dinámica medida (Cruz & Miranda, 2017). Las técnicas de identificación de sistemas se pueden clasificar en dos tipos: no paramétricas y paramétricas. En una técnica no paramétrica, el sistema se trata como una “caja negra” y el objetivo principal es identificar una relación funcional entre las entradas y salidas de un sistema, típicamente interpretando la función de transferencia empírica del sistema. Estos modelos tienen desventajas como la falta de información previa sobre la estructura y el hecho de que la función creada para identificar el sistema requiera interpretación física. Por otro lado, en las técnicas paramétricas el procedimiento de identificación de sistema consiste en encontrar un conjunto de parámetros los cuales sean capaces de minimizar la diferencia entre la respuesta registrada y la predicha por un modelo numérico.

En esta memoria se emplea el método de minimización modal en el dominio del tiempo. Este es un método paramétrico de identificación de sistemas que tiene la ventaja de que los parámetros identificados corresponden directamente a los que se requieren para estimar la respuesta estructural en el diseño sísmico. Además, es una herramienta de fácil implementación que entrega resultados que permiten reproducir la respuesta registrada de una manera adecuada (Cruz & Miranda, 2017).

4.2 Identificación de sistemas paramétrica: Minimización modal en el dominio del tiempo

El método de minimización modal en el dominio del tiempo (Beck & Jennings, 1980), se basa en utilizar un análisis de superposición modal para estimar la respuesta estructural empleando como excitación el registro en la base de la estructura. El método consiste en determinar los parámetros modales del modelo estructural que permitan reproducir la respuesta registrada del edificio con el menor error posible. A continuación, se presentan las ecuaciones que gobiernan este método.

Si se considera comportamiento lineal, amortiguamiento clásico, y un edificio con base fija (es decir, no existe interacción suelo-estructura), la respuesta desacoplada para cada modo se rige por la siguiente ecuación de movimiento:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\omega_n\xi_n\dot{D}_n(t) + \omega_n^2D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

Donde \ddot{D}_n , \dot{D}_n , D_n corresponden a la aceleración, velocidad y desplazamiento relativos para un sistema de un grado de libertad para el modo número “n” con una masa unitaria, frecuencia natural ω_n y fracción de amortiguamiento crítico ξ_n . Los desplazamientos modales u_{nj} para el grado de libertad “j” perteneciente al modo “n” se calculan de la siguiente manera:

$$u_{nj} = \Gamma_n\phi_{nj}D_n(t) \quad (2)$$

Donde Γ_n es el factor de participación modal y ϕ_{nj} es la forma modal asociada al modo “n” evaluada en el grado de libertad “j”.

Si se considera que solo “N” modos tienen una influencia significativa en la respuesta, la respuesta total viene dada por la siguiente expresión:

$$\ddot{\tilde{u}}_j^t(t) \approx \sum_{n=1}^N \Gamma_n\phi_{nj}\ddot{D}_n(t) + \ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

Donde $\ddot{\tilde{u}}_j^t$ corresponde a la aceleración total para el grado de libertad “j”.

Teniendo en cuenta las expresiones antes mencionadas, la función objetivo considerada se define como la diferencia al cuadrado entre la aceleración relativa predicha $\ddot{\tilde{u}}_j(i\Delta t)$ y la aceleración medida en la estructura por los sensores $\ddot{u}_j(i\Delta t)$, normalizada por la suma de las aceleraciones medidas para todos los tiempos y sensores.

$$J(\theta) = \sum_{j=1}^{N_{sen}} \sum_{i=1}^{\tau} \frac{[\ddot{u}_j(i\Delta t) - \check{\ddot{u}}_j(i\Delta t)]^2}{\sum_{i=1}^{\tau} [\ddot{u}_j(k\Delta t)]^2} \quad (4)$$

Donde N_{sen} corresponde al número de sensores sobre el nivel del suelo, Δt y τ corresponden al paso de tiempo y el número de puntos en la señal, respectivamente.

Los parámetros modales óptimos se encuentran como aquellos capaces de minimizar la función objetivo.

$$\min J(\theta) \quad (5)$$

Donde:

$$\theta = \left(\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} T_1 \\ \vdots \\ \omega_n \end{array} \right\}; \left\{ \begin{array}{c} \xi_1 \\ \vdots \\ \xi_n \end{array} \right\}; \left[\begin{array}{ccc} \Gamma_1 \phi_{11} & \dots & \Gamma_{N_m} \phi_{N_m 1} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \Gamma_1 \phi_{1 N_{sen}} & \dots & \Gamma_{N_m} \phi_{N_m N_{sen}} \end{array} \right] \end{array} \right) \quad (6)$$

Dado que el problema de optimización es altamente no lineal se debe definir un buen punto de partida para el algoritmo de optimización. Esto se realiza empleando un modelo simplificado de un edificio compuesto por una viga en voladizo de flexión unida lateralmente a una viga de corte de manera que ambas componentes sufren la misma deformación lateral a lo largo de la altura del edificio. Las variables que definen este modelo son: el periodo fundamental, relaciones de amortiguamiento modal y la relación de rigidez lateral “ α ”, la cual mide la contribución de la rigidez a flexión y corte de cada viga del modelo. Una vez que se define de manera apropiada estos parámetros, se obtienen las formas modales, las razones de los periodos (para obtener los periodos superiores) y los factores de participación modal.

Este modelo simplificado se ha utilizado en otras investigaciones para identificar parámetros dinámicos en edificios (Miranda & Taghavi, 2005; Reinoso & Miranda, 2005), y también se ha utilizado junto con el modelo de minimización modal entregando resultados en los cuales la respuesta registrada se reproduce de manera adecuada (Cruz & Miranda, 2017, 2021). La matemática detrás del modelo simplificado y los valores recomendados de “ α ” se encuentran en Miranda & Reyes (2002), mientras que las ecuaciones que rigen el cálculo de los parámetros modales se encuentran en Reinoso & Miranda (2005) y Miranda & Akkar (2006).

4.3 Métricas y pruebas de confiabilidad

La confiabilidad de un resultado obtenido a partir de la identificación de sistemas puede verse afectada por distintos factores: la calidad de la información entregada por los sensores, el nivel de excitación de un modo en particular frente a un sismo, la presencia de modos torsionales (el método no considera modos torsionales) o que simplemente se obtienen resultados que carecen de lógica. Se define que un resultado es confiable si la respuesta registrada es similar a la predicha, pero esto se debe traducir en algo cuantificable por lo que se da paso a definir una serie de métricas y pruebas de confiabilidad.

Las métricas de confiabilidad que se presentarán a continuación son una serie de métricas creadas por Cruz & Miranda (2019), las cuales tienen como objetivo utilizar criterios para discriminar las fracciones de amortiguamiento y periodos confiables de los no confiables. Un resultado se considerará confiable si cumple las 3 pruebas que se presentan en los siguientes apartados. Estas métricas son aplicables independiente de las técnicas de identificación de sistemas que se utilice.

4.3.1 Contribución modal de Arias (MC)

La contribución modal de Arias para un modo en particular se define como la contribución relativa, medida en términos de intensidad de Arias de la señal, de la respuesta modal para el modo “ n ” con respecto a la contribución modal de Arias calculada para todos los modos considerados en el análisis. Esta métrica tiene como objetivo medir la contribución relativa de un modo en la respuesta estructural y establecer una contribución mínima como criterio de corte ya que puede proporcionar una manera de

detectar fracciones de amortiguamiento no confiables. Se consideran como no confiables aquellas fracciones de amortiguamiento provenientes de modos que contribuyan menos de un 5 %.

$$MC_n = \frac{\sum_{j=1}^{N_{sen}} \sum_{k=1}^{\tau} [\ddot{u}_{nj}(k\Delta t)]^2}{\sum_{i=1}^{N_m} \sum_{j=1}^{N_{sen}} \sum_{k=1}^{\tau} [\ddot{u}_{ij}(k\Delta t)]^2} \quad (7)$$

Donde MC_n es la contribución modal de Arias del n -ésimo modo; \ddot{u}_{nj} es la aceleración relativa calculada para el modo i -ésimo de vibración del piso j ; Δt es el paso de tiempo de digitalización del registro; N_m es el número total de modos considerados en el modelo estructural; N_{sen} es el número de sensores sobre el nivel del suelo; y τ es el número de puntos de datos en el registro.

4.3.2 Factores de amplificación dinámica (DAF)

El factor de amplificación dinámica se define como el cociente entre la ordenada espectral registrada en el techo y la ordenada espectral registrada en la base, considerando una fracción de amortiguamiento igual a 1%. Esta métrica cuantifica el nivel de excitación de los primeros dos modos a partir de cuanto se amplifica el movimiento registrado en el techo con respecto a la base. A continuación, se presenta la expresión que define esta métrica de confiabilidad.

$$R_n = \frac{\overline{S_{ar}}}{\overline{S_{ab}}} \quad (8)$$

Donde $\overline{S_{ar}}(T_n)$ y $\overline{S_{ab}}(T_n)$ corresponden a la media de las ordenadas de aceleración espectral del suelo amortiguadas al 1% de los movimientos registrados en el techo y en la base del edificio, en una ventana de periodos definida por $[0.9 \cdot T_n, 1.1 \cdot T_n]$, más 0.01g. Los resultados para los dos primeros modos se consideran aceptables si es que:

$$R_1 \geq 2.2 \quad (9)$$

$$R_2 \geq 1.6 \quad (10)$$

Donde R_1 es el factor de amplificación dinámica para el primer modo y R_2 el factor de amplificación dinámica para el segundo modo.

4.3.3 Intervalos de confiabilidad mejorados (ERI)

Para profundizar en esta métrica de confiabilidad primero se debe entender cuales parámetros modales causan mayor variación en el resultado de la función objetivo. Está bien documentado que pequeñas variaciones en el periodo pueden causar grandes cambios en el valor de la respuesta estructural pero no ocurre lo mismo para la fracción de amortiguamiento. Por esta razón, es más difícil identificar fracciones de amortiguamiento en forma confiable que periodos (Cruz & Miranda, 2019). Teniendo en cuenta lo antes descrito, si la función objetivo es poco sensible al amortiguamiento, la estimación del amortiguamiento será poco precisa ya que la respuesta estructural es poco sensible a cambios del amortiguamiento.

Para evaluar la métrica de confiabilidad ERI se define una nueva función objetivo la cual es más sensible al amortiguamiento, se filtra la respuesta registrada para cada modo y luego se da paso a cuantificar la sensibilidad de la función ya que este será el valor que determinará la confiabilidad del resultado obtenido. A continuación, se presenta una serie de pasos para la construcción de los intervalos de confiabilidad mejorados, todos los detalles se encuentran en Cruz & Miranda (2019).

Paso 1 : Calcular parámetros modales mediante la identificación de sistemas

Calcular los parámetros modales empleando la técnica de identificación de sistemas que se estime conveniente, para la presente memoria se utilizará la técnica paramétrica minimización modal.

Paso 2: Definir las frecuencias de esquina del filtro de paso de banda

En este paso se definen frecuencias para poder filtrar las contribuciones de la respuesta registrada por modo, la frecuencia inferior f_L y la frecuencia superior f_U se definen de la siguiente manera:

$$f_L = 0.5 \cdot (f_{n-1} + f_n) \quad (11)$$

$$f_U = 0.5 \cdot (f_n + f_{n+1}) \quad (12)$$

$$f_{L1} = \frac{f_1}{2} \quad (13)$$

$$f_{UN_m} = 2f_{N_m} \quad (14)$$

Donde f_n es la frecuencia identificada del modo “n” ($f_n = 1/T_n$), f_{L1} y f_{UN_m} son las frecuencias de corte inferior y superiores para el primer y último modo considerados, respectivamente.

Paso 3: Filtrar el movimiento del suelo registrado y la aceleración en el techo registrada

Se aplica un filtro digital Butterworth de orden 3 con paso de banda $f_L < f < f_U$ a los registros de movimiento del suelo y aceleración de techo. La notación para los registros filtrados de movimiento del suelo y techo es \ddot{u}_g^F y \ddot{u}_R^F , respectivamente.

Paso 4: Calcular la respuesta equivalente de un sistema de un grado de libertad (SDOF)

Se calcula la aceleración de un sistema equivalente SDOF para un T_n y ξ_n , sometido al movimiento del suelo filtrado. La aceleración es amplificada por $\Gamma_n \phi_{ntecho}$ para llevar esta aceleración a nivel de techo. La notación para esta aceleración es $\ddot{\tilde{u}}_R^F$.

Paso 5: Definir y resolver un problema de optimización que sea más sensible a variaciones del amortiguamiento

La nueva función objetivo se define como:

$$J_s = \sum_{k=1}^{\tau} [\ddot{u}_R^F(k\Delta t) - \ddot{\tilde{u}}_R^F(k\Delta t)]^2 \quad (15)$$

Donde τ es el numero de puntos en los registros y Δt es el paso de tiempo. Como se puede observar la **ecuación 15** solamente depende de ξ_n lo que simplifica en gran manera el problema de optimización, puesto que, simplemente se debe aplicar un proceso iterativo para encontrar el valor de ξ_n que minimice la función objetivo propuesta en la **ecuación 15**.

Paso 6: Calcular el intervalo de confiabilidad mejorado

Para continuar el análisis, los valores de J_s calculados en el paso anterior se normalizan por J_s^{min} . Los intervalos de confiabilidad mejorados se calculan como el rango de fracciones de amortiguamiento que causaron una variación menor al 50 % del mínimo valor encontrado.

Con el valor del ERI calculado, este se compara con los valores propuestos por Cruz & Miranda (2019), para la longitud máxima permitida en los intervalos de confiabilidad mejorada presentados en la **Figura 1**.

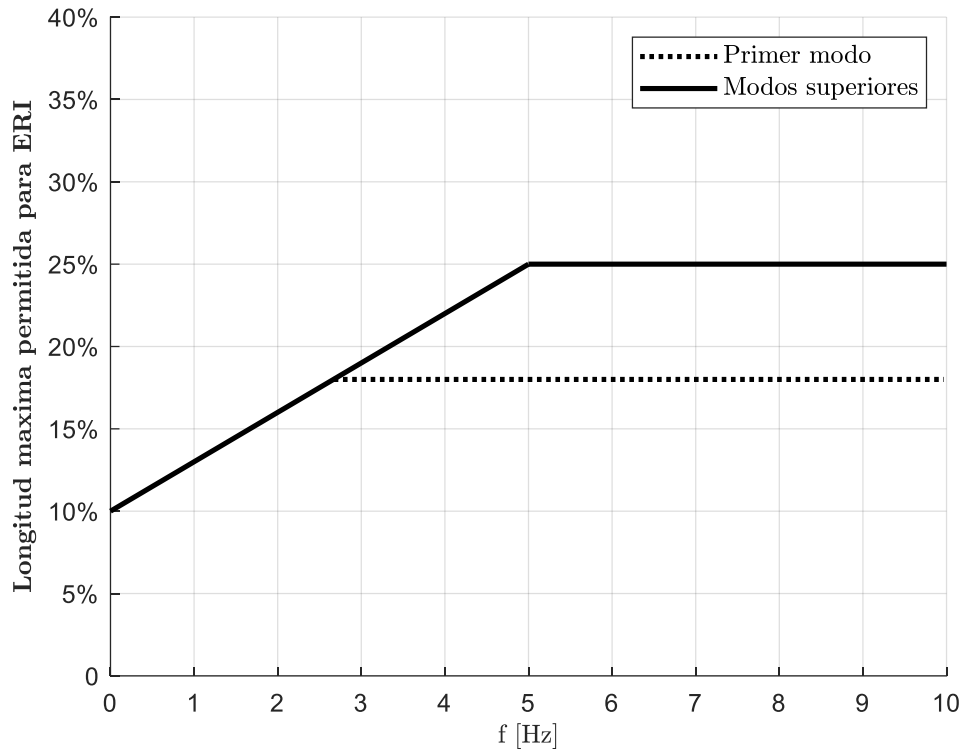


Figura 1: Longitud máxima permitida en los intervalos de confiabilidad mejorada (adaptado de Cruz & Miranda (2019)).

La recta presentada en la **Figura 1** tiene una pendiente de 0.03 con un intercepto de 0.1, y presenta un dominio de la frecuencia para valores entre 0 y 5 Hz. Por otro lado, el límite del ERI para el primer modo es de 18 % y para modos superiores un 25 %.

4.4 Identificación de Outliers : Método IQR.

Algunas observaciones dentro de un conjunto de datos pueden quedar fuera del alcance general de las demás observaciones. Estas observaciones se denominan valores atípicos u outliers, y consisten en valores que numéricamente distan del grupo de puntos de estudio.

El método IQR (Tukey J. W., 1977) es aplicable para determinar valores atípicos con respecto a una línea de tendencia. Para lograr esto, se debe aplicar el método a un grupo de puntos conformado por los residuales asociados a la línea de tendencia aplicada.

Para identificar outliers el método IQR establece límites fuera del primer y tercer cuartil. A continuación, se presenta cómo aplicar este método.

1. Calcular el valor de IQR: El IQR o rango intercuartílico se define como como la diferencia entre el valor asociado al tercer cuartil (Q3) y el valor asociado al primer cuartil (Q1).

$$IQR = Q3 - Q1 \quad (16)$$

2. Calcular los límites del método IQR: Para calcular los límites, se toma 1.5 veces el valor de IQR, se resta a Q1 y se suma a Q3. Esto define el límite mínimo y máximo con los que se compararán las observaciones. Todos los valores que estén fuera de estos límites se consideran como outliers.

$$Límite superior = Q3 + 1.5 \cdot IQR \quad (17)$$

$$Límite inferior = Q1 - 1.5 \cdot IQR \quad (18)$$

5 Metodología

5.1 Metodología objetivo específico 1

Se utilizó la base de datos creada por Cruz & Miranda (2017) para edificios instrumentados en California, la cual incluye datos inferidos a partir de movimientos sísmicos hasta el año 2014. Para expandir esta base de datos, se seleccionaron únicamente los edificios que cuenten con 4 o más datos confiables pertenecientes al primer modo de vibrar. Una vez seleccionados estos edificios, se buscó nuevos registros sísmicos posteriores a 2014 en el sitio web del “Center for Strong Motion Data”, para inferir nuevos valores de los parámetros modales utilizando la técnica de identificación de sistemas paramétrica de mínimos cuadrados en el dominio del tiempo, ya que esta fue la técnica empleada para crear la base originalmente. Posterior a la estimación de nuevos datos, estos se sometieron a una serie de pruebas de confiabilidad (Cruz & Miranda, 2019) para cerciorarse de que son datos de calidad capaces de reproducir de manera adecuada la respuesta registrada.

Es importante destacar que tanto el algoritmo de identificación de sistemas como las pruebas de confiabilidad constan de rutinas creadas en el software MATLAB.

5.2 Metodología objetivo específico 2

Se analizó la información mediante la construcción de gráficos y el estudio de líneas de tendencia. Se realizaron gráficos para cada dirección analizada, donde en el eje dependiente estará el periodo o la fracción de amortiguamiento, y en el eje independiente estará el PRDR (Relación máxima de deriva de techo).

Posterior a la realización de gráficas de forma individual para cada dirección, se realizaron gráficas comparativas que contengan información de todas las direcciones.

5.3 Metodología objetivo específico 3

Se compararon los resultados obtenidos con los de Cruz & Miranda (2021).

6 Resultados

6.1 Resultados objetivo 1

De la base de datos de Cruz & Miranda (2017), se seleccionaron 32 edificios, de los cuales 3 no registraron nuevos eventos sísmicos posteriores al año 2014. En un análisis inicial, se determinó que esta base contiene un total de 402 datos confiables correspondientes a 55 direcciones. Como resultado de esta investigación, se añadieron 199 nuevos datos confiables, conformando una base final con un total de 601 datos (Ver **Tabla 1**).

Tabla 1: Resumen base de datos.

Autor	N° Datos confiables	Total de datos
C.Cruz 2017	402	601
E.Espinoza 2024	199	

Por razones de espacio, no se listan todos los resultados obtenidos. A modo de ejemplo, se presentará el edificio B205 con sus principales características y resultados. En las **Figura 2** y **Figura 3** se presenta la geometría general del edificio junto con la disposición de sensores, mientras que en la **Tabla 2**, se presenta información de la altura, materialidad, sistema resistente, entre otros.



Figura 2: Edificio B205 “Los Angeles - 54-story Office Bldg”, vista general.

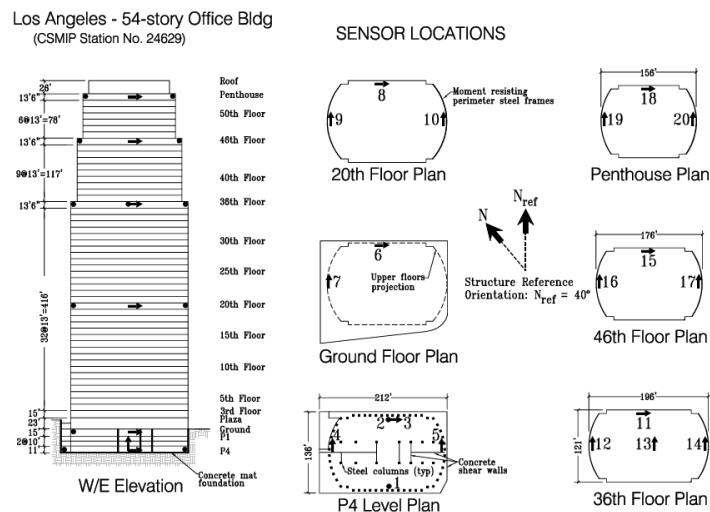


Figura 3: Edificio B205 “Los Angeles - 54-story Office Bldg”, disposición de sensores.

Tabla 2: Características generales edificio B205

Características edificio B205	
CSMIP	24629
Ubicación	Los ángeles, California, EE. UU , Latitud: 34.0483 N, Longitud: 118.2617 W
Altura	218 [m]
Nº de pisos sobre/bajo el suelo	54/4
Tipo de uso	Oficina
Materialidad	Acero
Sistema resistente a fuerzas laterales	Perimetro con marcos resistente a momento, con columnas cada 3 metros.
Sistema resistente a fuerzas verticales	Losa de hormigón sobre plataforma de acero soportada por columnas de acero. Tabiquería de acero (metal studs).

La **Tabla 3 y Tabla 4** muestran los resultados obtenidos para el edificio B205, en las dos direcciones analizadas. Las tablas incluyen el nombre del edificio, donde la letra “T” indica la dirección transversal y la letra “L” representa la dirección longitudinal.

Tabla 3: Resultados edificio B205T.

Edificio	Altura [cm]	Registro	Año	T [s]	ξ 1%	R1	MC %	ERI %	U1 [cm]	U ground [cm]	PRDR
B205T	21808	Carson	2021	7.13	0.50%	1.00	65.08%	30.00%	0.08	-0.04	5.60E-06
B205T	21808	HighlandPark	2024	5.85	30.00%	1.01	68.03%	30.00%	-0.41	0.36	3.56E-05
B205T	21808	Ridgecrest	4jul2019	6.11	1.60%	4.00	33.12%	1.50%	-3.07	0.32	1.56E-04
B205T	21808	Ridgecrest	6jul2019	6.21	1.32%	10.31	85.30%	0.60%	-17.48	-0.12	7.96E-04
B205T	21808	SouthElMonte	2020	5.27	30.00%	1.04	85.67%	28.30%	-0.12	0.04	6.92E-06

Tabla 4: Resultados edificio B205L.

Edificio	Altura [cm]	Registro	Año	T [s]	ξ 1%	R1	MC	ERI	U1 [cm]	U ground [cm]	PRDR
B205L	21808	Carson	2021	5.93	28.43%	1.01	59.82%	30.00%	0.05	-0.04	3.81E-06
B205L	21808	HighlandPark	2024	5.00	1.83%	1.04	63.66%	30.00%	-0.11	0.04	6.63E-06
B205L	21808	Ridgecrest	4jul2019	5.23	1.17%	11.45	54.52%	0.70%	-8.61	0.22	4.05E-04
B205L	21808	Ridgecrest	6jul2019	5.28	1.13%	12.59	83.53%	0.50%	24.47	-0.41	1.14E-03
B205L	21808	SouthElMonte	2020	6.67	0.50%	1.03	72.26%	30.00%	-0.16	0.13	1.33E-05

El edificio B205 es el más alto del grupo de edificios analizados, y su altura representa una limitante para la obtención de datos. Esto se debe a que los sismos que generan bajas amplitudes difícilmente excitan el primer modo de vibrar, mientras que obtener datos a altas amplitudes requiere eventos sísmicos de magnitudes significativas (e.g., Ridgecrest 2019). Como resultado, se dispone de un número reducido de datos confiables, lo que evidencia la necesidad de aportar nueva información para un análisis más completo.

Para los resultados obtenidos, tanto confiables como no confiables, se grafica la respuesta medida por los sensores junto con la respuesta predicha, con el fin de evaluar si ambas respuestas son similares. Además, se generan espectros de aceleración considerando una fracción de amortiguamiento del 1 %, principalmente con el propósito de revisar el nivel de ajuste en el rango de periodos que contribuye a la respuesta estructural. A continuación, se presentan ejemplos correspondientes a la dirección longitudinal del edificio B205.

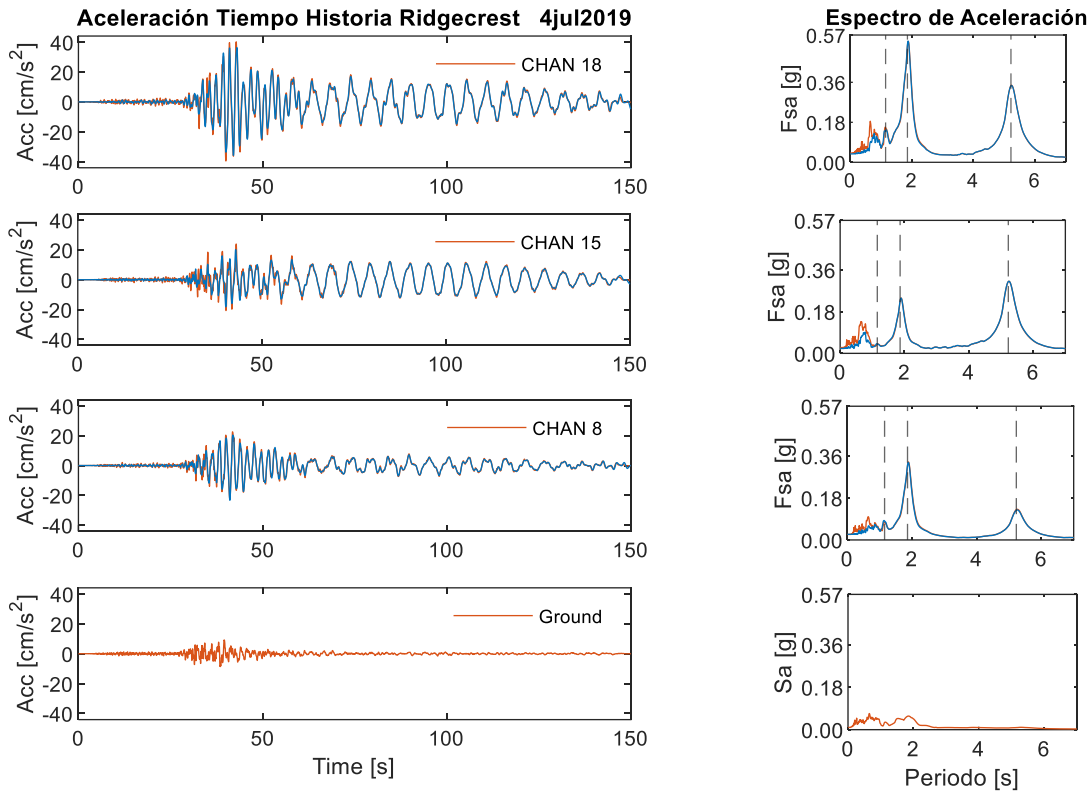


Figura 4: Aceleración total tiempo historia y espectros de aceleración edificio B205L Ridgecrest 4 julio 2019. La curva azul corresponde a la respuesta predicha. Las líneas verticales en los espectros de piso corresponden a los periodos identificados.

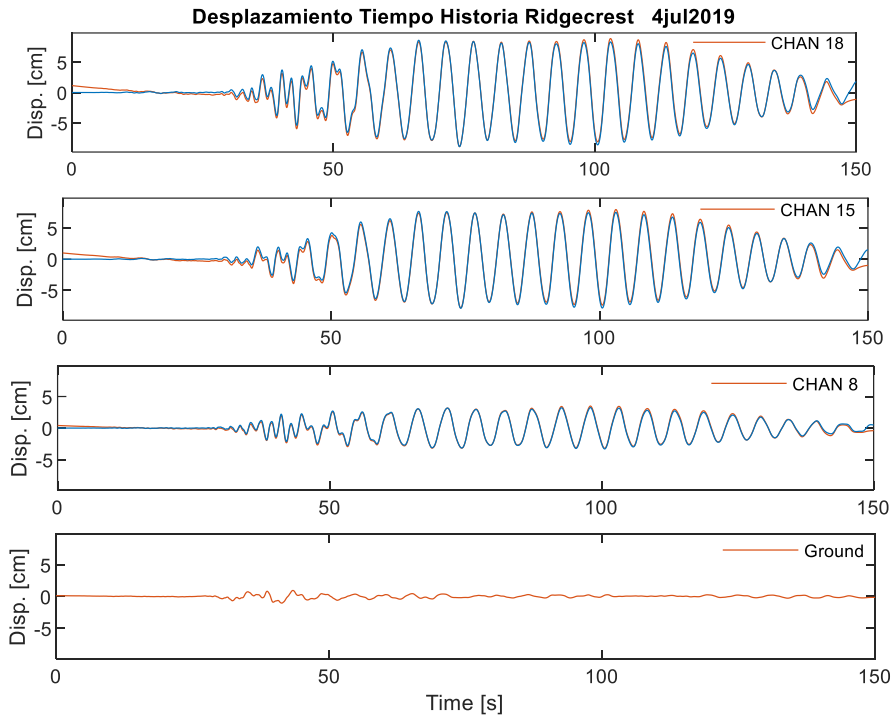


Figura 5: Desplazamiento relativo tiempo historia edificio B205L, Ridgecrest 4 julio 2019. La curva azul corresponde a la respuesta predicha. Las líneas verticales en los espectros de piso corresponden a los periodos identificados.

Como se puede observar en la **Figura 4**, la respuesta predicha por el modelo logra reproducir de manera exitosa la respuesta registrada por los sensores, puesto que ambas curvas son prácticamente idénticas. Por otro lado, en los espectros de piso se visualiza que se identificó de manera exitosa los primeros tres modos, puesto que ambas curvas son muy similares en estos peaks. Es posible concluir esto dado que el espectro de piso consiste en un SDOF cuya señal de entrada es la respuesta estructural del edificio, por lo que el contenido en frecuencia de la señal está influenciado por las frecuencias naturales de la estructura. En consecuencia, si el espectro de piso de la respuesta registrada es similar a la predicha, la identificación de los modos se considera exitosa.

Si la aceleración registrada y predicha son similares, para los desplazamientos ocurrirá lo mismo dado que estos se obtienen a partir de integración. Esto se puede observar en la **Figura 5**, en la cual también se logra apreciar cómo se va amplificando la amplitud con la altura del edificio, lo que es un comportamiento consistente asociado al primer modo de vibrar de la estructura, donde el mayor porcentaje de masa movilizada oscila en una dirección aumentando los desplazamientos con la altura.

Es importante destacar que no todos los edificios tienen un bajo número de resultados confiables como el edificio B205L, para evidenciar esto, se presenta el edificio B158 que posee una gran cantidad de resultados confiables. En las **Figura 6 y Figura 7** se presenta la geometría general del edificio junto con la disposición de sensores, mientras que en la **Tabla 5**, se presenta información de la altura, materialidad, sistema resistente, entre otros.



Figura 6: Edificio B158 “Burbank - 10-story Residential Bldg”, vista general.

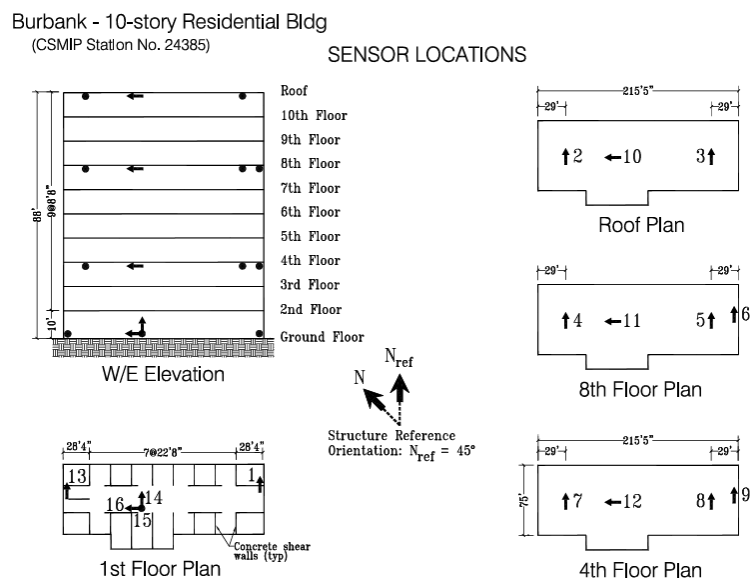


Figura 7: Edificio B158 “Burbank - 10-story Residential Bldg”, disposición de sensores.

Tabla 5: características generales edificio B158.

Características edificio B158	
CSMIP	24385
Ubicación	Los ángeles, California, EE. UU , Latitud: 34.1870 N, Longitud: 118.3120 W
Altura	27 [m]
Nº de pisos sobre/bajo el suelo	10/0
Tipo de uso	Residencial
Materialidad	Concreto
Sistema resistente a fuerzas laterales	Muros de corte de hormigón prefabricados en ambas direcciones perpendiculares.
Sistema resistente a fuerzas verticales	Losa de hormigón prefabricado soportadas por muros de carga de hormigón prefabricado.

Tabla 6: Resultados edificio B158L.

Edificio	Altura [cm]	Registro	Año	T [s]	ξ1%	R1	MC	ERI	U1 [cm]	U ground [cm]	PRDR
B158L	2682	GranadaHills	2020	0.47	2.12%	2.30	50.04%	6.30%	-0.01	0.007	7.04E-06
B158L	2682	HighlandPark	2024	0.50	4.26%	7.37	86.57%	5.00%	-0.10	0.041	5.39E-05
B158L	2682	Lamon	2024	0.47	3.89%	6.15	98.14%	4.10%	-0.06	0.0060	2.47E-05
B158L	2682	Matibu	2024	0.47	3.12%	4.50	69.36%	4.70%	0.05	-0.001	1.75E-05
B158L	2682	Ojal	2023	0.48	3.40%	6.74	97.31%	3.00%	0.05	-0.029	3.08E-05
B158L	2682	Pacoima	30jul2020-11:30 am	0.48	3.31%	5.24	53.41%	4.00%	-0.04	-0.001	1.65E-05
B158L	2682	Pacoima	30jul2020-13:48 pm	0.47	2.02%	3.78	62.00%	2.10%	-0.01	0.008	7.91E-06
B158L	2682	Ridgecrest	4jul2019	0.52	5.71%	9.22	99.72%	4.70%	-0.36	0.69	3.89E-04
B158L	2682	Ridgecrest	6jul2019	0.53	5.04%	9.72	99.22%	4.50%	-0.40	1.70	7.81E-04
B158L	2682	SearlesValley	2019	0.49	4.25%	6.17	99.58%	3.20%	-0.06	0.019	2.91E-05
B158L	2682	SearlesValley	2020	0.48	3.98%	7.24	98.28%	3.60%	0.07	-0.047	4.46E-05

La **Tabla 6** muestra una dirección en la que todos los resultados obtenidos son confiables. Se observa que el número de resultados confiables es significativamente mayor en comparación con los presentados en la **Tabla 3** y **Tabla 4**. Esto indica que existen algunos edificios donde se tiene una gran cantidad de datos confiables, por lo que, al unir esta información con la base de datos existente, brinda una gran oportunidad para estudiar la variación de los parámetros modales en función de la amplitud.

6.2 Resultados objetivo 2

En la construcción de gráficas individuales para cada dirección analizada se tiene una gran variabilidad de resultados, por lo que estos resultados se dividen principalmente en 4 grupos. Para cada dirección se aplicó un ajuste no lineal cuya única restricción es que la pendiente sea positiva. Para determinar el ajuste a utilizar se evaluaron diferentes opciones, dentro de las cuales se encuentran: ajuste logarítmico, ajuste bilineal, ajuste logarítmico bilineal y ajuste lineal en tres tramos. Dentro de estas, el ajuste que presentó mayor correlación fue el logarítmico, mientras que para los ajustes separados en tramos, sus tramos convergían a formas funcionales dominadas por el tramo con mayor cantidad de datos, a pesar de implementar metodologías para controlar el peso inducido por la cantidad de datos de cada tramo. Por esta razón, se seleccionó el ajuste logarítmico como base y se introdujo una componente no lineal hasta encontrar la forma funcional que presenta mayor medida de ajuste. A continuación se presenta la forma funcional empleada.

$$Y = A \cdot \ln(x) \cdot e^{-B \cdot x} + C \quad (19)$$

Donde:

Y= Parámetro modal

x= Deriva de techo (PRDR)

A,B,C = Constantes

Notar que la cota superior de esta expresión está definida por la constante C. Por otro lado, el dominio de los valores de PRDR analizados consta de valores mayores o iguales a 10^{-6} y menores a 10^{-2} .

6.2.1 Direcciones que presentan una alta medida de ajuste.

Las direcciones que se caracterizan por este tipo de resultados presentan una gran variedad de valores de PRDR (mínimo 2 órdenes de magnitud y máximo 4 órdenes de magnitud) y un alto valor de R^2 ($R^2 > 0.7$).

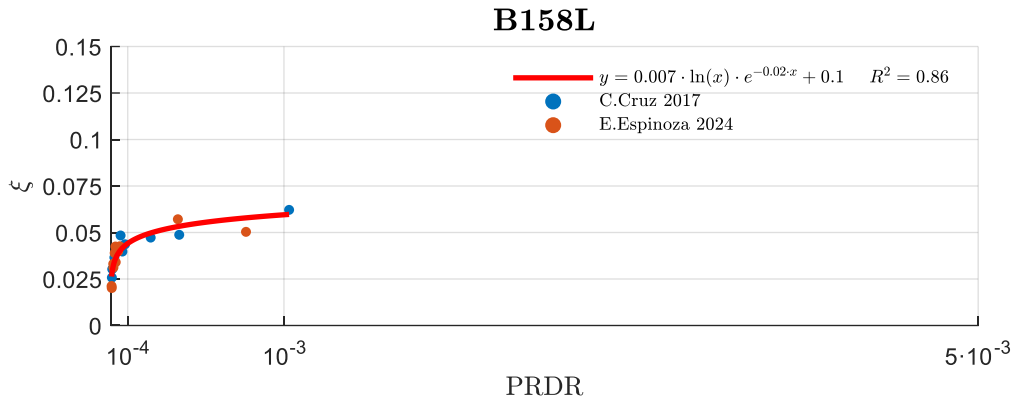


Figura 8: Gráfica de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B158L.

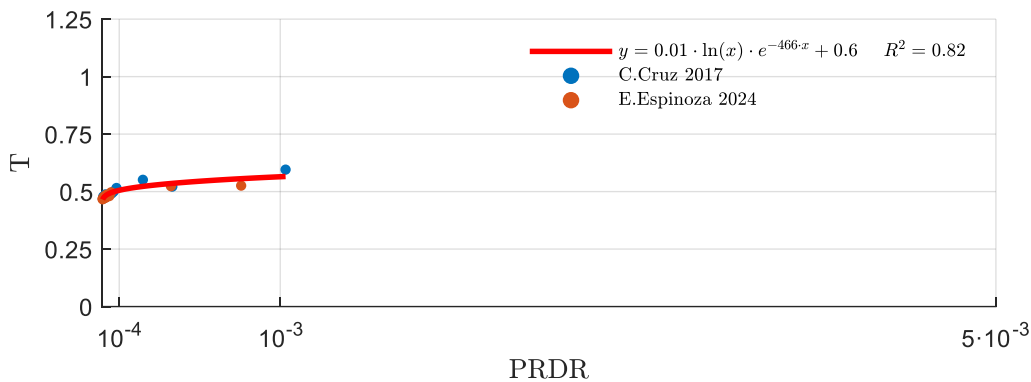


Figura 9: Gráfica de periodo v/s PRDR edificio B158L.

Al observar la **Figura 8** y **Figura 9**, se aprecian indicios de un compartimiento creciente para bajos valores de PRDR. Posteriormente, este comportamiento tiende a estabilizarse en un valor constante, cuya cota superior está definida por el intercepto, lo cual se debe a la naturaleza del ajuste aplicado. Este tipo de resultados obtenidos son alentadores al observar altos valores de R^2 , sin embargo, esta no es una métrica absoluta que indique si existe una correlación entre los parámetros modales y la amplitud, ya que se debe tener en cuenta el rango de PRDR en el que se está evaluando el ajuste.

6.2.2 Direcciones que presentan una medida de ajuste intermedia.

Las direcciones que se caracterizan por este tipo de resultados presentan una gran variedad de valores de PRDR, pero a diferencia del caso anterior, los valores de R^2 no son tan altos ($0.7 \geq R^2 > 0.4$). Lo anterior se debe principalmente a la dispersión de los datos identificados o debido a la presencia de outliers.

Al observar la **Figura 10**, el comportamiento general muestra una tendencia inicial creciente que luego tiende a estabilizarse. Es relevante señalar que es posible que las propiedades físicas de un edificio hayan cambiado a lo largo de los años. Si este fuera el caso, los autores podrían obtener resultados con una gran variabilidad.

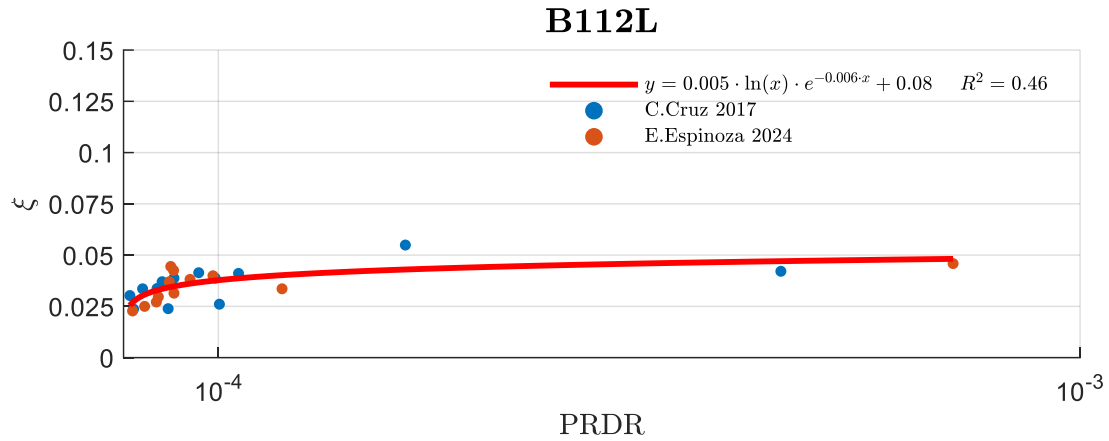


Figura 10: Gráficas de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B112L.

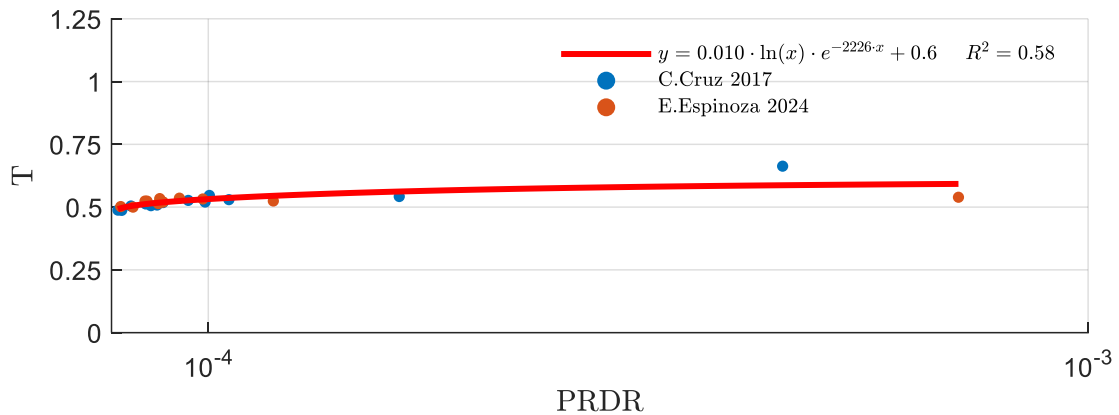


Figura 11: Gráficas de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B112L.

6.2.3 Direcciones que presentan una baja medida de ajuste.

Al observar la **Figura 12**, se logra apreciar un valor de R^2 cercano a 0 para el ajuste aplicado, por lo que este resultado contradice a los de las secciones anteriores. Es importante destacar que, para todos los casos estudiados, la falta de correlación se atribuye al comportamiento del amortiguamiento y no al del periodo, esto coincide con lo presente en el estado del arte ya que identificar fracciones de amortiguamiento es más desafiante que la identificación de periodos. Esto se puede observar en la **Figura 13**, puesto que la dirección analizada presenta altos niveles de correlación para el periodo, a pesar de que la fracción de amortiguamiento posee una relación nula con el PRDR.

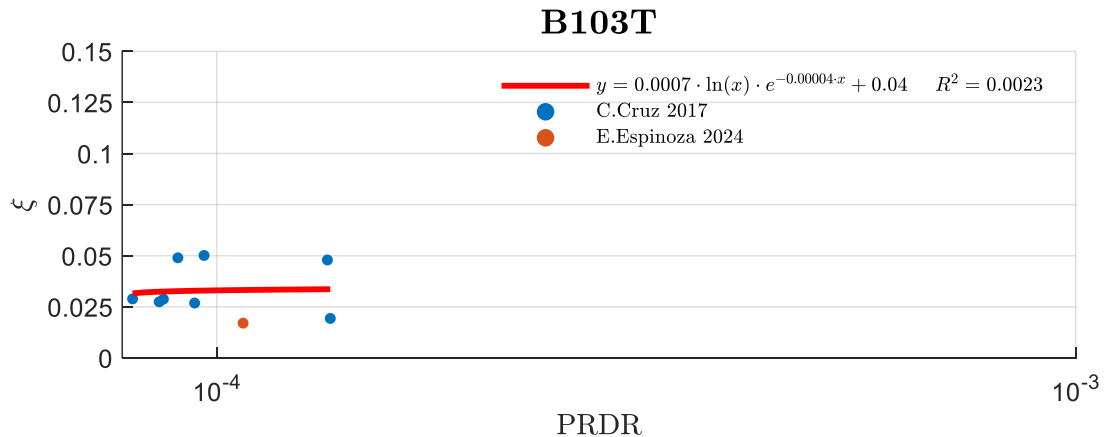


Figura 12: Gráfica de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B103T.

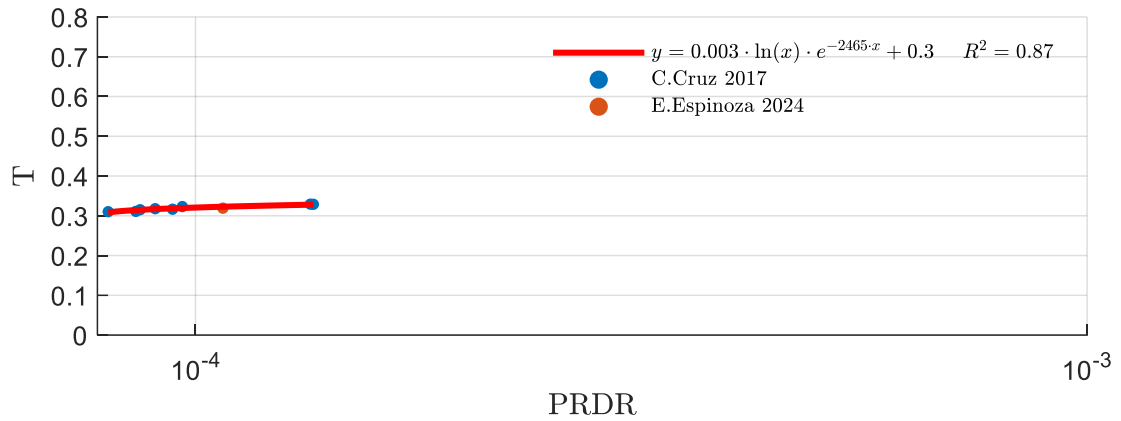


Figura 13: Gráfica de periodo v/s PRDR para edificio B103T.

6.2.4 Direcciones que presentan falta de información

Este tipo de direcciones se caracteriza por presentar un bajo número de resultados confiables, o por tener un dominio de PRDR acotado sin mucha variabilidad (e.g., presenta solo PRDR $< 10^{-4}$), esto se puede observar en la **Figura 14** y **Figura 15** respectivamente.

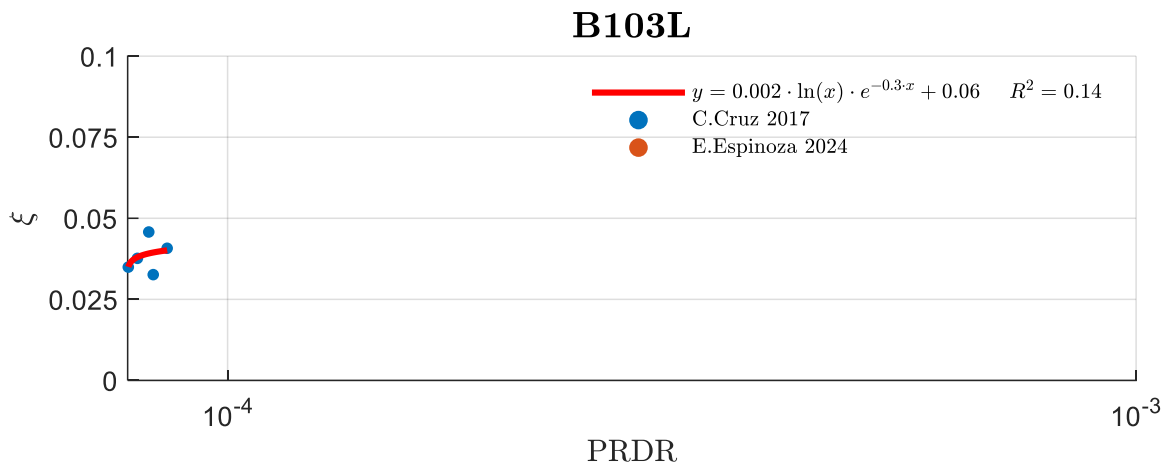


Figura 14: Gráfica de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B103L.

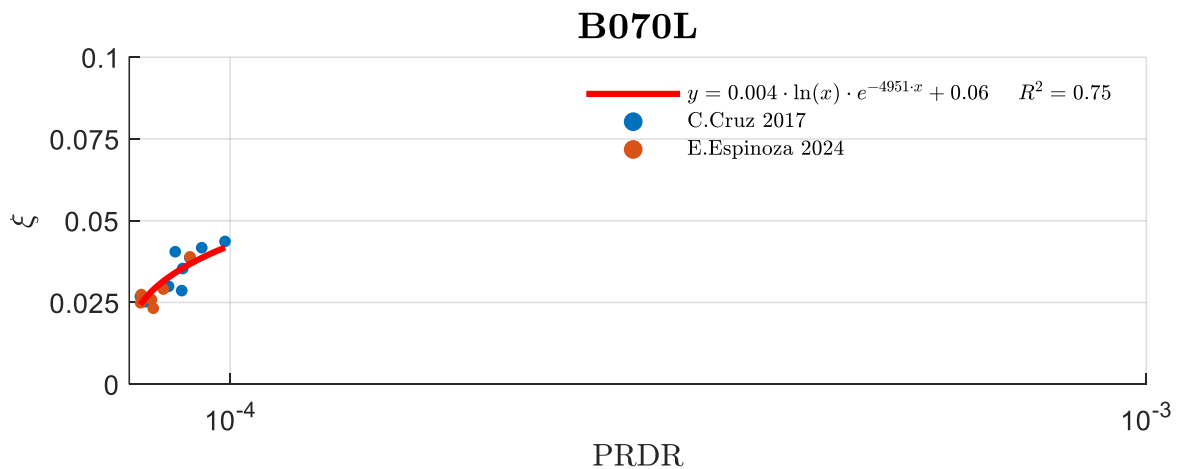


Figura 15: Gráfica de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B070L.

En casos particulares la falta de información puede traducirse en bajos niveles de correlación debido a la naturaleza de la definición del parámetro estadístico R^2 . Los casos particulares antes mencionados ocurren cuando la línea de tendencia aplicada es una recta horizontal, esto provoca que el valor de la suma de los cuadrados de los residuos sea similar al valor de la varianza de los datos, por lo que el valor de R^2 se vuelve cercano a cero o incluso negativo. Esto no necesariamente significa que no existe correlación, ya que si hipotéticamente se agregara un nuevo punto en un intervalo de PRDR donde no se tiene información (Ver Figura 16), el resultado podría cambiar drásticamente aumentando el nivel de correlación.

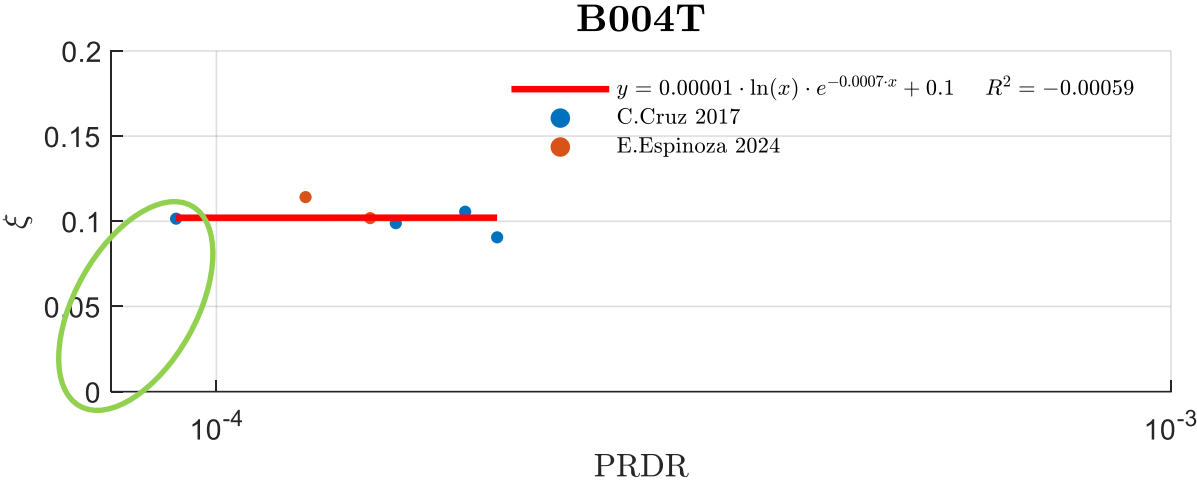


Figura 16: Gráfica de fracción de amortiguamiento v/s PRDR para edificio B004T

6.2.5 Comparación de resultados entre direcciones

La comparación entre los resultados individuales de cada dirección es una tarea compleja, debido a las diferencias de altura, material, geometría y sistema sismorresistente de cada edificio. Por las diferencias antes mencionadas, se produce una gran variabilidad en los resultados de periodo y fracciones de amortiguamiento. Por ejemplo, los edificios más altos presentan mayores valores de periodo y bajos valores de amortiguamiento, mientras que los edificios bajos presentan bajos valores de periodo y altos valores de amortiguamiento. Si se desea comparar los resultados obtenidos, la primera idea razonable sería graficar todos los resultados obtenidos en una misma gráfica, pero por lo expuesto anteriormente, los resultados no se podrían visualizar de manera correcta debido a la gran variabilidad.

Se debe aplicar una normalización para comparar los resultados provenientes de edificios distintos. Por esta razón, cada dirección es normalizada por el valor que se obtiene a partir del ajuste no lineal de la dirección, evaluado en $PRDR = 10^{-4}$. Se selecciona este valor porque el 89 % de las direcciones analizadas presentan datos para valores de PRDR entre los órdenes de magnitud 10^{-5} y 10^{-4} , por lo que 10^{-4} se encuentra dentro del dominio observado, evitando así la extrapolación. A continuación, en un mismo gráfico se presentan todos los puntos normalizados por su respectivo valor de $Y(PRDR = 10^{-4})$, la notación para los parámetros normalizadores será ξ_{REF} y T_{REF} .

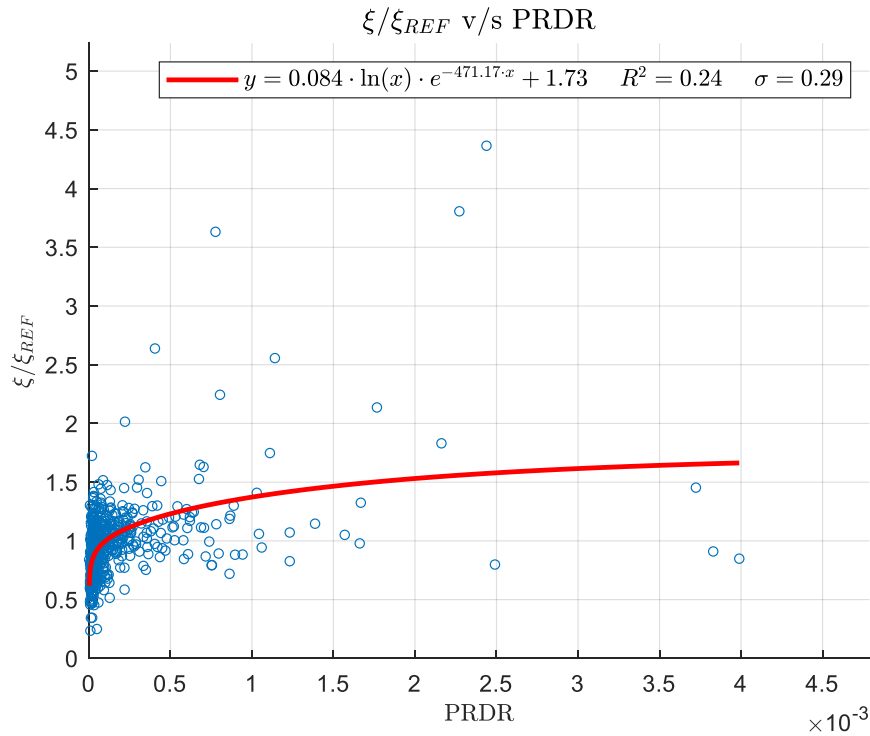


Figura 17: Fracción de amortiguamiento normalizado v/s PRDR para todas las direcciones.

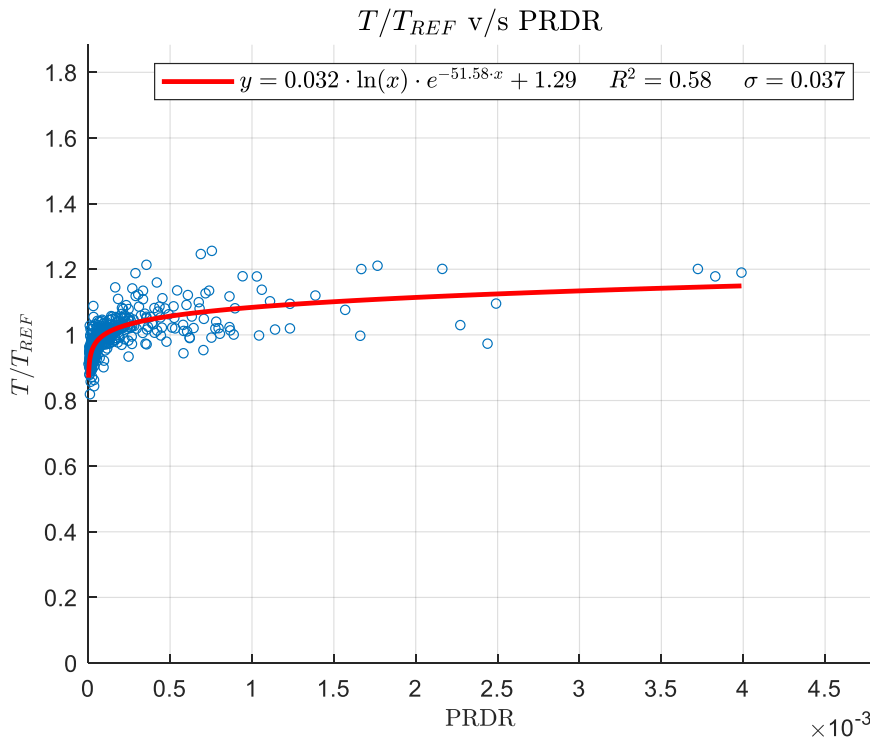


Figura 18: Periodo normalizado v/s PRDR para todas las direcciones.

En la **Figura 17** y **Figura 18**, los resultados muestran que tanto el periodo como la fracción de amortiguamiento aumentan en la medida que aumenta la deriva de techo. El incremento ocurre principalmente a razones de deriva de techo menores a 10^{-4} , luego de lo cual la tendencia se satura. Para el periodo esto se ve de manera más evidente, no así para el amortiguamiento el cual presenta mayor dispersión debido a la presencia de outliers. En consecuencia, se aplica el método de eliminación de outliers “1.5 IQR” sobre los residuales de los datos. Los resultados de la aplicación del método se presentan a continuación.

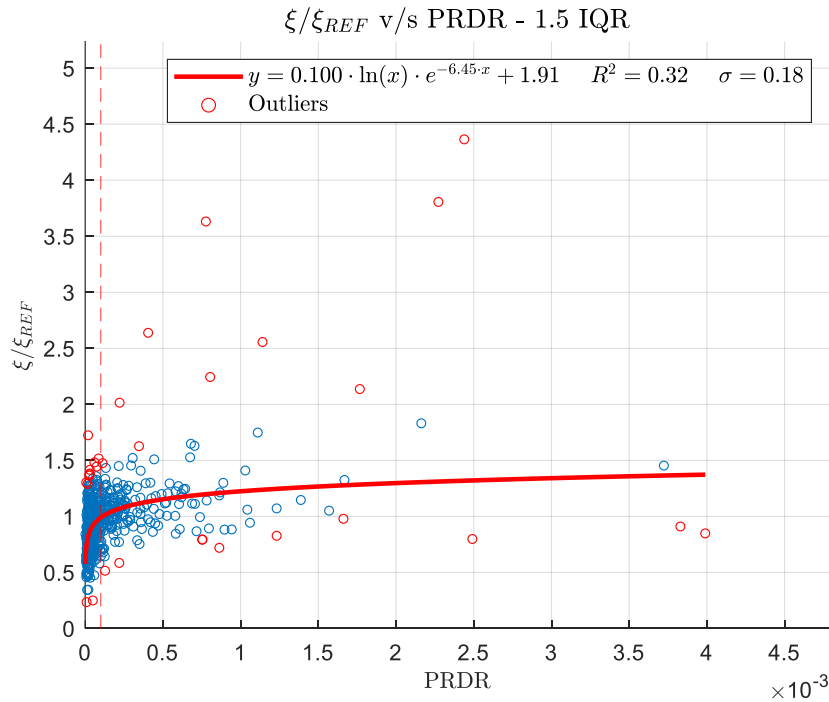


Figura 19: Fracción de amortiguamiento normalizado v/s PRDR para todas las direcciones, aplicación método 1.5 IQR. La línea vertical corresponde a $PRDR=10^{-4}$.

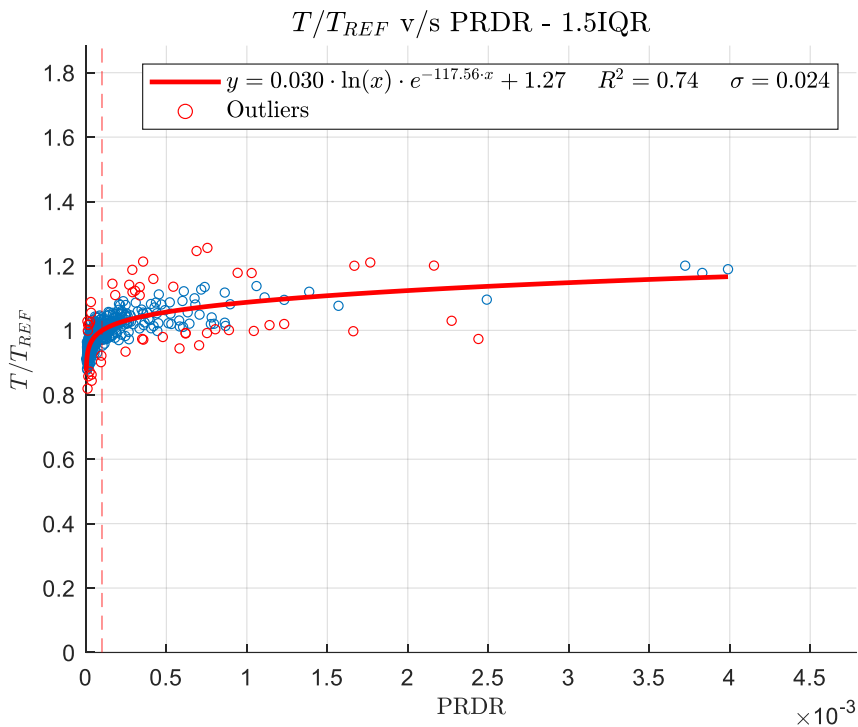


Figura 20: Periodo normalizado v/s PRDR para todas las curvas aplicación método 1.5 IQR. La línea vertical corresponde a $PRDR=10^{-4}$.

La aplicación del método 1.5 IQR causó un aumento del 33.33 % en R^2 y una disminución del 37.93 % en la desviación estándar de los residuales (σ) para el amortiguamiento, mientras que para el periodo se tiene un aumento del 24.14 % en R^2 y una disminución del 35.14 % en σ . La aplicación del método 1.5 IQR causó mayor impacto en el amortiguamiento dado que los outliers para este caso son puntos que distan en gran medida del grupo de puntos observado, mientras que esto no ocurre de la misma forma para el periodo, esto se evidencia al observar las **Figura 19** y **Figura 20**.

Para el amortiguamiento se detectaron 32 outliers , mientras que para el periodo se detectaron 49 outliers. A raíz de lo antes mencionado, se podría afirmar que el periodo es un grupo de datos mucho más disperso que el amortiguamiento, pero esto no es así, y se debe a que el método 1.5 IQR se aplica sobre los residuales del ajuste, por lo que se vuelve mucho más restrictivo para el ajuste que tienen una menor variabilidad en sus valores , produciendo un intervalo más acotado entre el primer y tercer cuartil. Esto se puede visualizar en la **Figura 21** y **Figura 22**, puesto que en los valores límites del método IQR el periodo tiene valores de aproximadamente de un orden de magnitud menos que el amortiguamiento, lo que significa que para el caso del amortiguamiento se está aceptando una mayor diferencia entre el valor observado y el teórico. Esta diferencia en la discriminación de outliers para cada parámetro modal es aceptable , dado que es más desafiante identificar fracciones de amortiguamiento , y por otro lado pequeños cambios en el periodo producen grandes cambios en la amplitud estructural, por lo que tiene que ser más restrictiva la detección de outliers.

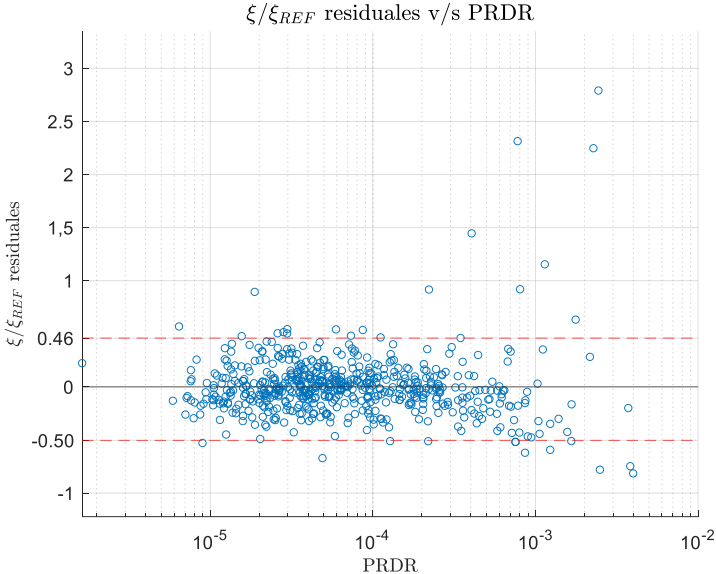


Figura 21: Aplicación método 1.5 IQR sobre residuales de la fracción de amortiguamiento normalizada, para todas las direcciones.

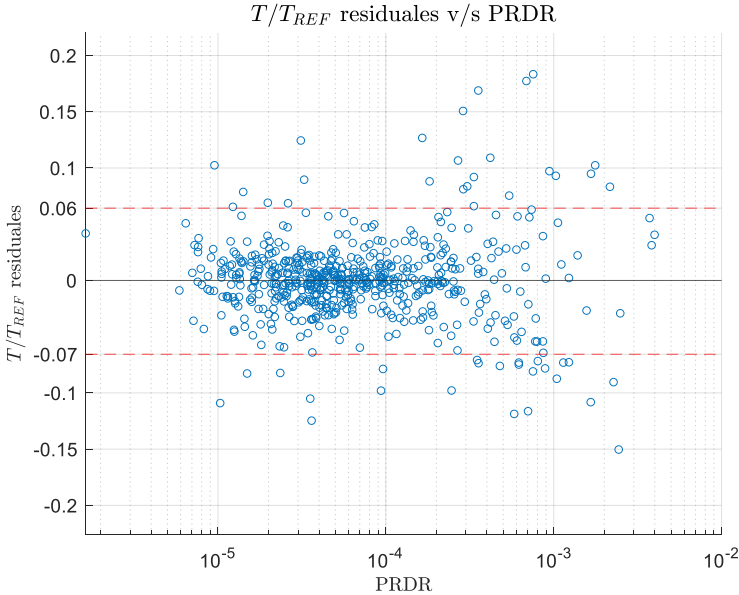


Figura 22: Aplicación método 1.5 IQR sobre residuales del periodo normalizado, para todas las direcciones.

6.3 Resultados objetivo 3

Cruz & Miranda (2021) estudiaron el primer modo de vibrar de un conjunto de parámetros modales en función de PRDR y los compararon entre sí en una misma gráfica. Solo consideraron el primer modo de vibrar y aplicaron una normalización por el valor del parámetro modal inferido a partir del menor valor de PRDR (ξ_0 ó T_0), esto para cada dirección respectivamente (Ver Figura 23).

Debido a la gran variedad de resultados que se obtienen en este contexto de investigación, cualquier normalización que se aplique tendrá una gran influencia en la presentación de resultados, por lo que esto se debe analizar en detalle. La normalización de Cruz & Miranda (2021), se realiza bajo el supuesto de que el valor de ξ_0 y T_0 efectivamente está asociado al menor valor de PRDR que puede presentar la dirección analizada, lo que no necesariamente es así, puesto que en una dirección con falta de datos o con pocos datos confiables, es muy probable que no se hayan observado valores de ξ asociados a bajas amplitudes. Por otro lado, la normalización aplicada en esta investigación está sujeta al supuesto de que el ajuste aplicado a cada dirección tiene cierto grado de validez, lo que no necesariamente es así.

El objetivo de aplicar otra normalización es la búsqueda de nuevas formas para poder comparar los resultados de distintos edificios. Finalmente, se presenta la Figura 24 y Figura 25, donde se aplica la normalización por ξ_0 y ξ_{REF} respectivamente. Estos gráficos tienen formato logarítmico en el eje x para poder comparar los resultados con los de Cruz & Miranda.(2021), presentados en la Figura 23.

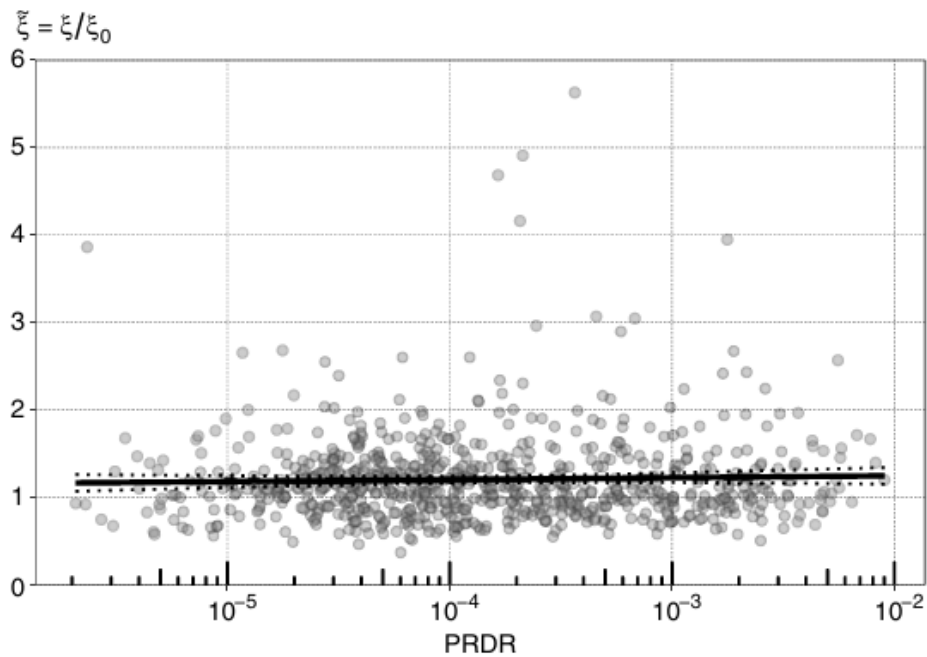


Figura 23: Fracciones de amortiguamiento normalizadas versus PRDR para todas las direcciones con 4 o más sismos registrados, tendencia central e intervalos de confianza correspondientes al 95 % (reimpreso de Cruz & Miranda (2021)).

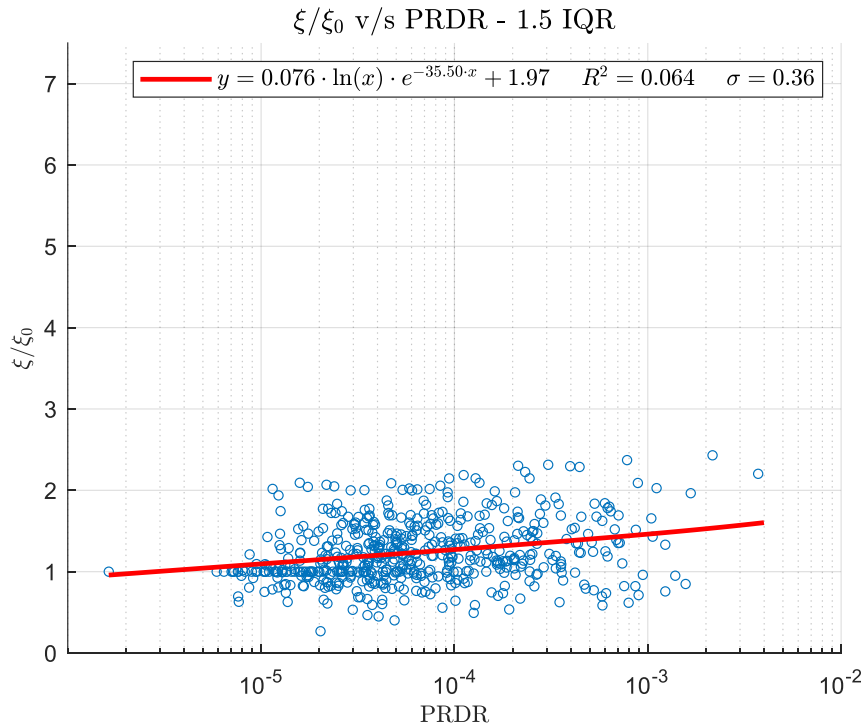


Figura 24: Fracciones de amortiguamiento normalizadas por ξ_0 v/s PRDR eje x logarítmico, método 1.5 IQR.

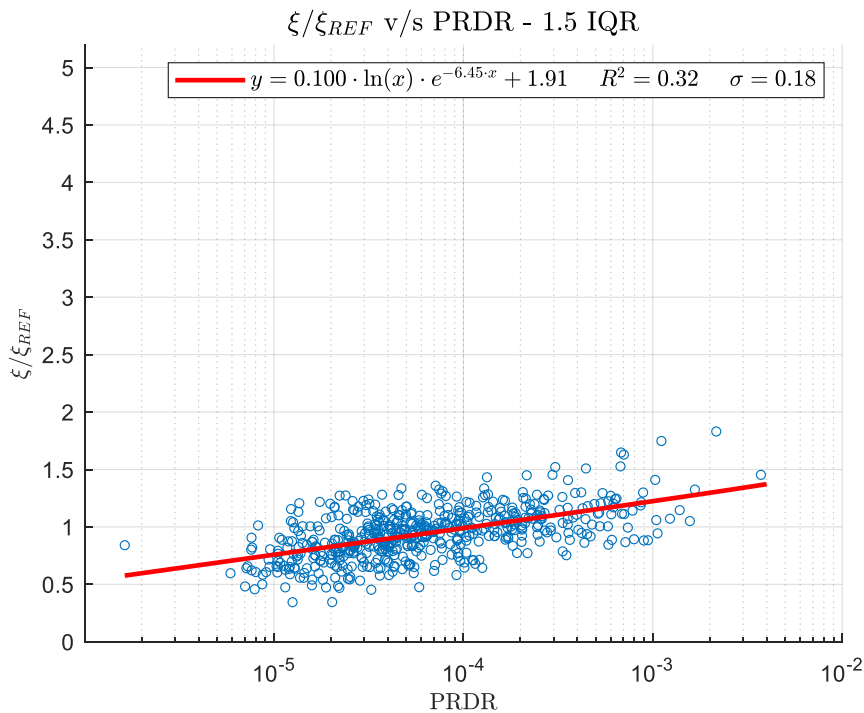


Figura 25: Fracciones de amortiguamiento normalizadas por ξ_{REF} v/s PRDR eje x logarítmico, método 1.5 IQR.

Al observar la **Figura 23** y **Figura 25**, se observa que en la primera figura no existe correlación (pendiente =0), mientras que en la segunda figura si existen indicios de una correlación (pendiente distinta de 0). Esta diferencia de resultados se atribuye a la normalización aplicada, esto se evidencia al realizar la comparación entre la **Figura 24** y **Figura 25**, ya que para los mismos resultados se aplican distintas normalizaciones las cuales hacen variar drásticamente los valores de coeficiente de determinación.

Otro punto que comentó Cruz & Miranda (2021) fue la meseta de alta amplitud para el caso sísmico, puesto que la falta de correlación la atribuyó a la posibilidad de que muchos de los valores afectados yacen en la meseta de alta amplitud. La información recopilada en esta investigación entrega indicios de la existencia de la meseta de alta amplitud para el caso sísmico, ya que al comparar todas las direcciones analizadas, la relación amortiguamiento-amplitud se satura para valores PRDR superiores a 10^{-4} .

7 Conclusiones

La presente memoria se orientó a estudiar el comportamiento del periodo y la fracción de amortiguamiento con la amplitud de la respuesta estructural, destacando que contar con una amplia cantidad de información obtenida mediante la identificación de sistemas brinda una valiosa oportunidad para estudiar el comportamiento de los parámetros modales. Este estudio fue realizado considerando que todos los resultados se obtienen a partir de estructuras que permanecen dentro del rango lineal elástico. A continuación, se resumen los principales resultados de esta investigación.

1. Se añadieron 199 nuevos datos a una base existente de 402 registros, incrementándola aproximadamente en un 50 %. Esto permitió generar una cantidad significativa de evidencia sobre la variación del periodo y la fracción de amortiguamiento en función de la amplitud de la respuesta estructural.
2. El análisis reveló que, al comparar todas las direcciones analizadas, el periodo y la fracción de amortiguamiento presentan un comportamiento inicialmente creciente para valores de PRDR menores a 10^{-4} , luego de esta amplitud, el incremento se satura. Este fenómeno es consistente con la "meseta de alta amplitud" y podría ser extrapolable al caso sísmico.
3. Se concluye que existe correlación entre la fracción de amortiguamiento y el periodo con la amplitud de la respuesta estructural. La falta de correlación presentada en Cruz & Miranda (2021) se debe a la normalización aplicada.

8 Recomendaciones

En algunos casos se observó una notable variabilidad en los resultados, con valores de PRDR inusualmente altos, estrechamente relacionados con el sismo de Ridgecrest de 2019 debido a su gran magnitud. Se recomienda que esta investigación se repita en el futuro, ya sea ante la ocurrencia de un sismo de magnitud similar o mayor, o en escenarios opuestos, donde se registren numerosos sismos de baja magnitud, lo cual también proporcionaría información valiosa, especialmente para el estudio de edificios altos.

9 Agradecimientos

Este trabajo fue financiado por la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID) mediante el proyecto FONDECYT de Iniciación No. 11230258. Se agradece el financiamiento otorgado para el desarrollo de esta investigación. Los registros utilizados en este trabajo se obtuvieron del Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD). Se agradece el trabajo de instrumentación y mantención de los equipos, así como el procesamiento y divulgación de los registros.

10 Bibliografía

- Aquino, R. E. R., & Tamura, Y. (2013). On stick-slip phenomenon as primary mechanism behind structural damping in wind-resistant design applications. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, *115*, 121–136. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2012.12.017>
- Beck, J. L. (1979). *Determining models of structures from earthquake records* [Doctoral dissertation]. California Institute of Technology.
- Beck, J. L., & Jennings, P. C. (1980). Structural identification using linear models and earthquake records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *8*(2), 145–160. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290080205>
- Bernal, D., Döhler, M., Kojidi, S. M., Kwan, K., & Liu, Y. (2015). First Mode Damping Ratios for Buildings. *Earthquake Spectra*, *31*(1), 367–381. <https://doi.org/10.1193/101812EQS311M>
- Çelebi, M. (1996). Comparison of damping in buildings under low-amplitude and strong motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, *59*(2–3), 309–323. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(96\)00014-1](https://doi.org/10.1016/0167-6105(96)00014-1)
- Celebi, M., Phan, L. T., & Marshall, R. D. (1993). Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-amplitude motions. *The Structural Design of Tall Buildings*, *2*(1), 1–15. <https://doi.org/10.1002/tal.4320020102>
- Chopra AK. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (4th ed). NJ: Pearson Education, Inc.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2017). Evaluation of Damping Ratios for the Seismic Analysis of Tall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, *143*(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001628](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001628)
- Cruz, C., & Miranda, E. (2019). Reliability of damping ratios inferred from the seismic response of buildings. *Engineering Structures*, *184*, 355–368. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.056>
- Cruz, C., & Miranda, E. (2021). Damping Ratios of the First Mode for the Seismic Analysis of Buildings. *Journal of Structural Engineering*, *147*(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002873](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002873)
- Fukuwa, N., Nishizaka, R., Yagi, S., Tanaka, K., & Tamura, Y. (1996). Field measurement of damping and natural frequency of an actual steel-framed building over a wide range of amplitudes. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, *59*(2–3), 325–347. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(96\)00015-3](https://doi.org/10.1016/0167-6105(96)00015-3)
- Jacobsen, L. S. (1930). Steady Forced Vibration as Influenced by Damping: An Approximate Solution of the Steady Forced Vibration of a System of One Degree of Freedom Under the Influence of Various Types of Damping. *Journal of Fluids Engineering*, *52*(2), 169–178. <https://doi.org/10.1115/1.4057368>
- Jeary, A. P. (1986). Damping in tall buildings—a mechanism and a predictor. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *14*(5), 733–750. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290140505>
- Li, Q. S., Liu, D. K., Fang, J. Q., Jeary, A. P., & Wong, C. K. (2000). Damping in buildings: its neural network model and AR model. *Engineering Structures*, *22*(9), 1216–1223. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00050-4](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00050-4)
- Miranda, E., & Akkar, S. D. (2006). Generalized Interstory Drift Spectrum. *Journal of Structural Engineering*, *132*(6), 840–852. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:6\(840\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:6(840))
- Miranda, E., & Reyes, C. J. (2002). Approximate Lateral Drift Demands in Multistory Buildings with Nonuniform Stiffness. *Journal of Structural Engineering*, *128*(7), 840–849. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:7\(840\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(840))

- Miranda, E., & Taghavi, S. (2005). Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. I: Formulation. *Journal of Structural Engineering*, 131(2), 203–211. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:2\(203\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(203))
- Reinoso, E., & Miranda, E. (2005). Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 14(2), 107–130. <https://doi.org/10.1002/tal.272>
- Spence, S. M. J., & Kareem, A. (2014). Tall Buildings and Damping: A Concept-Based Data-Driven Model. *Journal of Structural Engineering*, 140(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000890](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000890)
- Tamura, Y., & Suganuma, S. (1996). Evaluation of amplitude-dependent damping and natural frequency of buildings during strong winds. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59(2–3), 115–130. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(96\)00003-7](https://doi.org/10.1016/0167-6105(96)00003-7)
- Tamura, Y., & Yoshida, A. (2008). Amplitude Dependency of Damping in Buildings. *Structures Congress 2008*, 1–10. [https://doi.org/10.1061/41000\(315\)39](https://doi.org/10.1061/41000(315)39)
- Tukey J. W. (1977). *Exploratory Data Analysis*. Addison-Wesley.

A. Apéndice

Gráficas de periodo y amortiguamiento en función de PRDR para cada dirección analizada (Ver Figuras A.1-A.55).

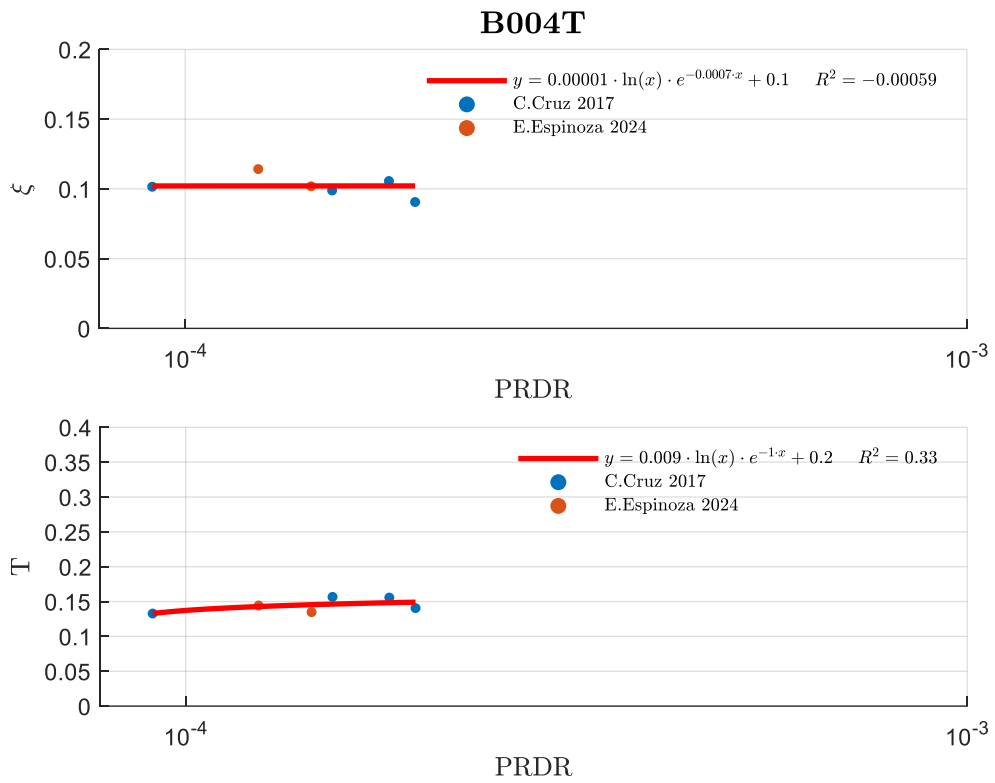


Figura A. 1: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B004 dirección transversal.

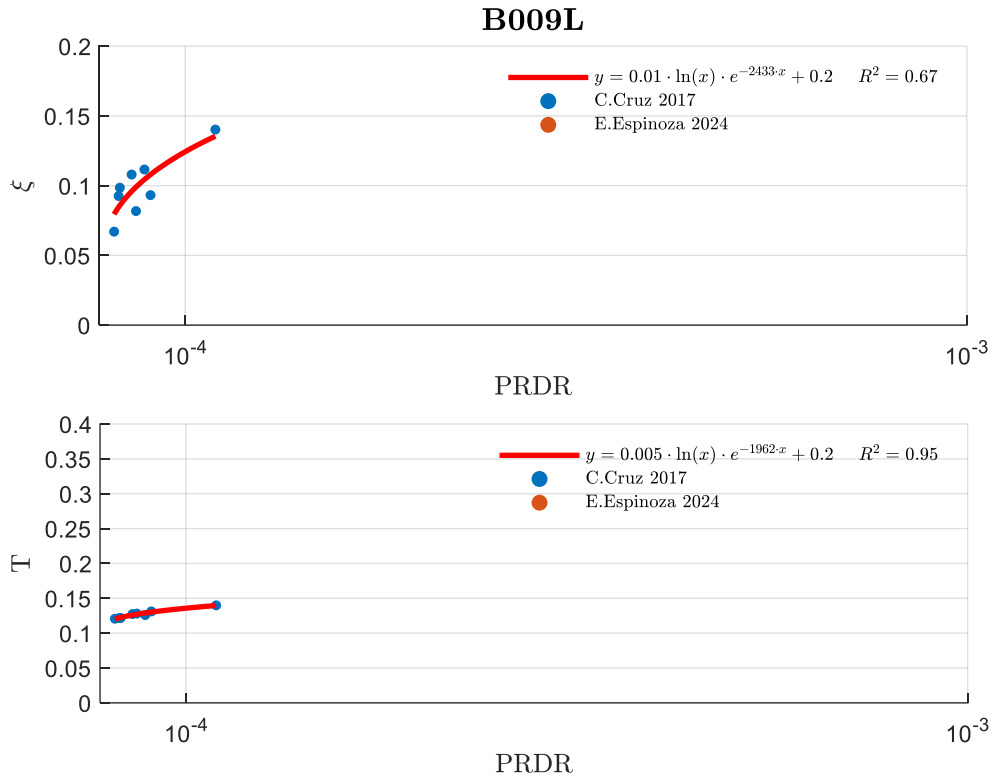


Figura A. 2: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B009 dirección longitudinal.

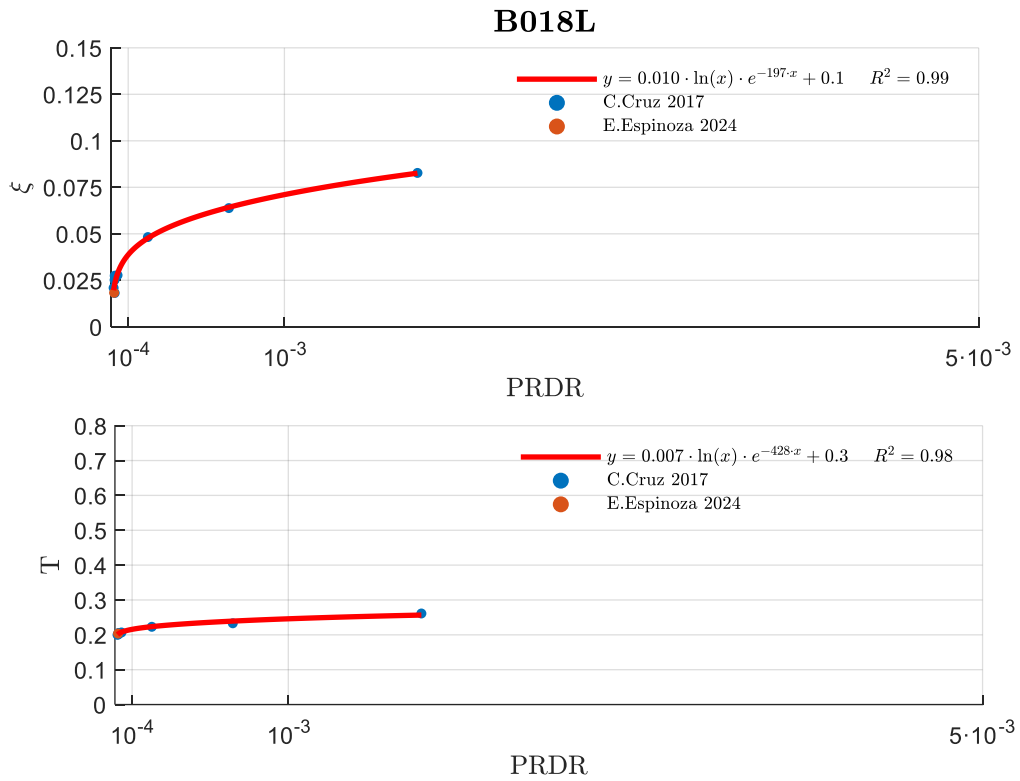


Figura A. 3: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B018 dirección longitudinal.

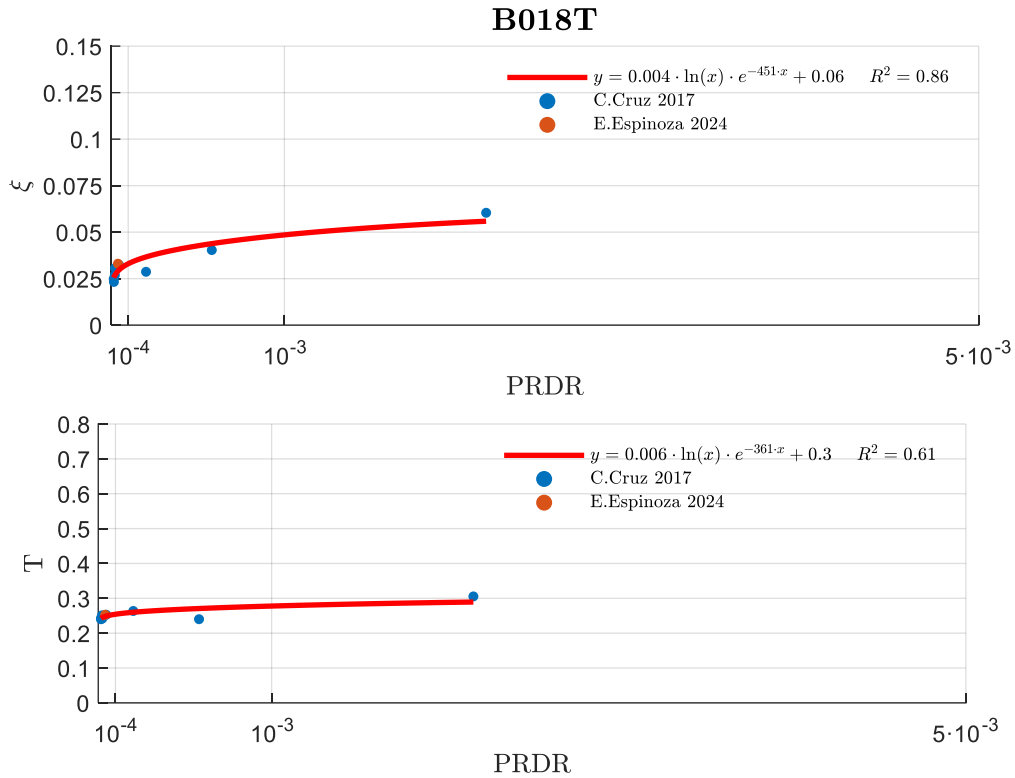


Figura A. 4: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B018 dirección transversal.

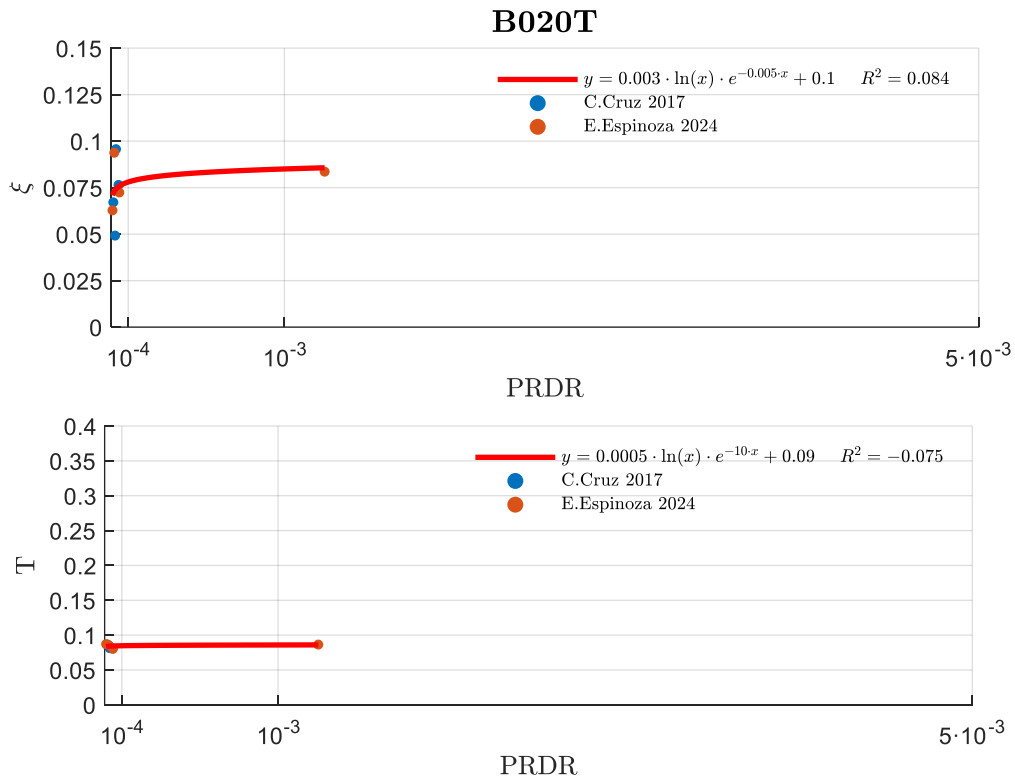


Figura A. 5: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B020 dirección transversal.

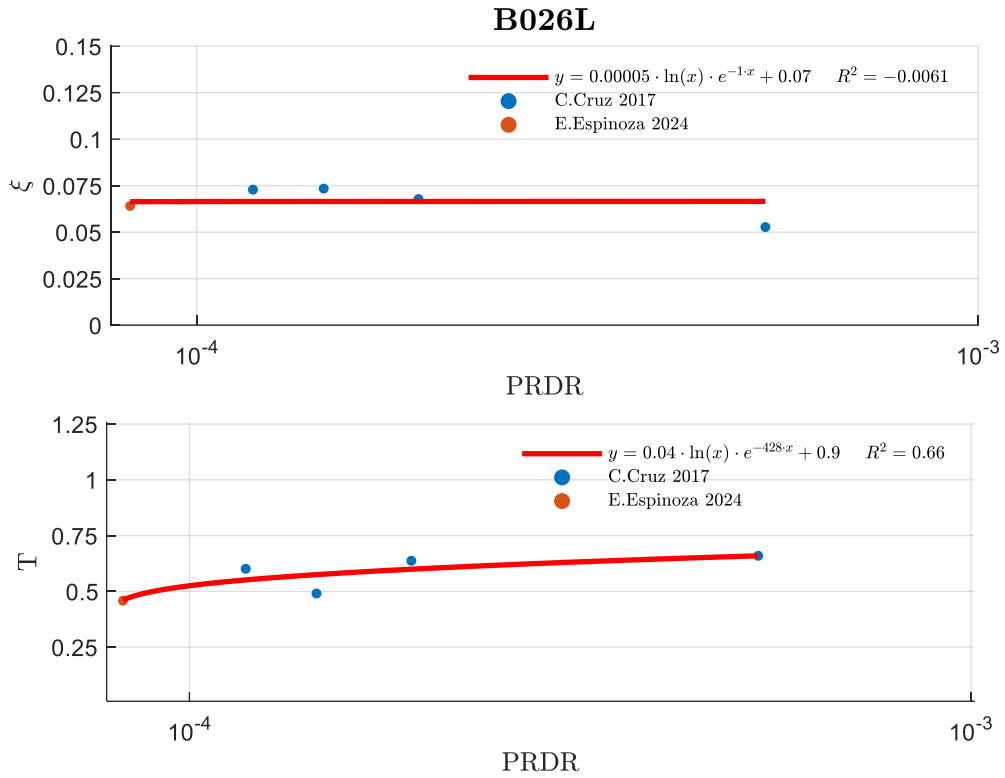


Figura A. 6: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B026 dirección longitudinal.

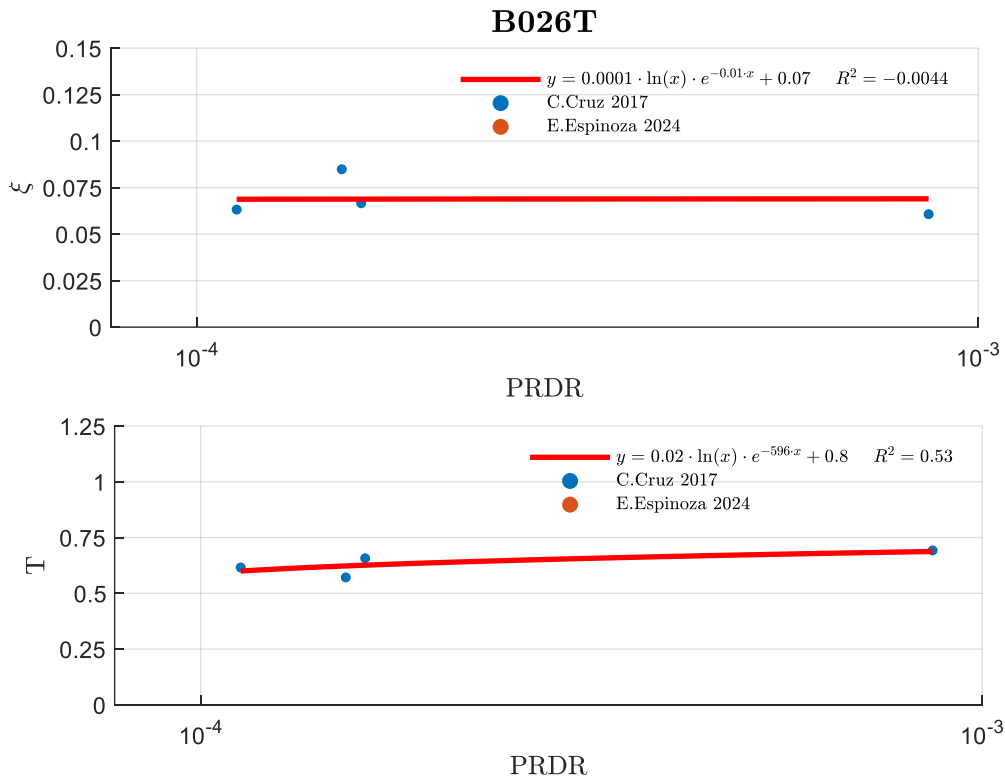


Figura A. 7: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B026 dirección transversal.

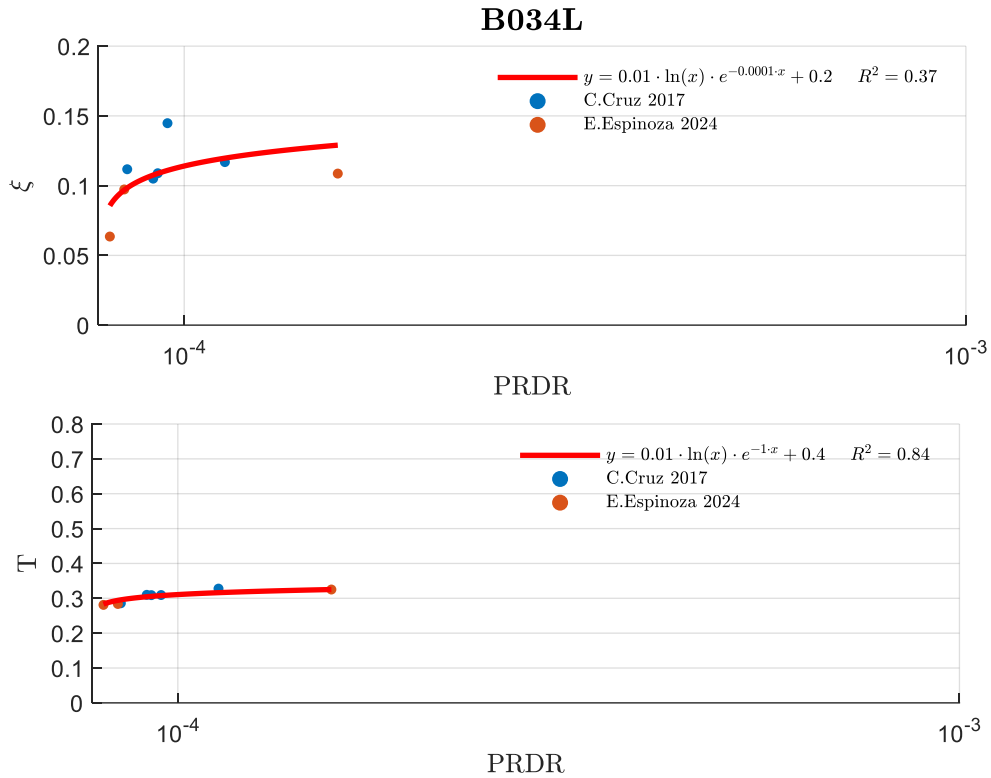


Figura A. 8: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B034 dirección longitudinal.

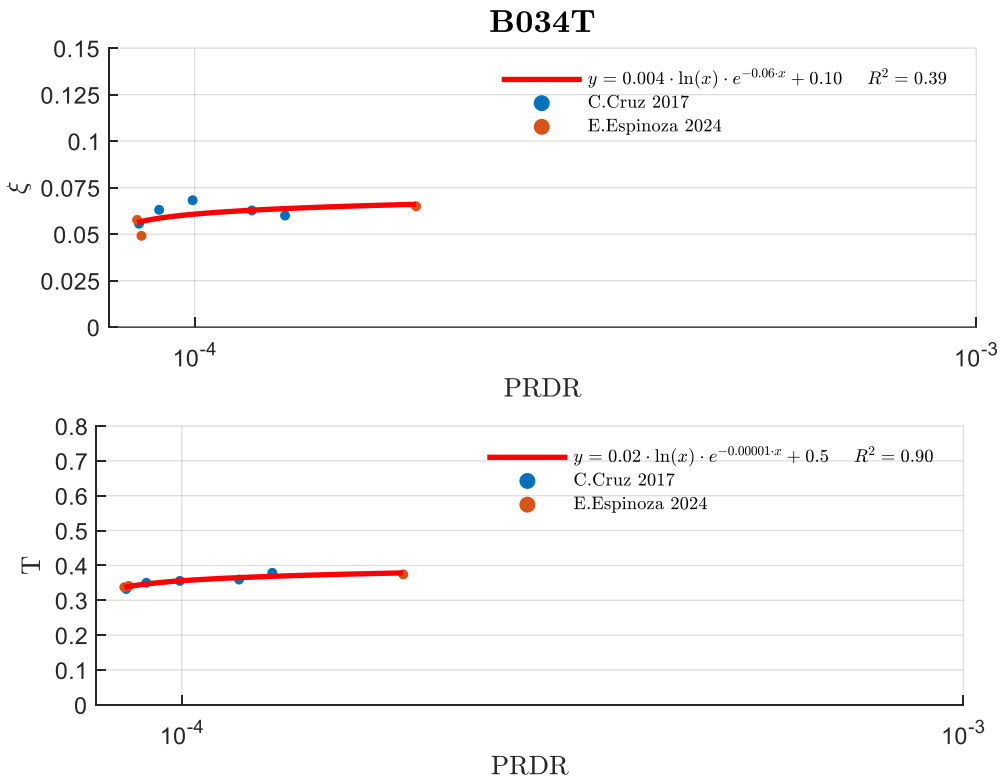


Figura A. 9: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B034 dirección transversal.

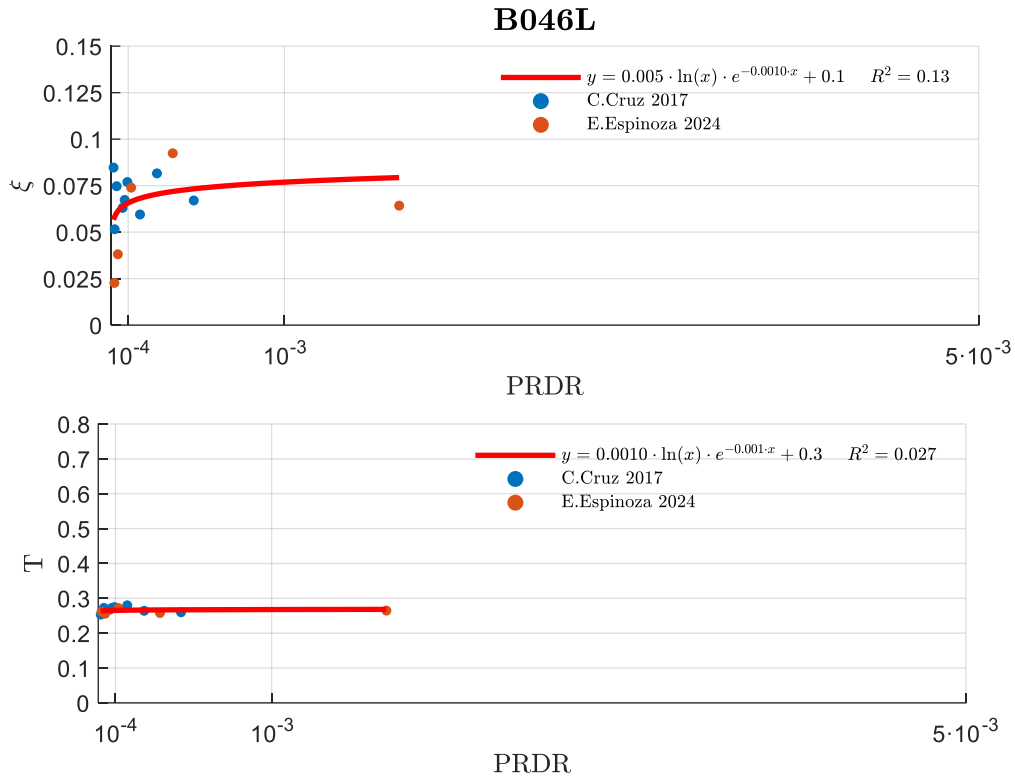


Figura A. 10: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B046 dirección longitudinal.

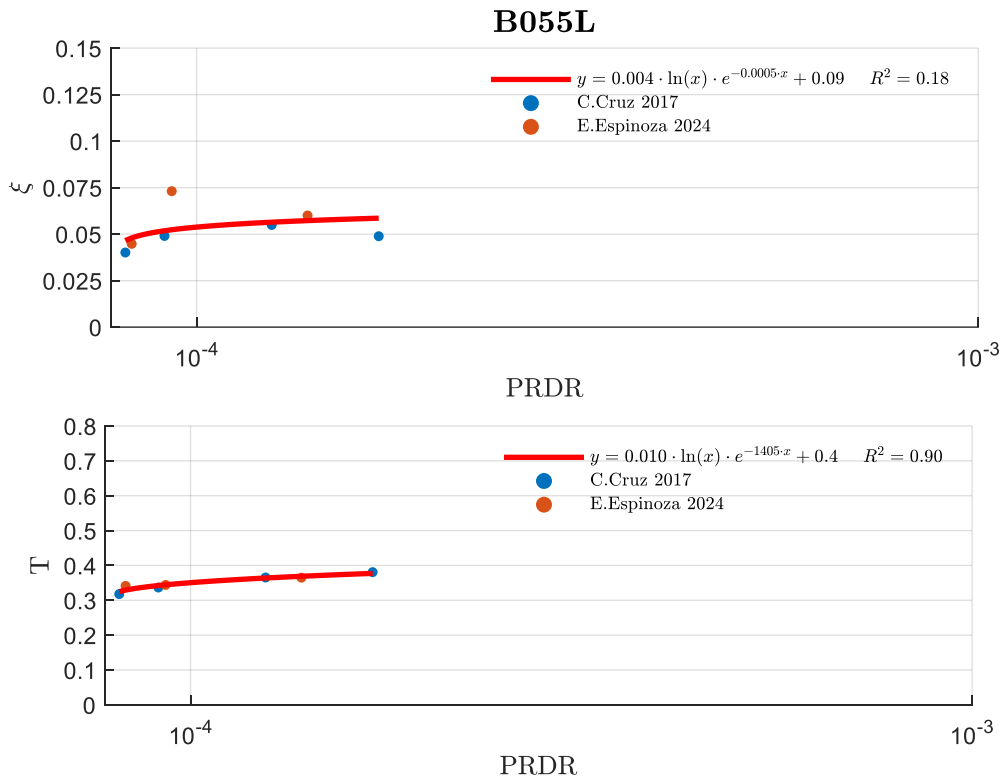


Figura A. 11: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B055 dirección longitudinal.

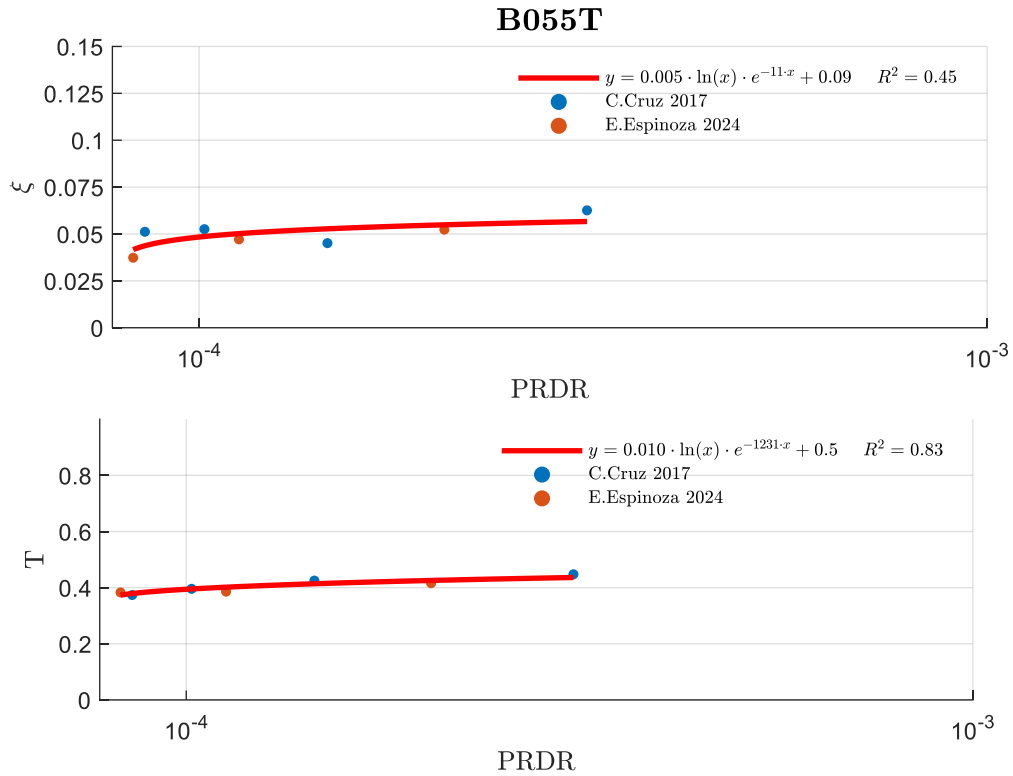


Figura A. 12: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B055 dirección transversal.

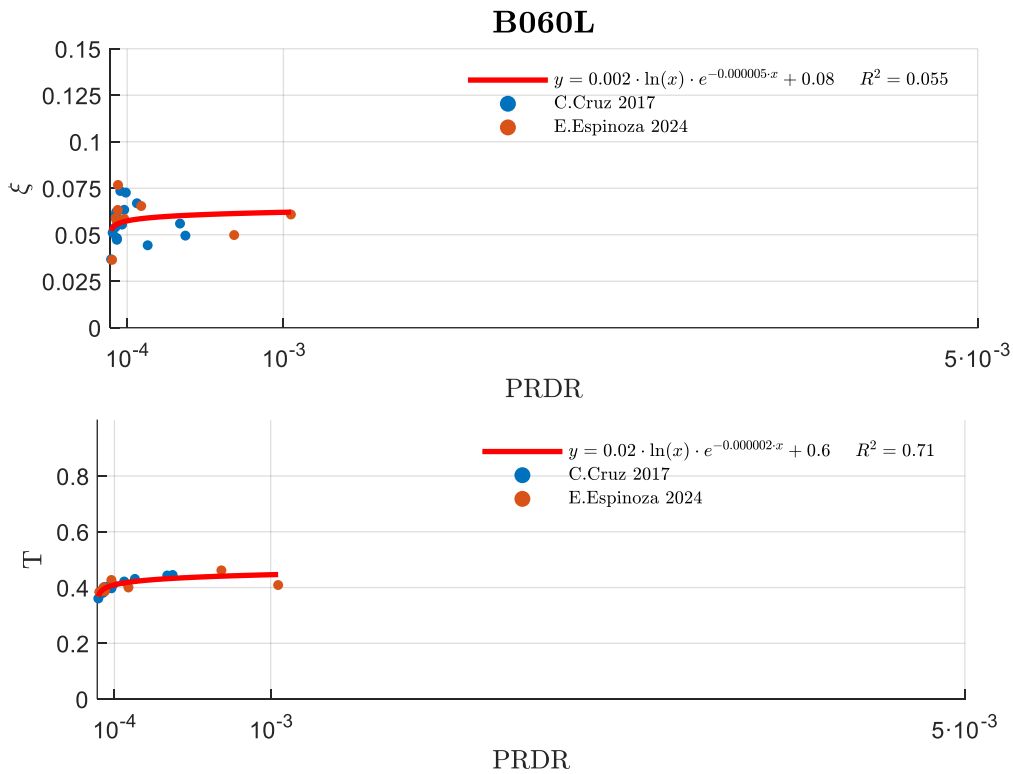


Figura A. 13: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B060 dirección longitudinal.

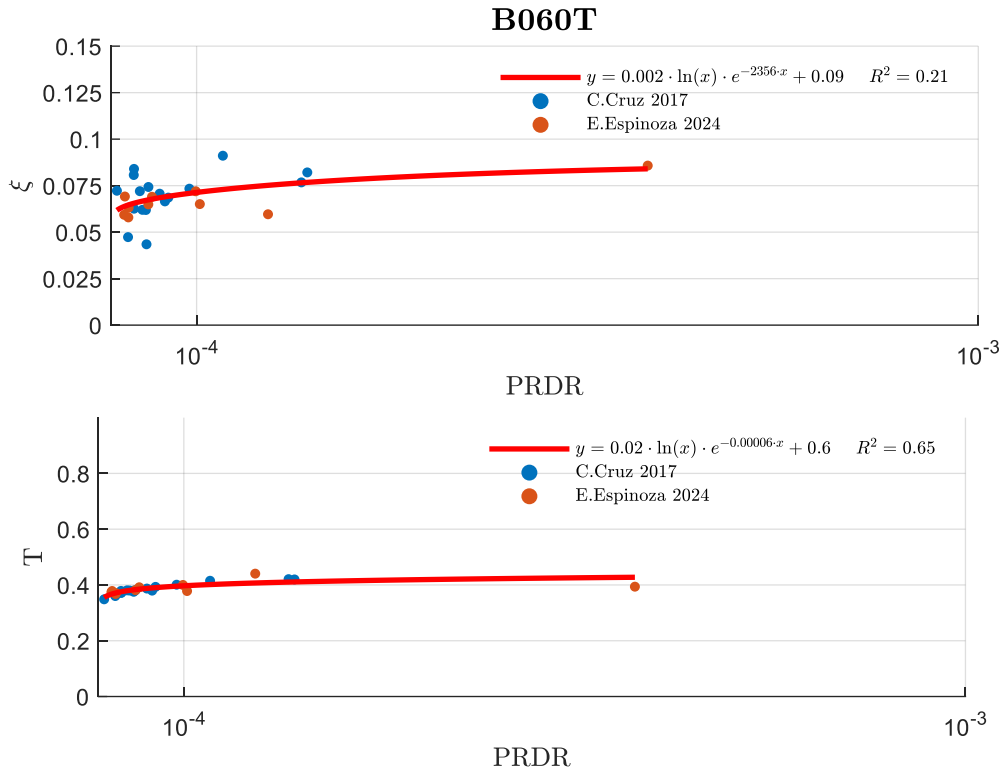


Figura A. 14: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B060 dirección transversal.

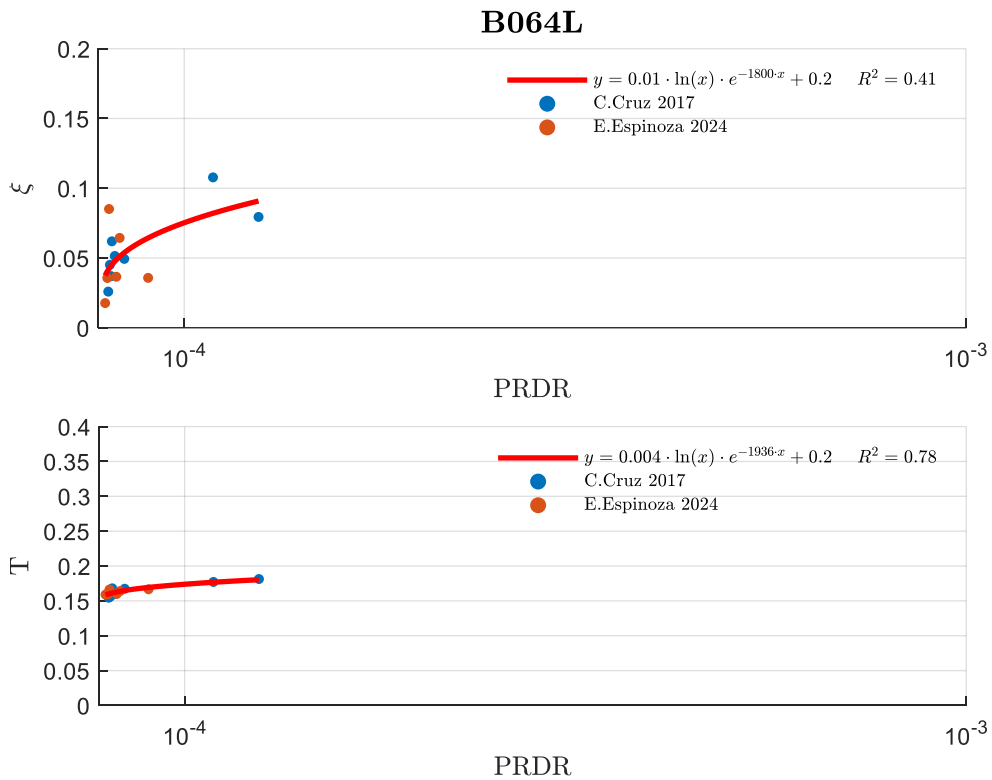


Figura A. 15: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B064 dirección longitudinal.

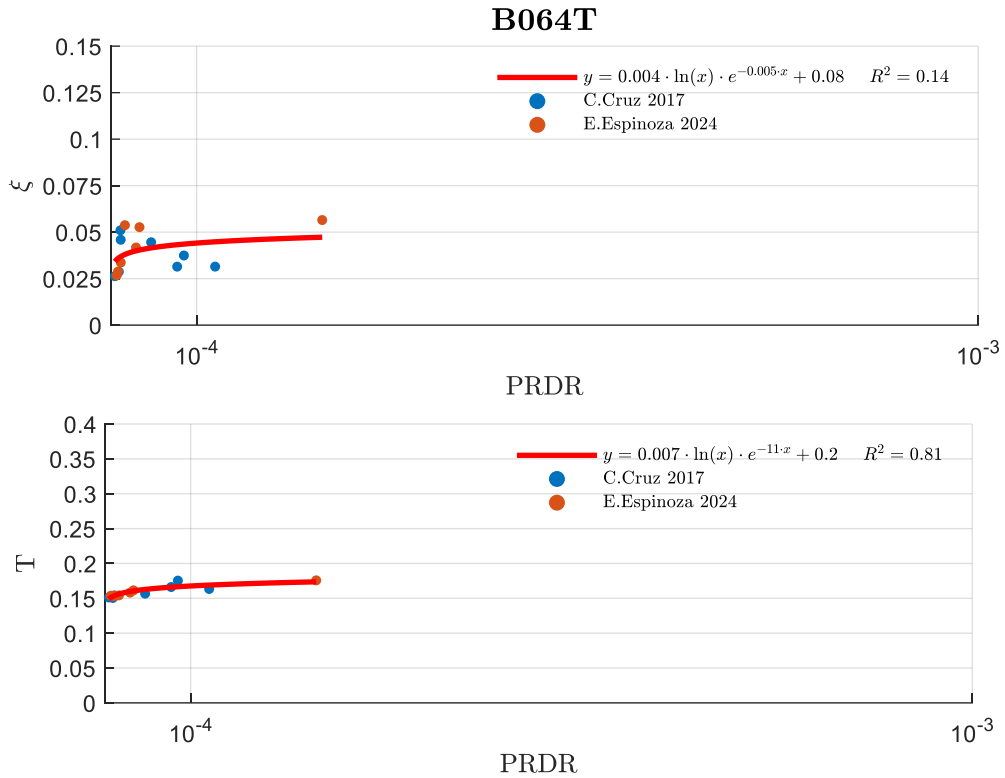


Figura A. 16: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B064 dirección transversal.

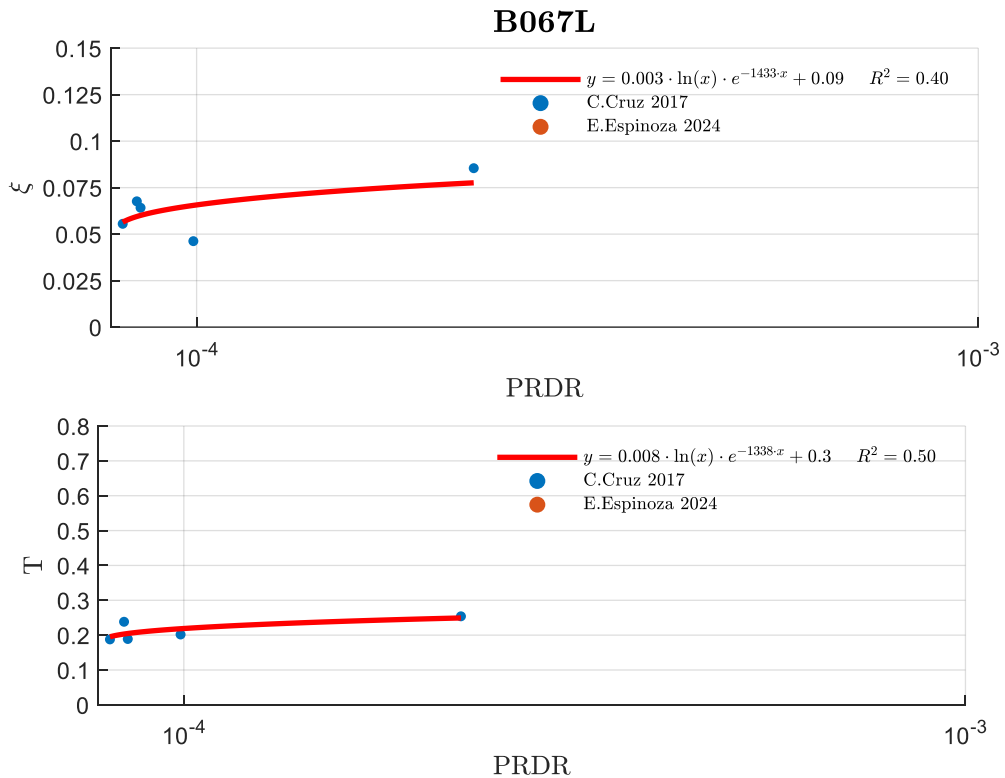


Figura A. 17: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B067 dirección longitudinal.

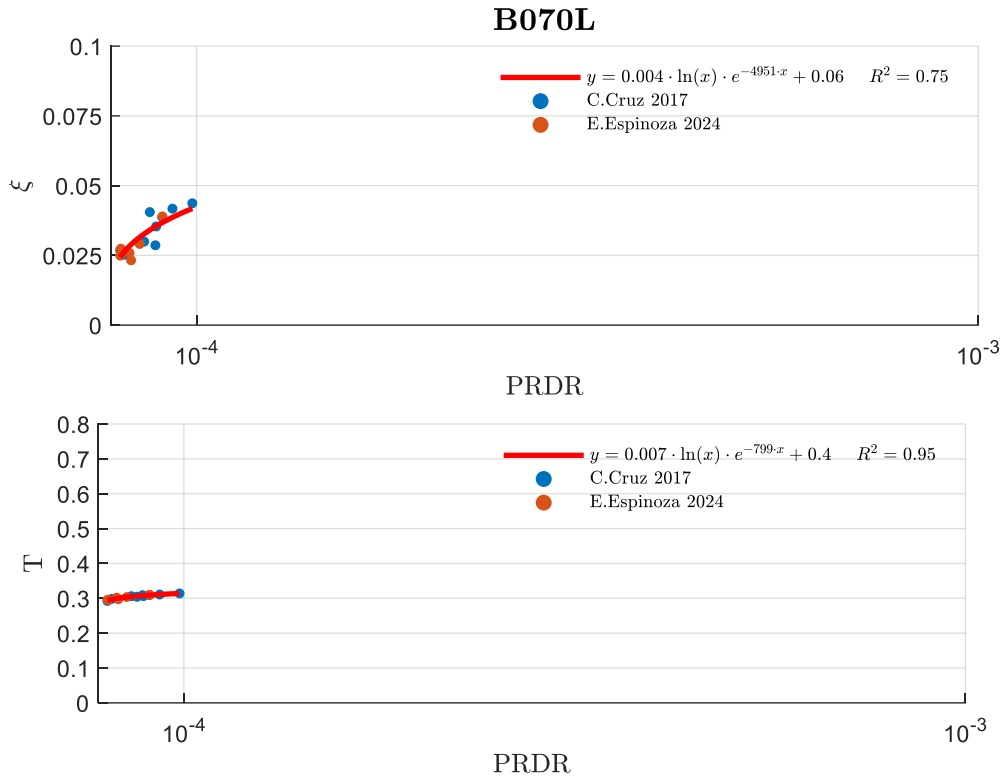


Figura A. 18: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B070 dirección longitudinal.

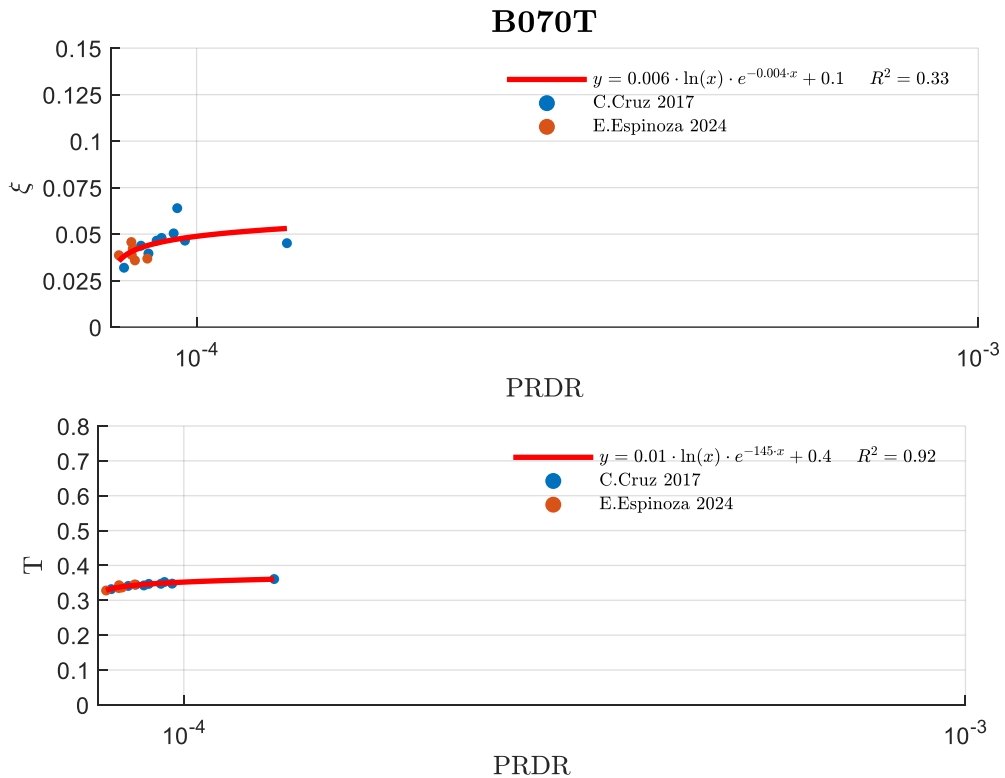


Figura A. 19: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B070 dirección transversal.

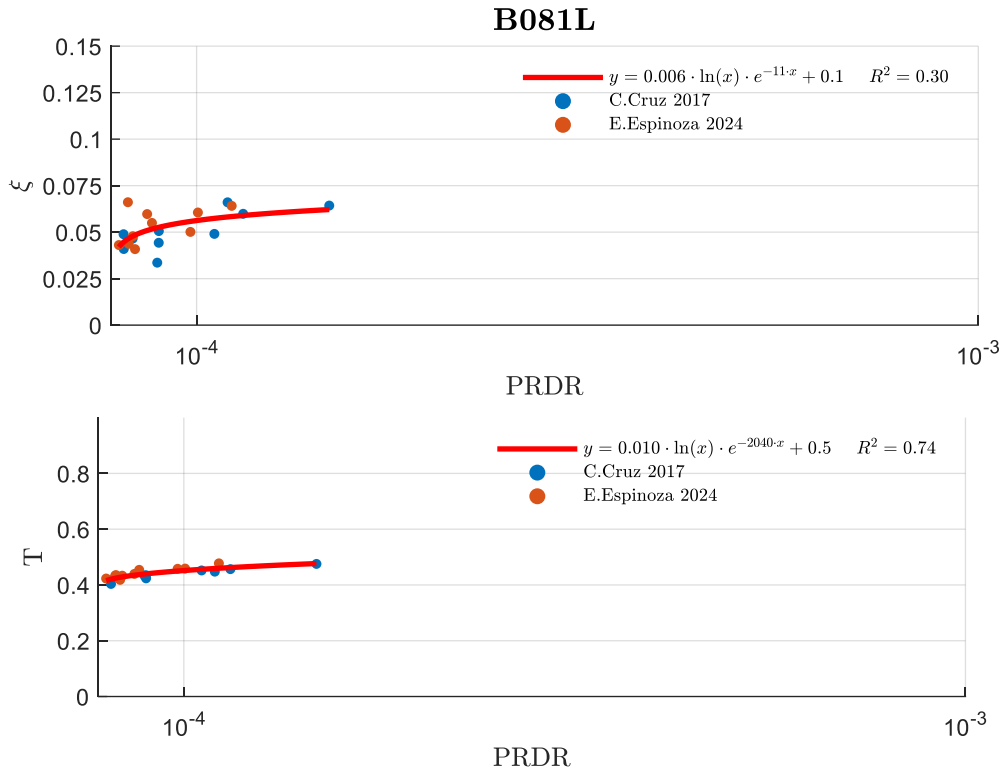


Figura A. 20: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B081 dirección longitudinal.

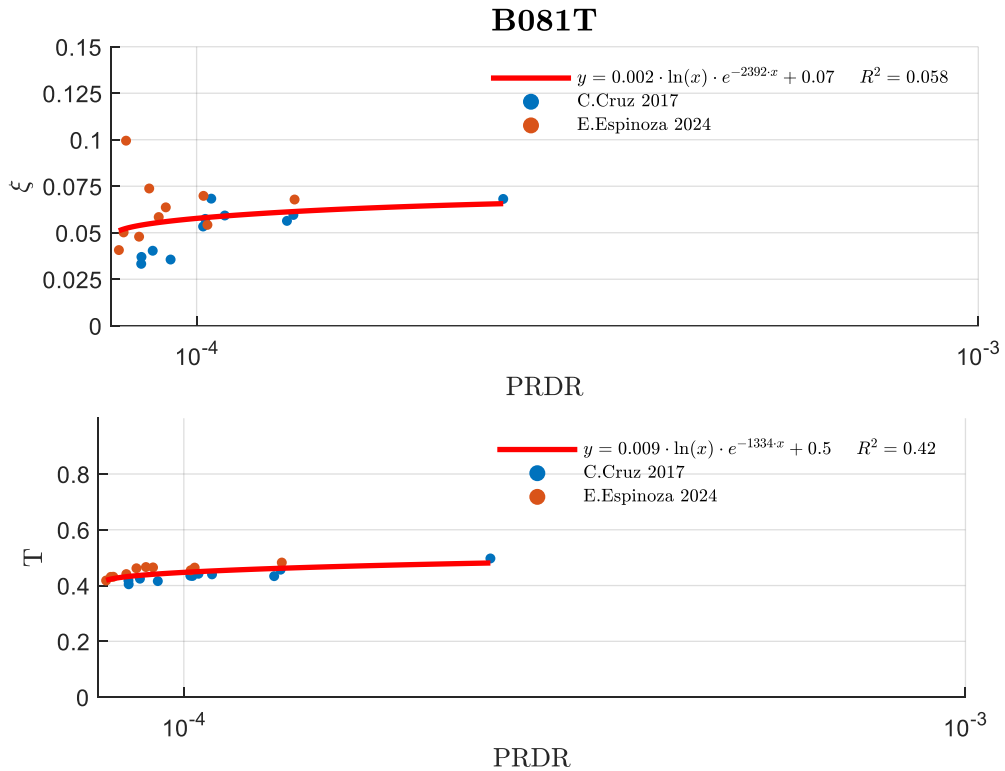


Figura A. 21: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B081 dirección transversal.

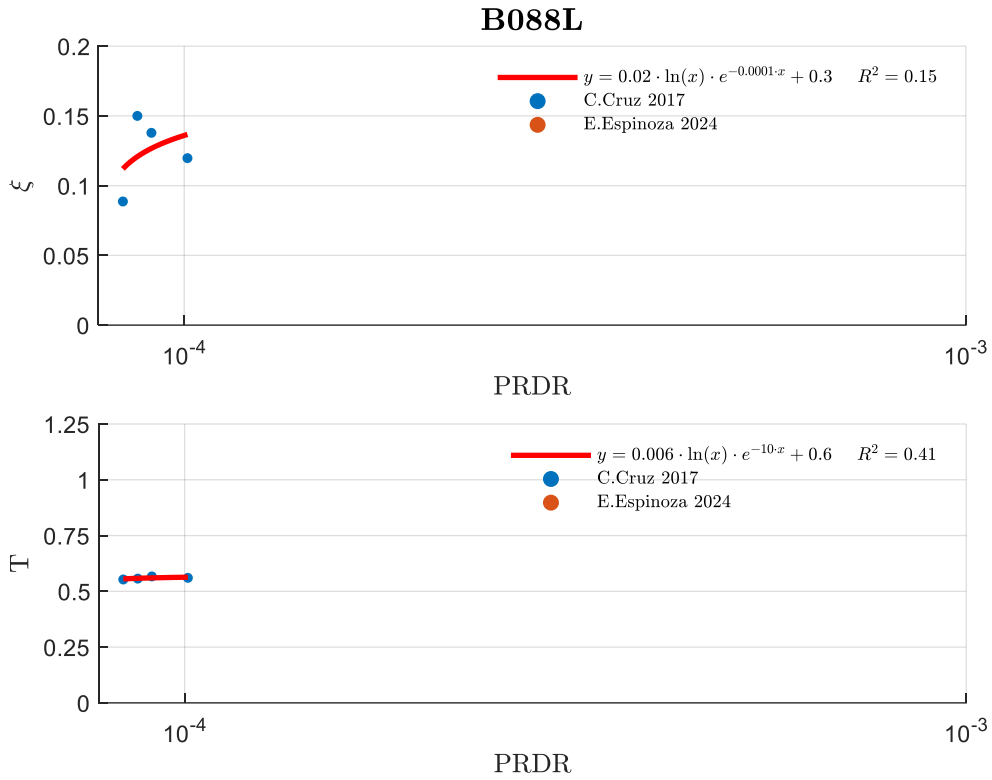


Figura A. 22: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B088 dirección longitudinal.

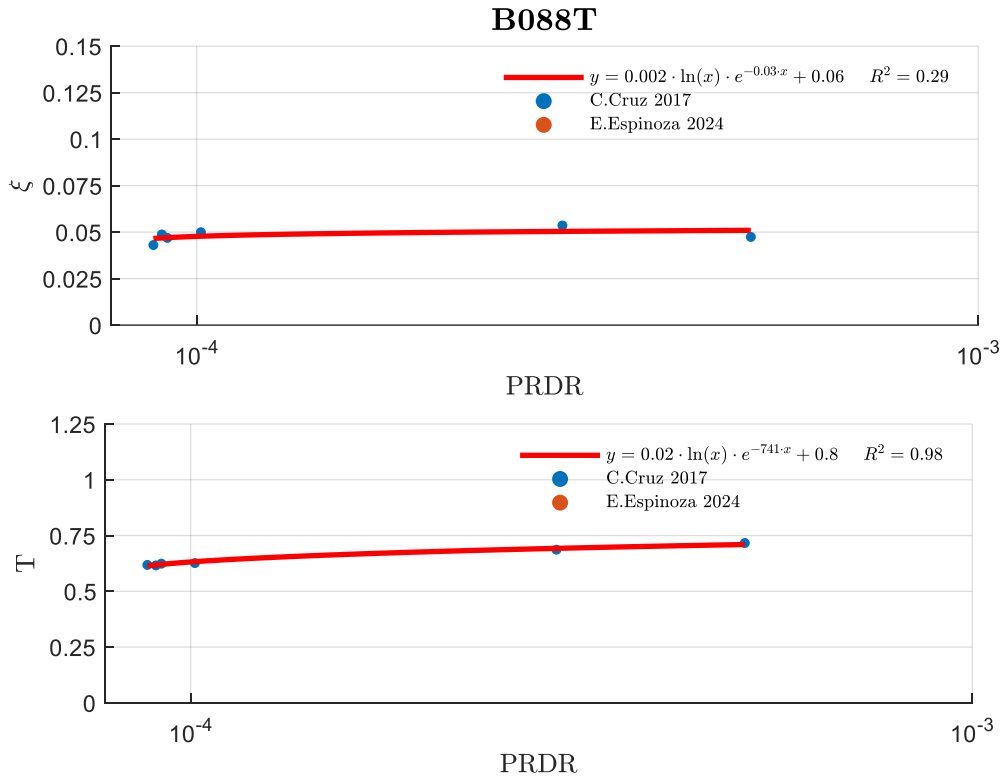


Figura A. 23: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B088 dirección transversal.

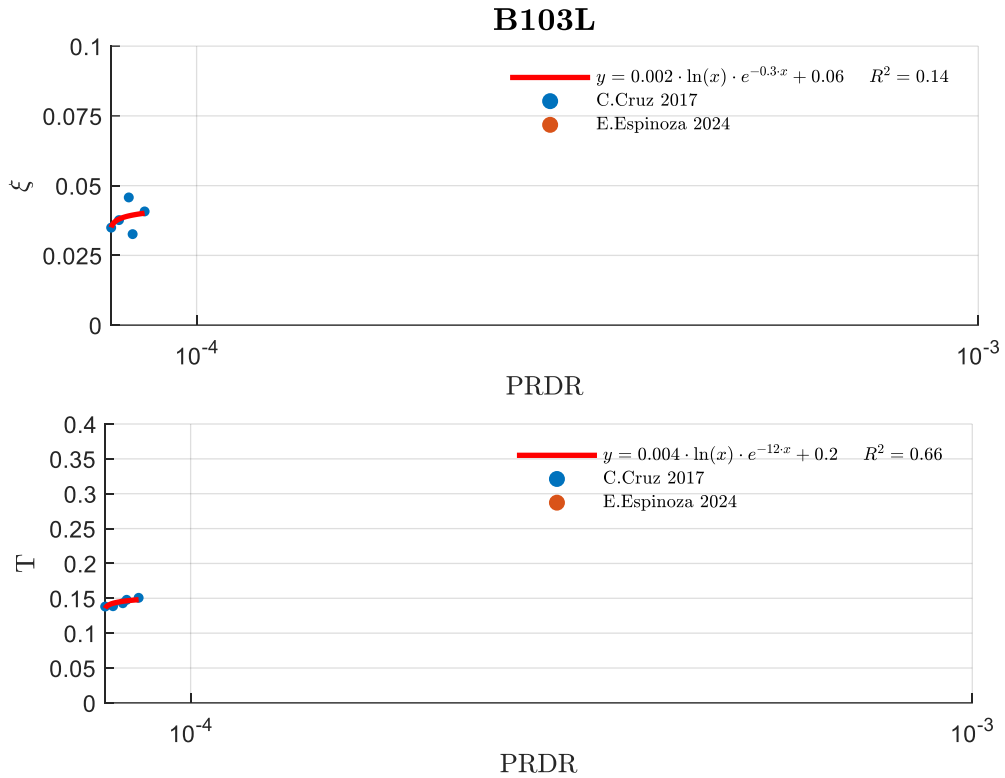


Figura A. 24: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B103 dirección longitudinal.

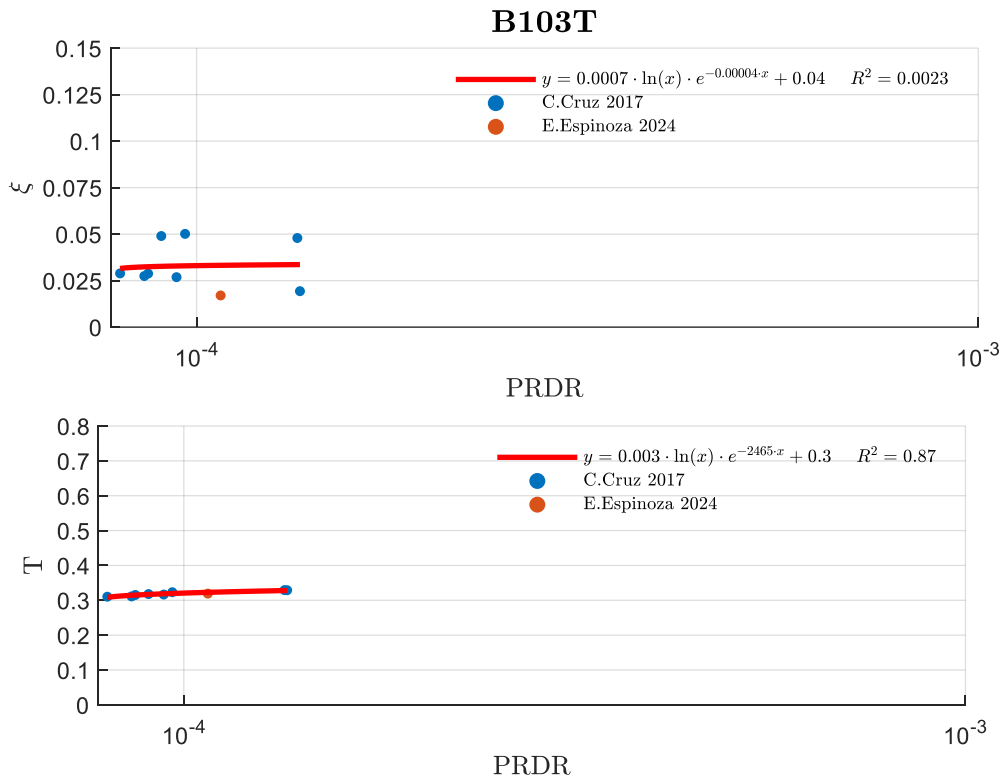


Figura A. 25: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B103 dirección transversal.

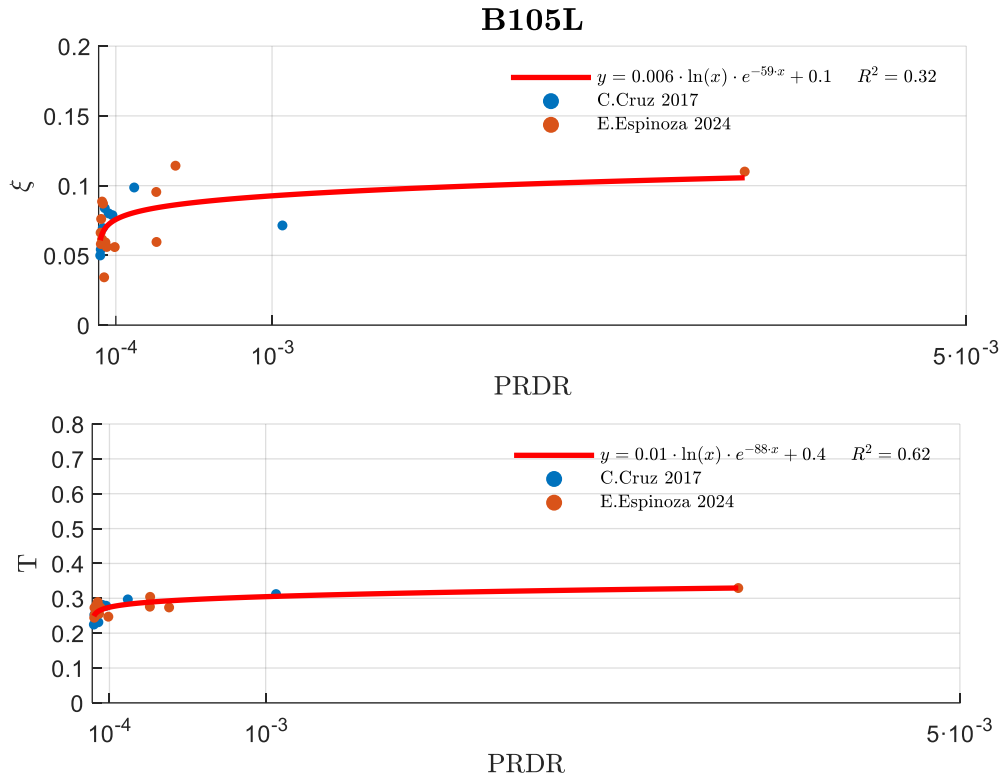


Figura A. 26: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B105 dirección longitudinal.

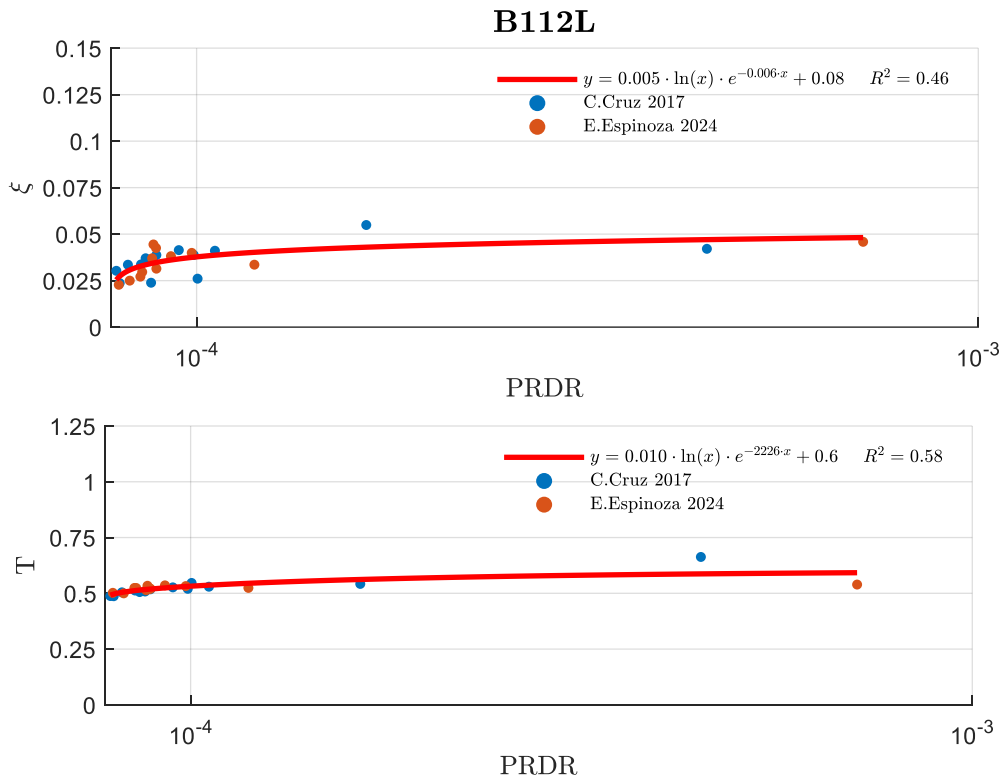


Figura A. 27: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B112 dirección longitudinal.

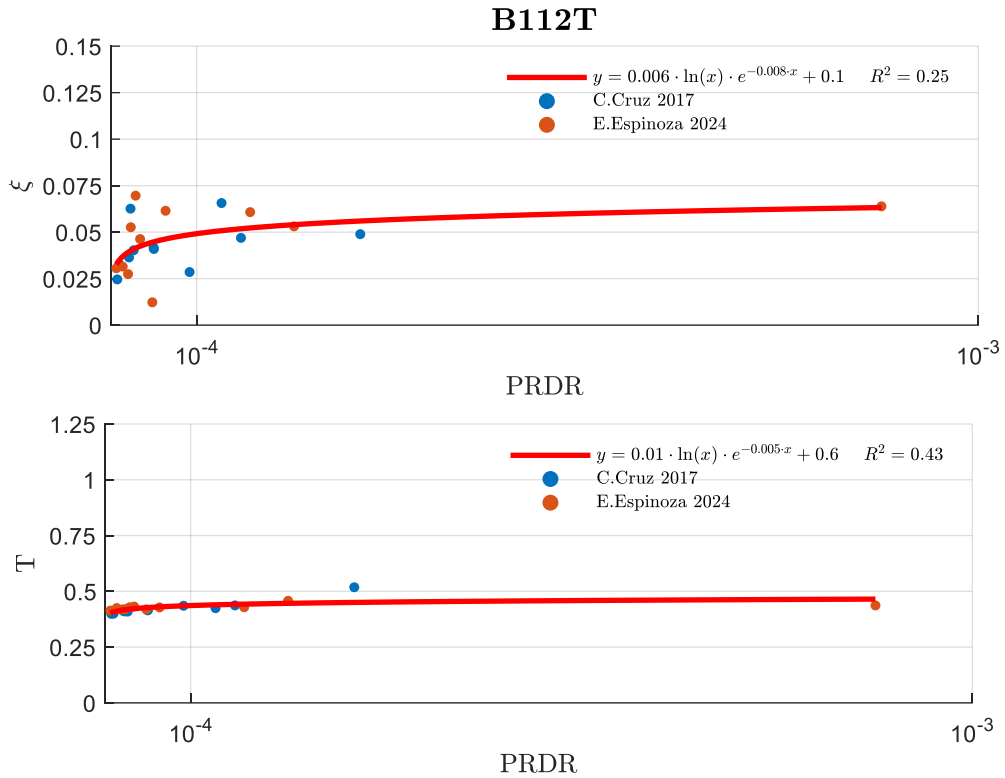


Figura A. 28: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B112 dirección transversal.

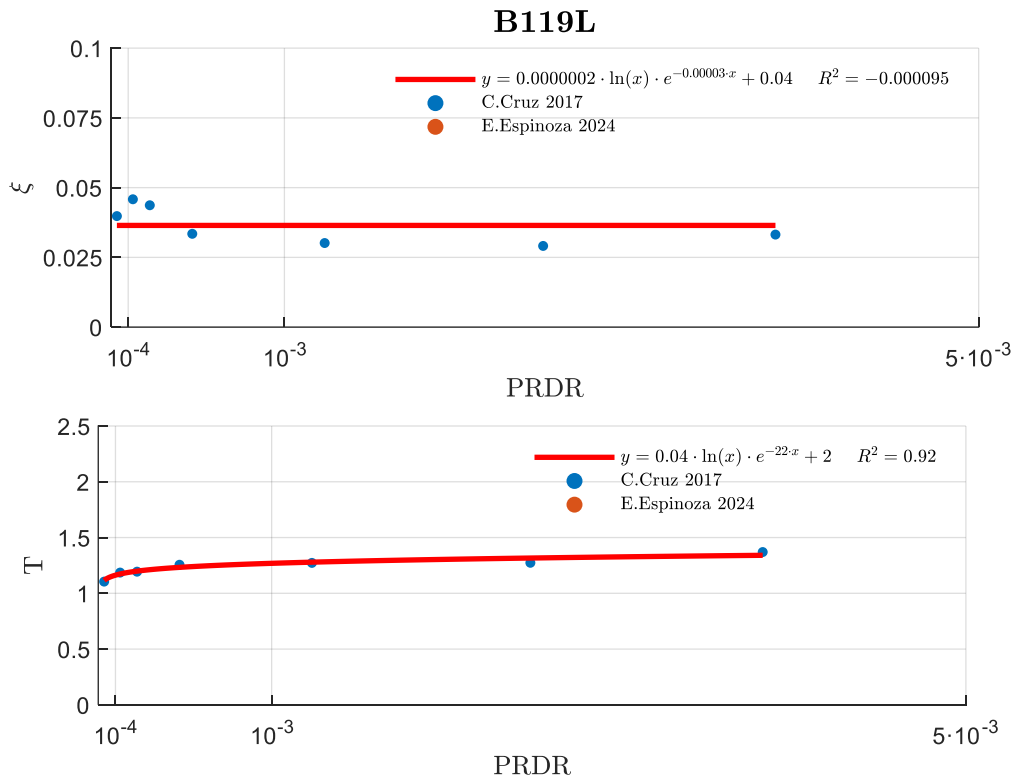


Figura A. 29: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B119 dirección longitudinal.

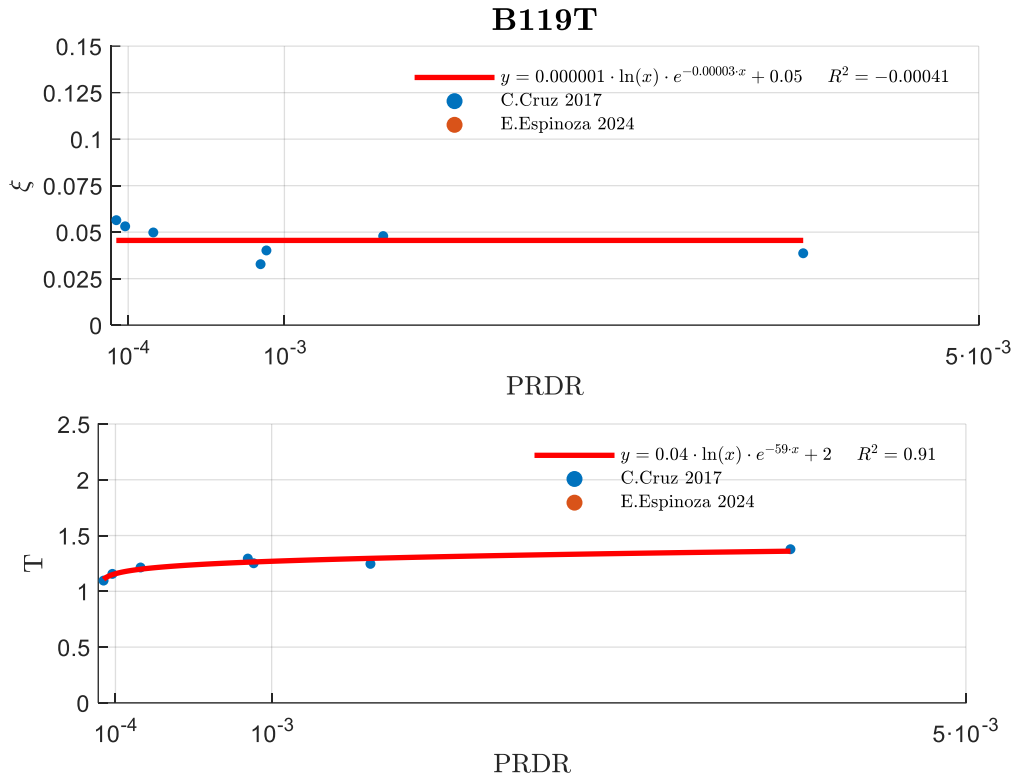


Figura A. 30: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B119 dirección transversal.

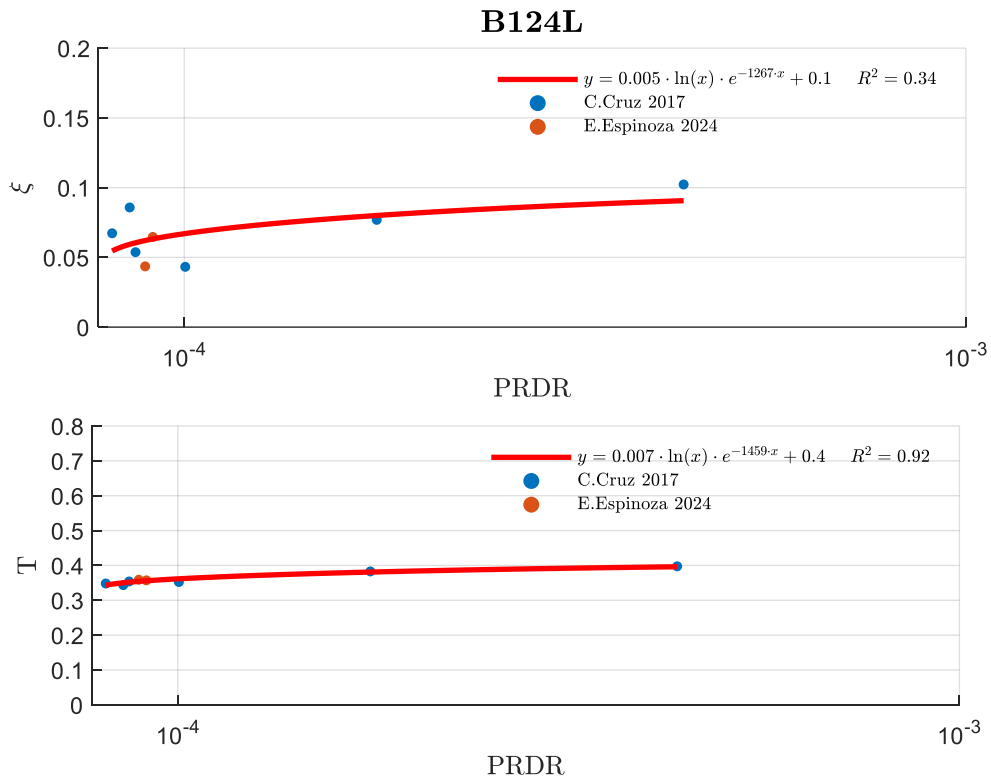


Figura A. 31: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B124 dirección longitudinal.

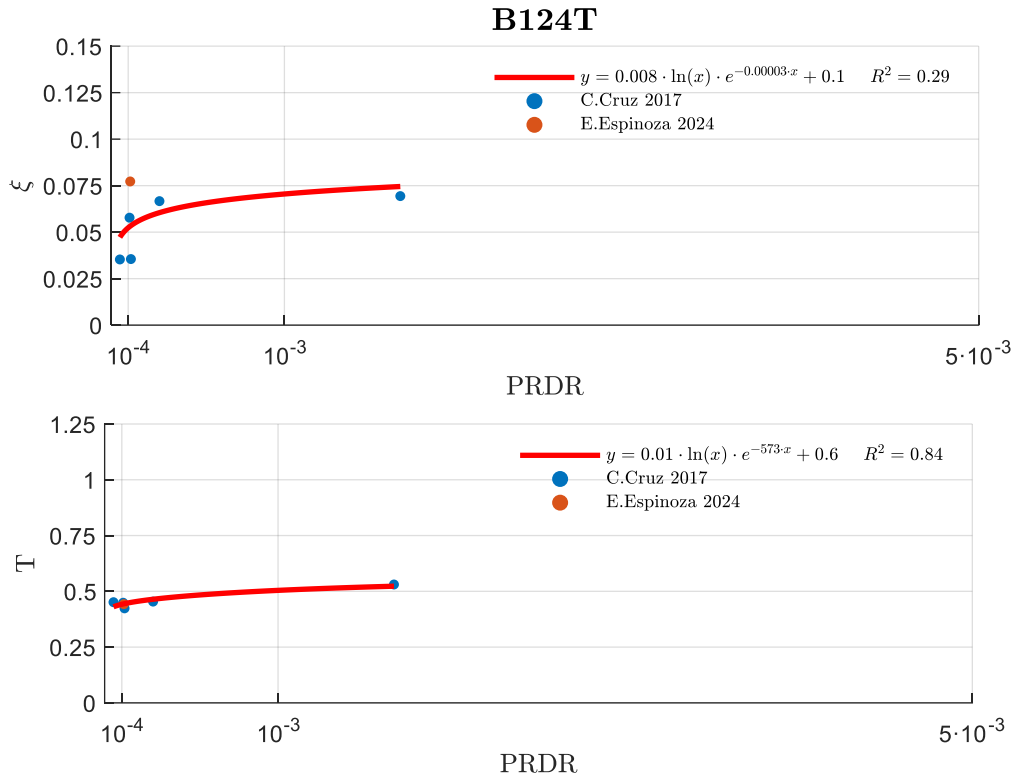


Figura A. 32: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B124 dirección transversal.

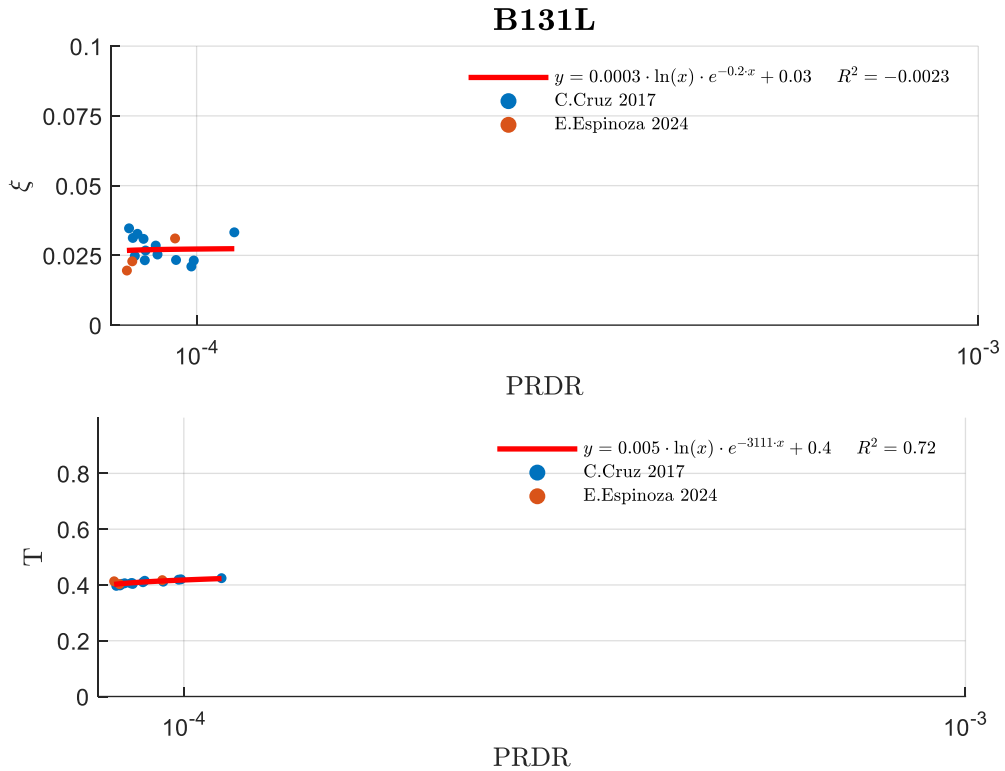


Figura A. 33: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B131 dirección longitudinal.

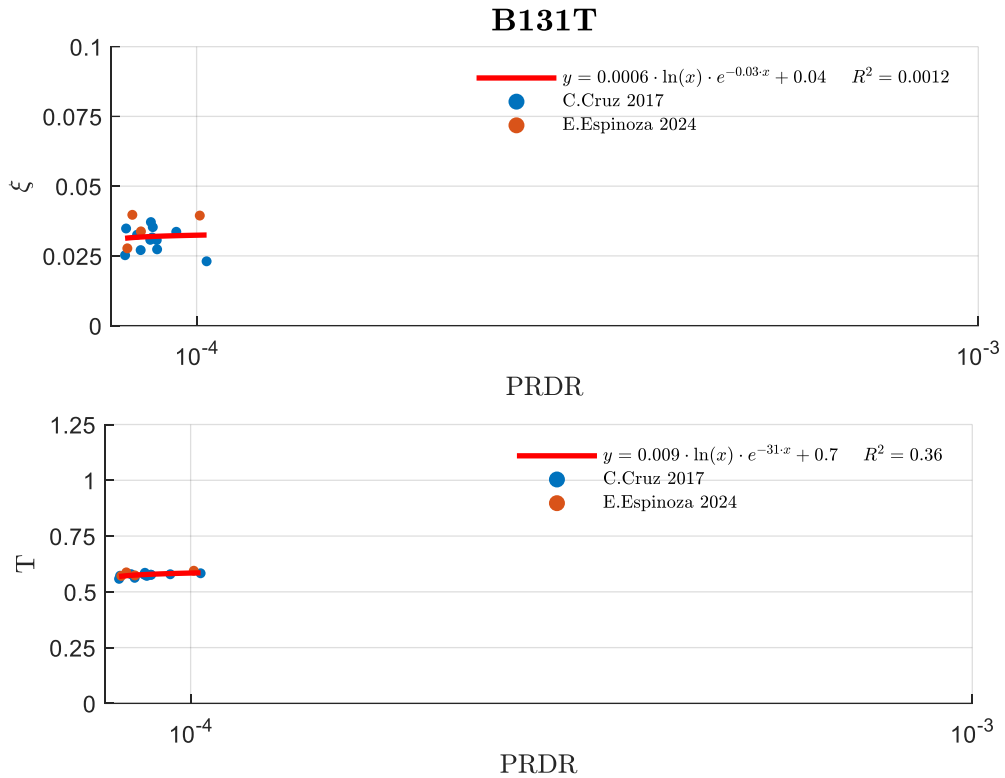


Figura A. 34: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B131 dirección transversal.

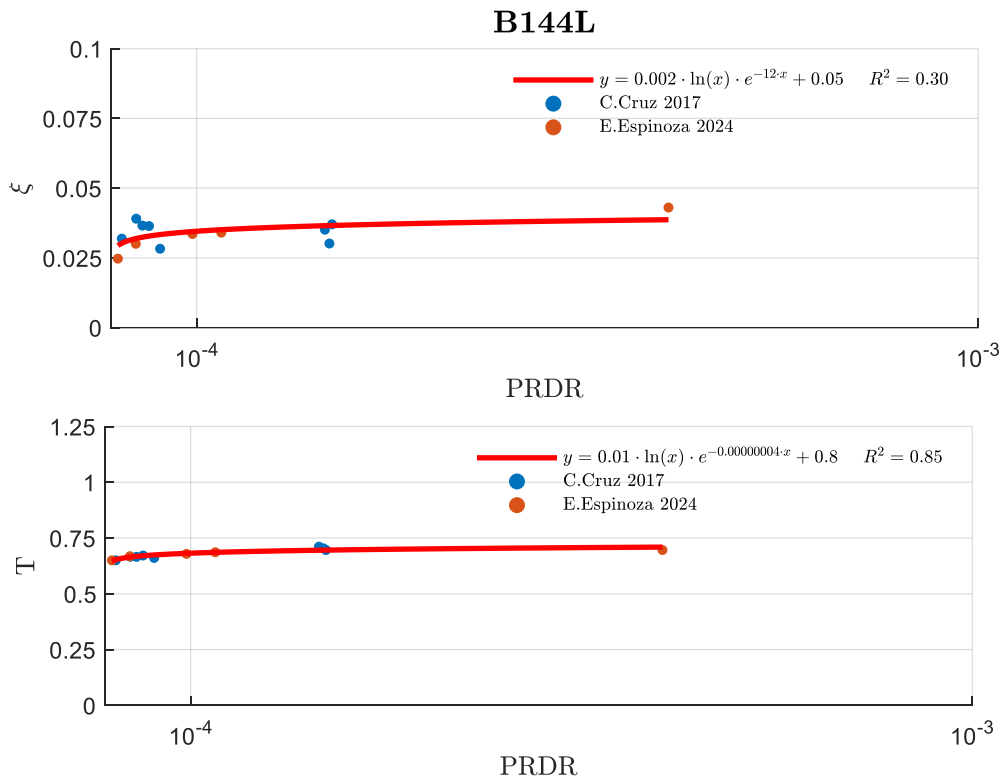


Figura A. 35: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B144 dirección longitudinal.

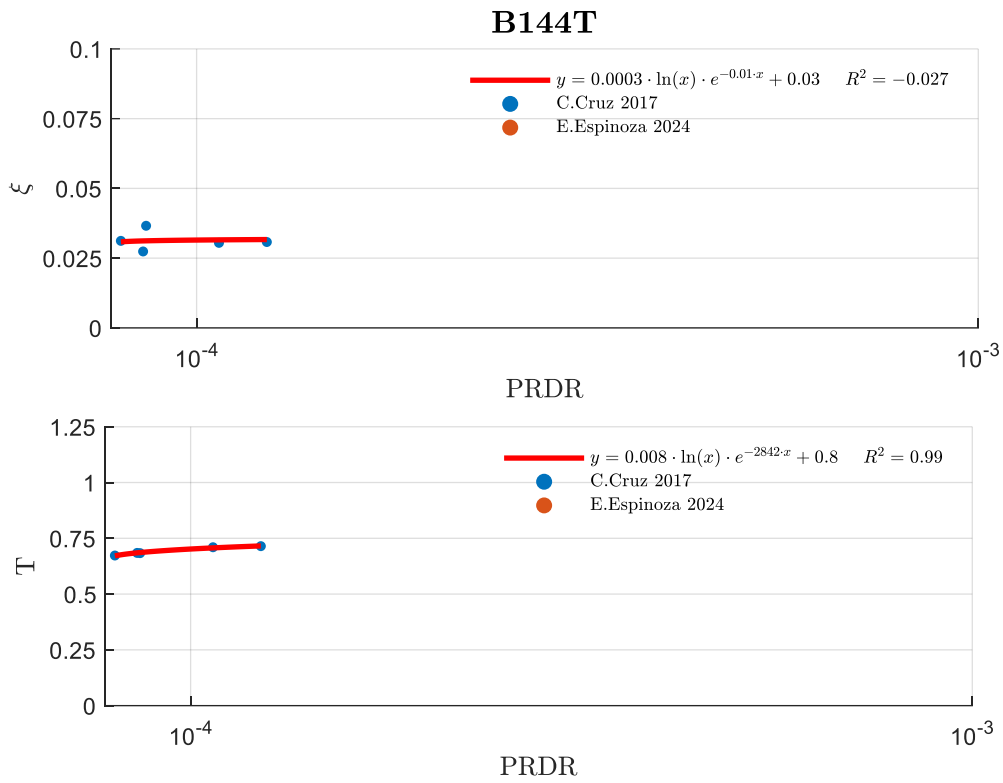


Figura A. 36: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B144 dirección transversal.

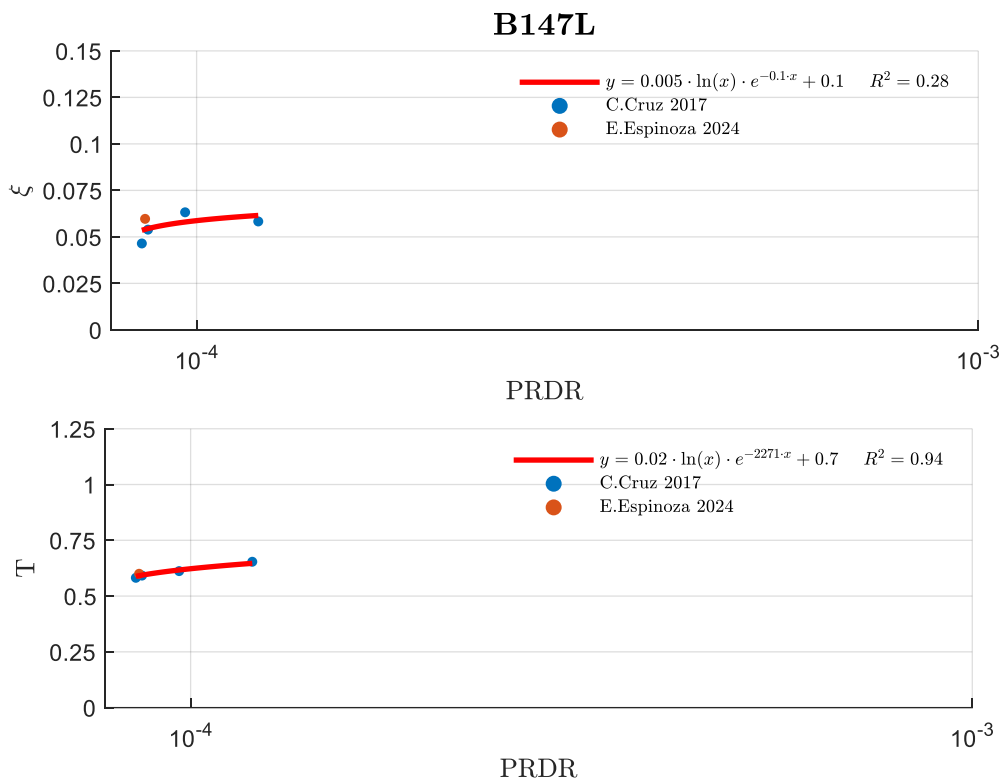


Figura A. 37: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B147 dirección longitudinal.

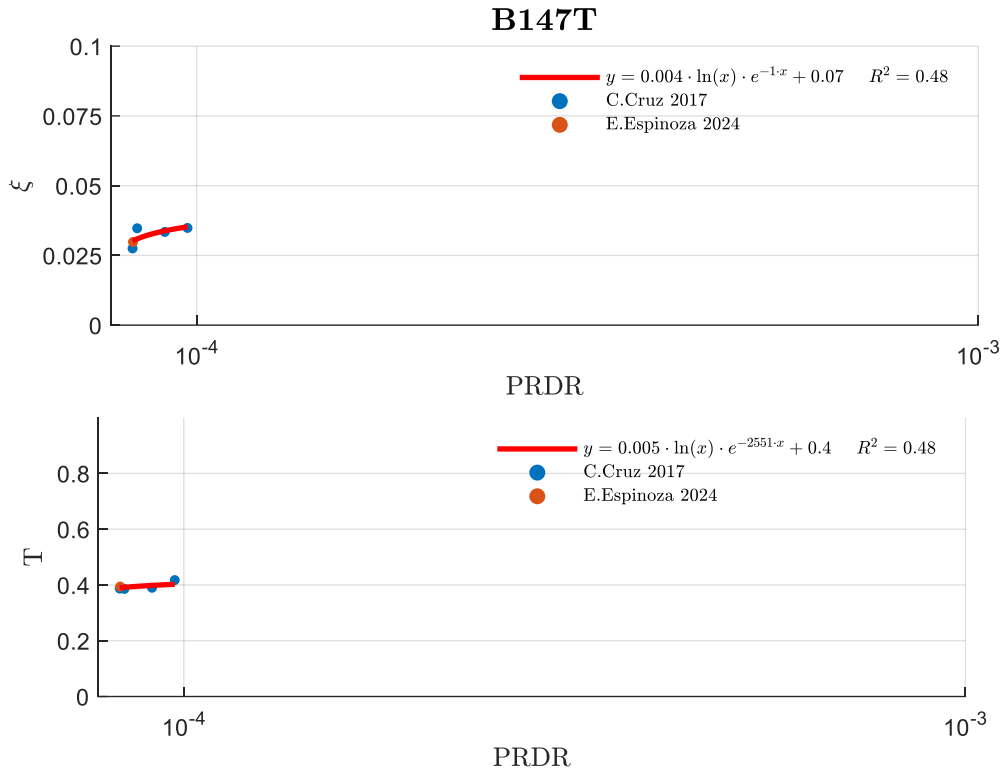


Figura A. 38: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B147 dirección transversal.

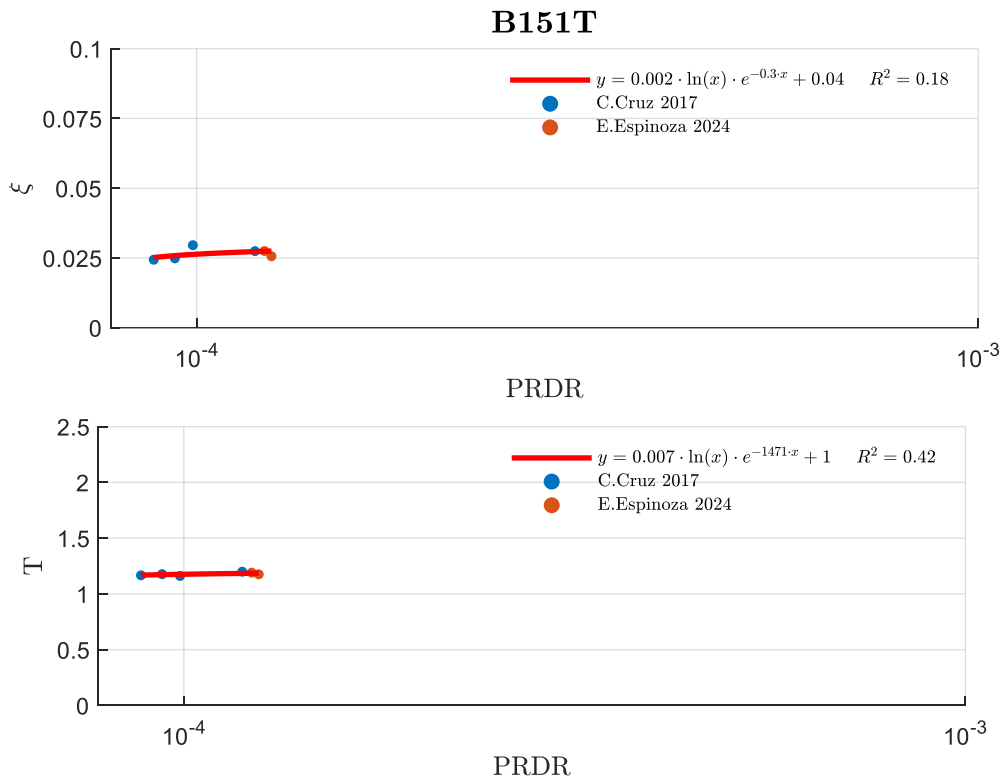


Figura A. 39: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B151 dirección transversal.

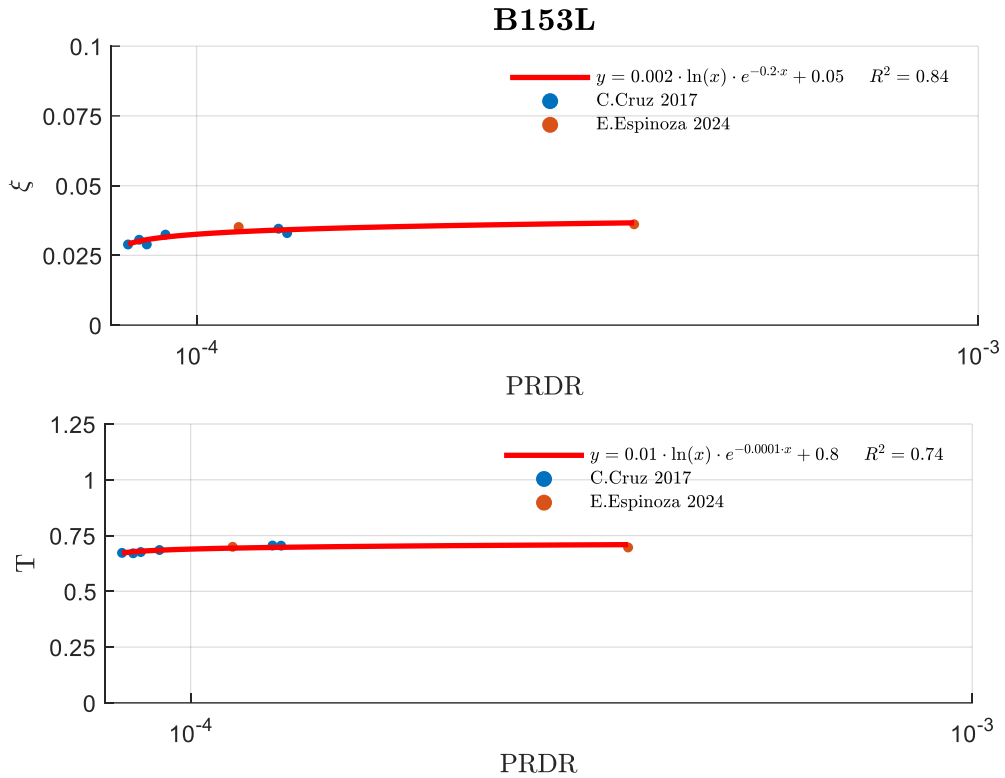


Figura A. 40: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B153 dirección longitudinal.

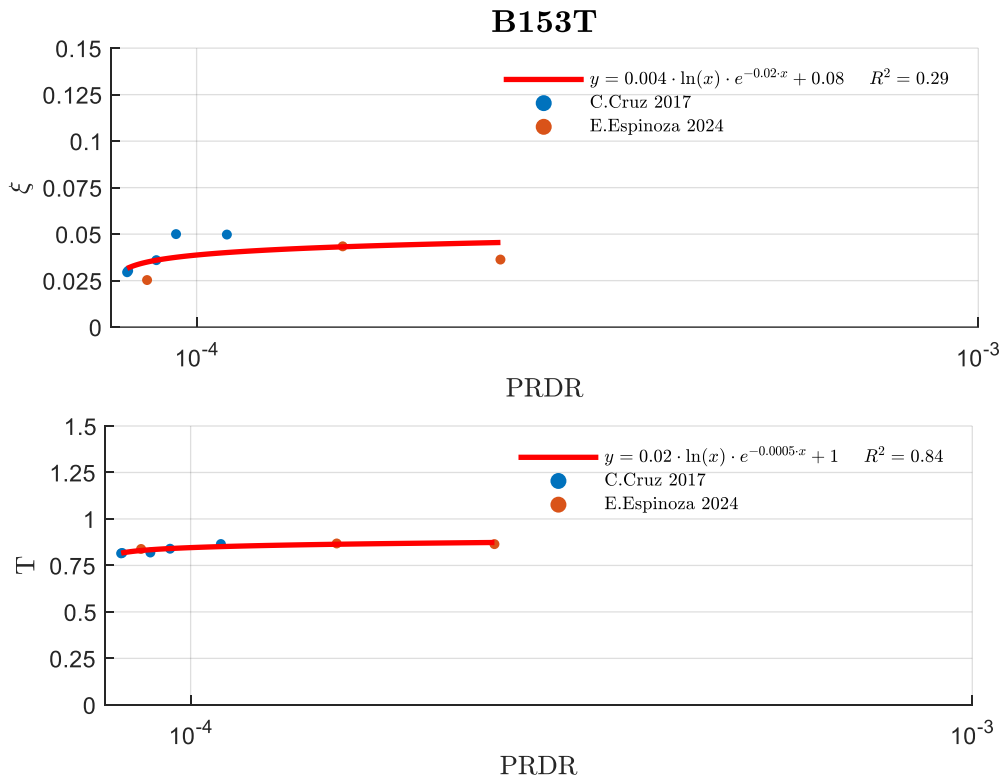


Figura A. 41: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B153 dirección transversal.

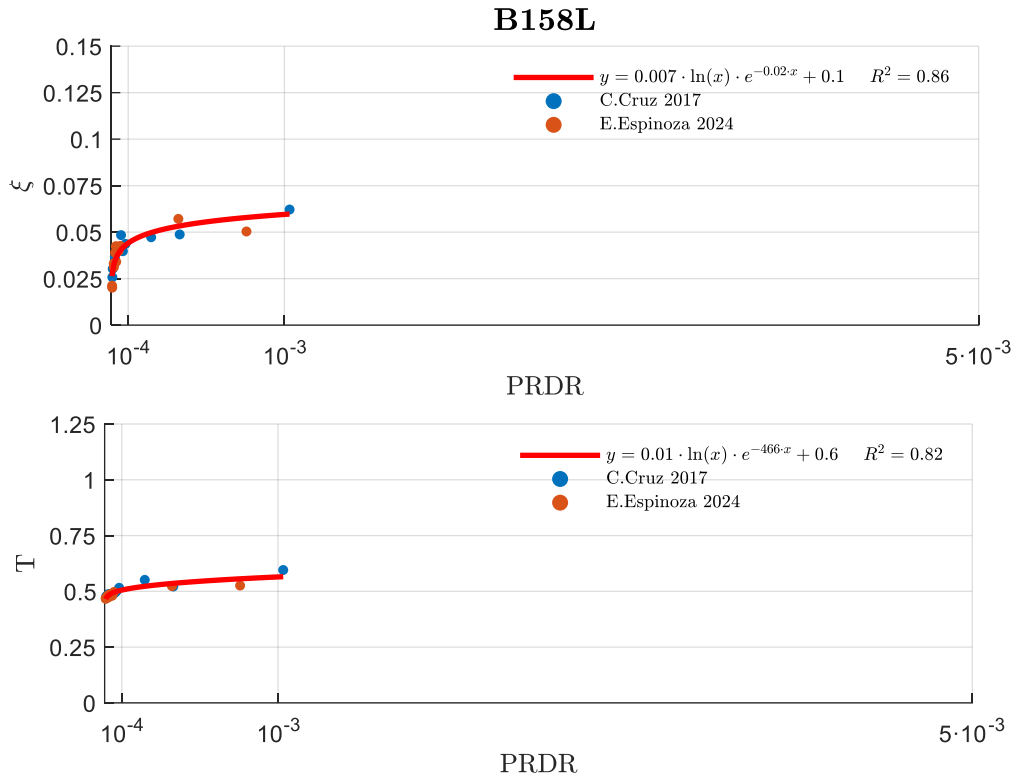


Figura A. 42: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B158 dirección longitudinal.

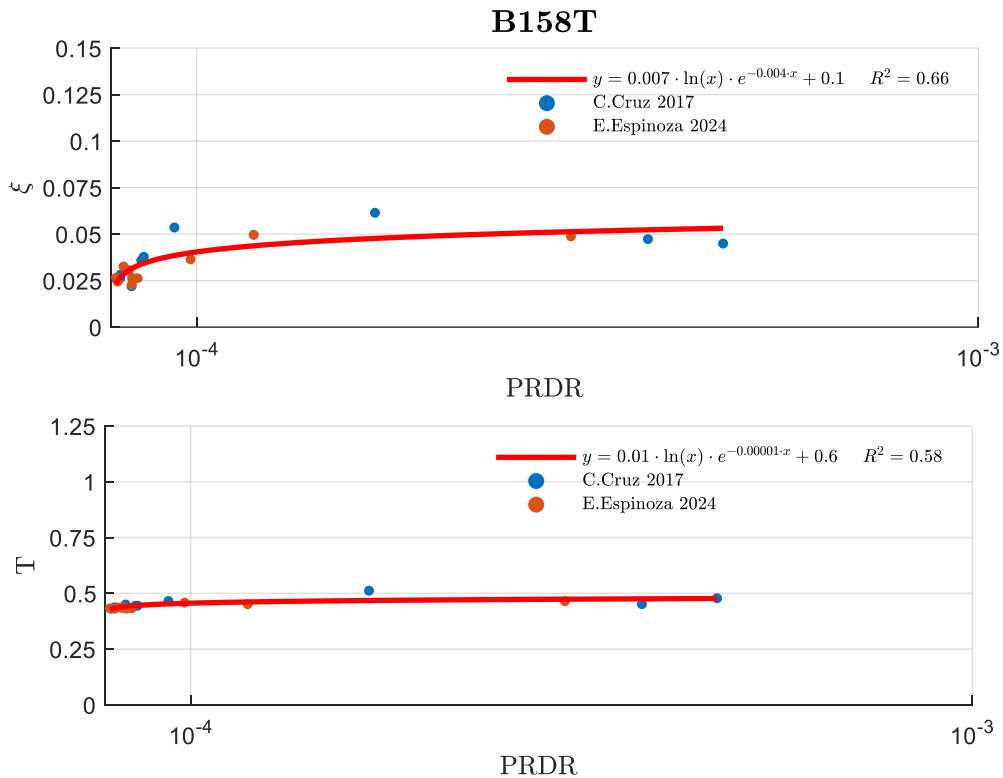


Figura A. 43: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B158 dirección transversal.

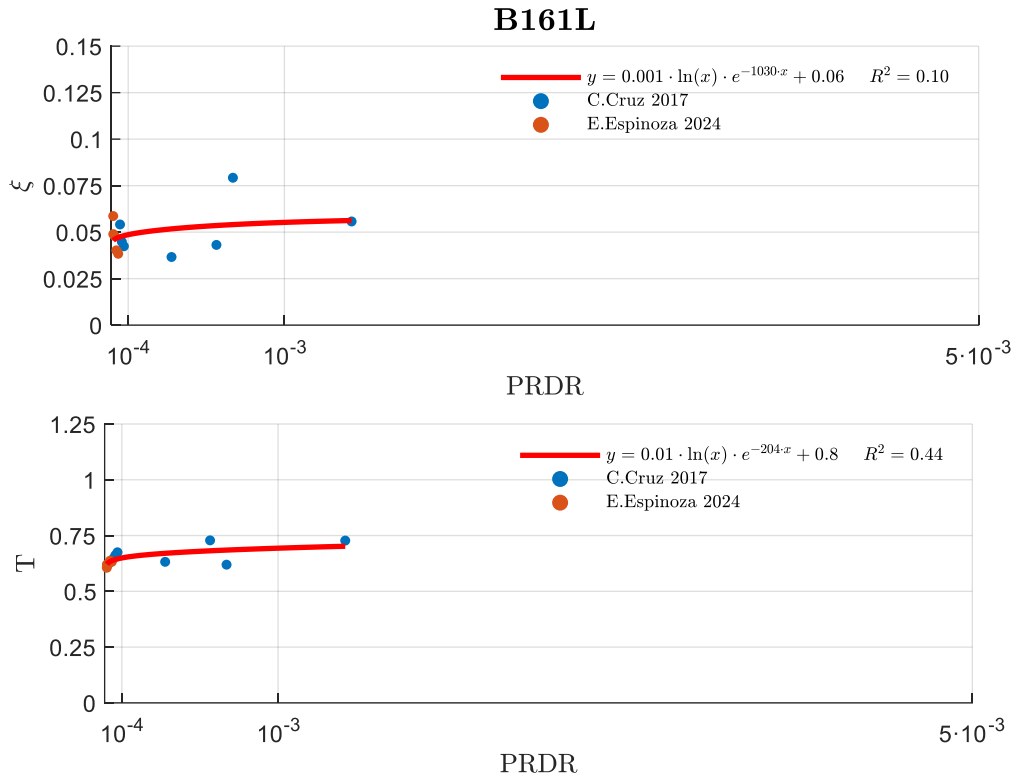


Figura A. 44: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B161 dirección longitudinal.

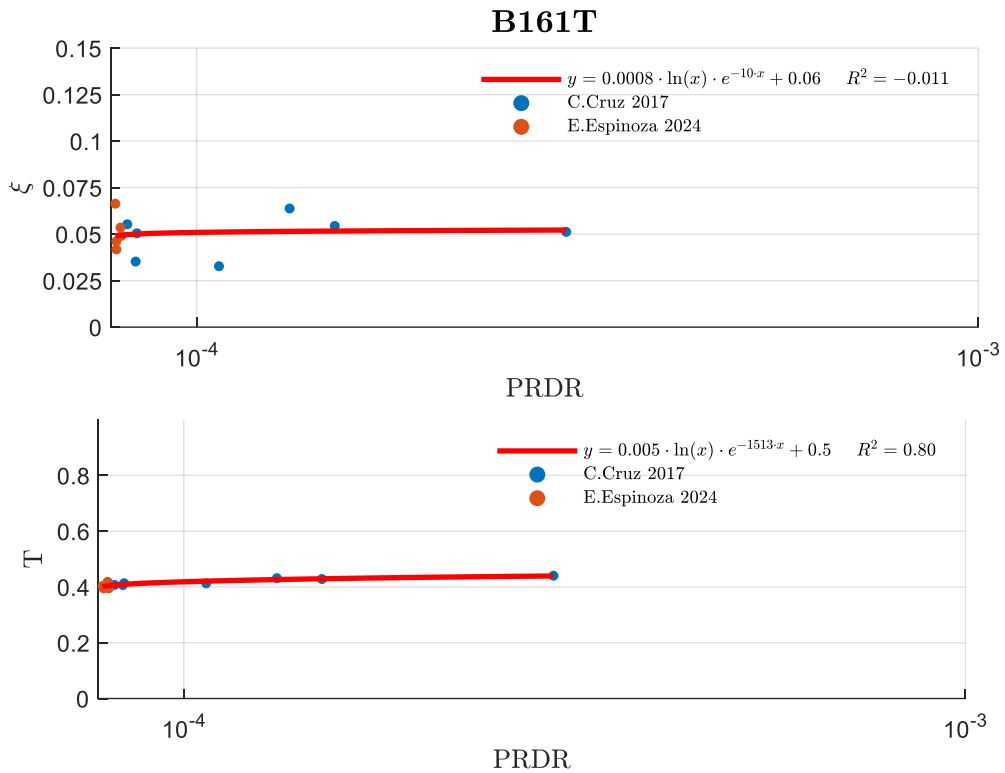


Figura A. 45: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B161 dirección transversal.

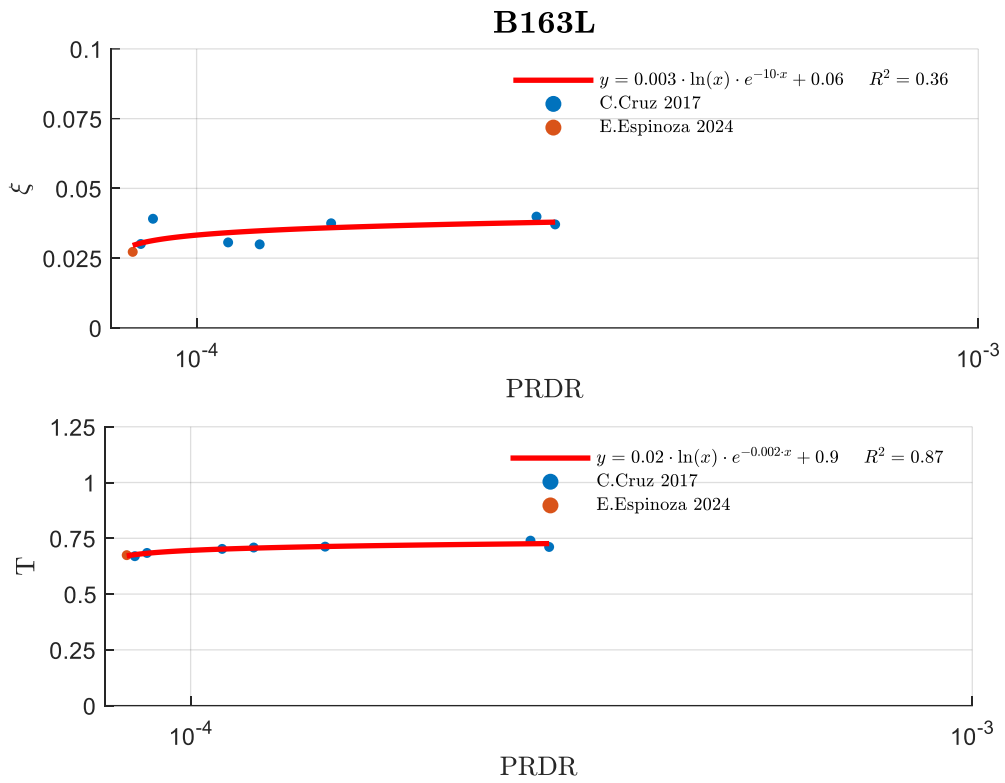


Figura A. 46: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B163 dirección longitudinal.

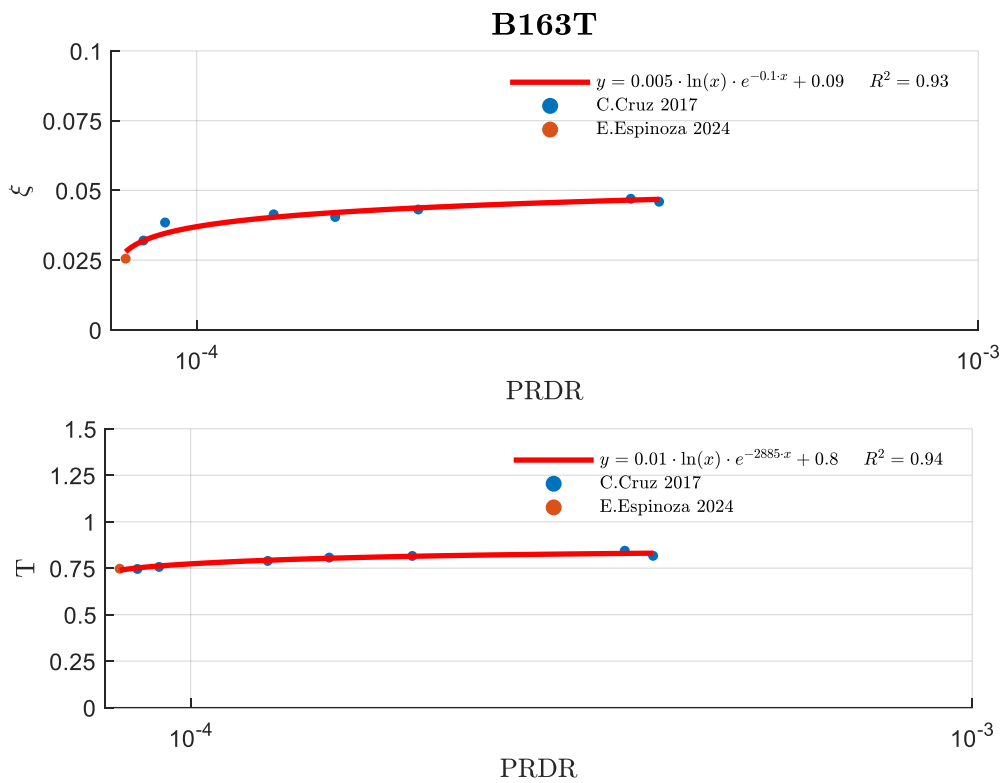


Figura A. 47: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B163 dirección transversal.

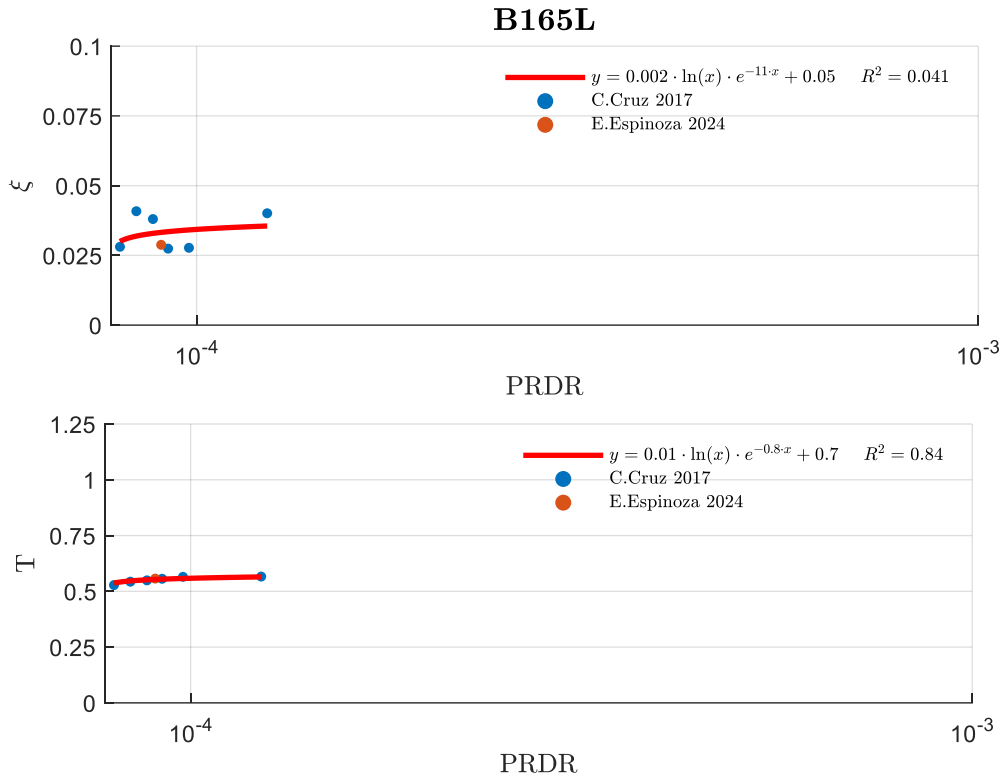


Figura A. 48: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B165 dirección longitudinal.

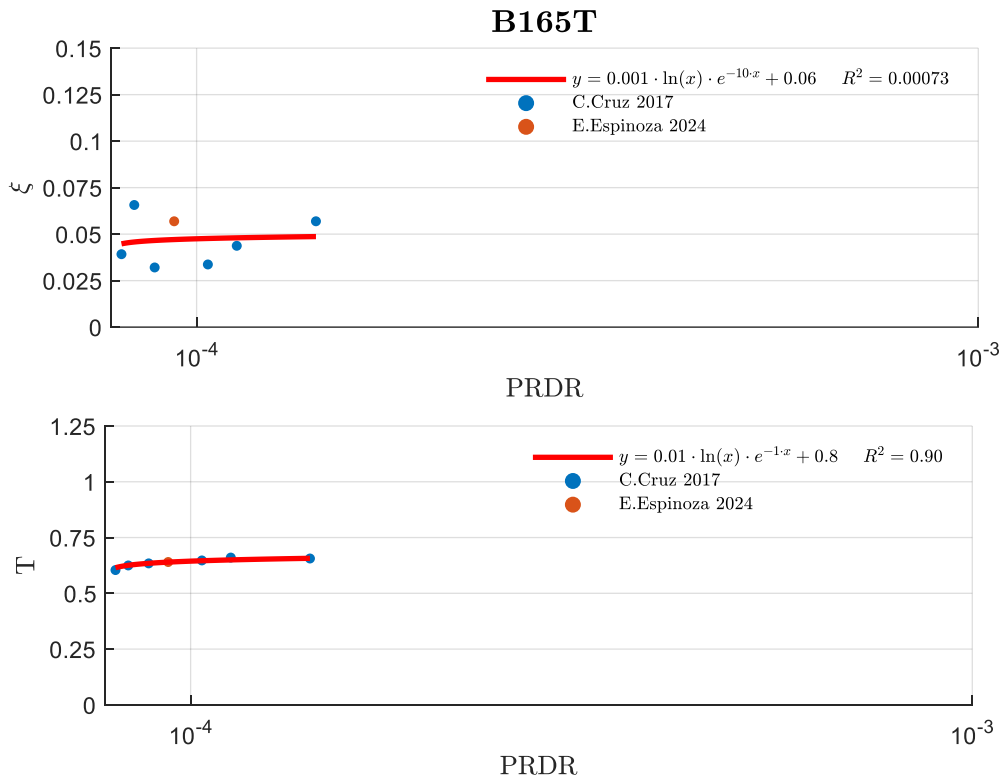


Figura A. 49: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B165 dirección transversal.

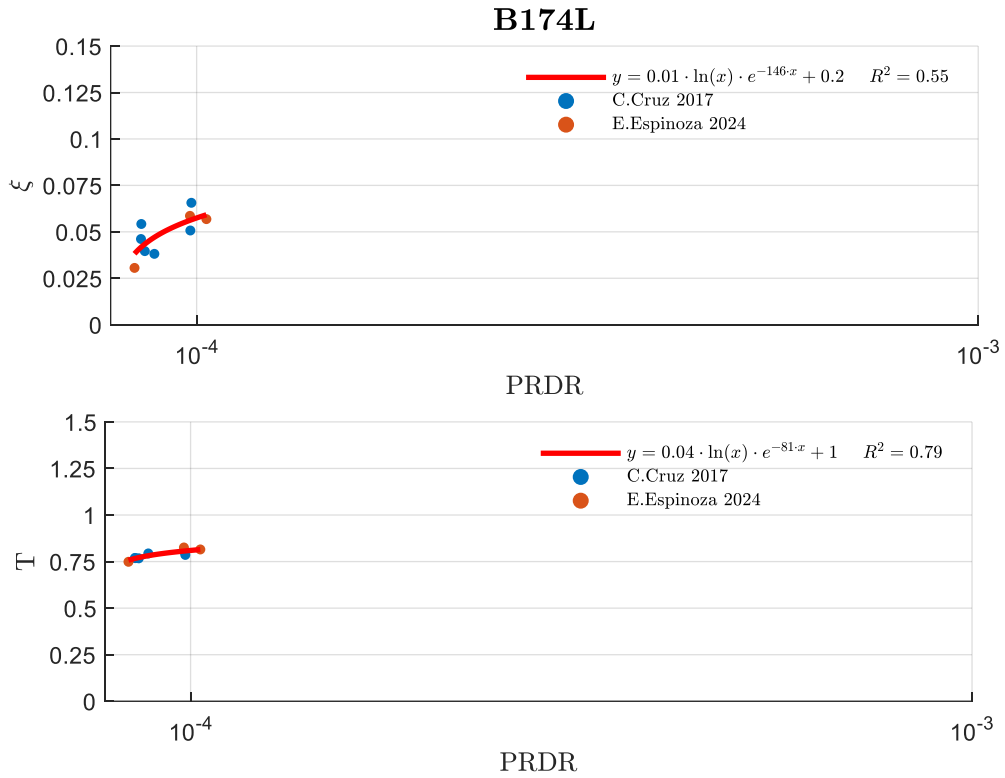


Figura A. 50: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B174 dirección longitudinal.

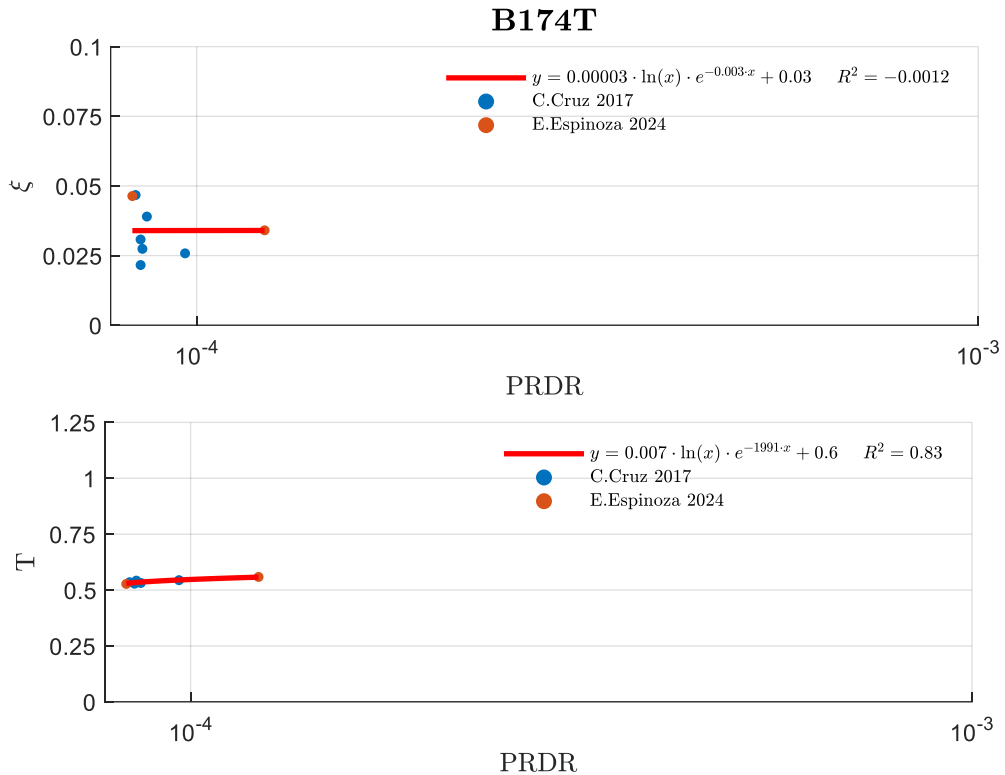


Figura A. 51: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B174 dirección transversal.

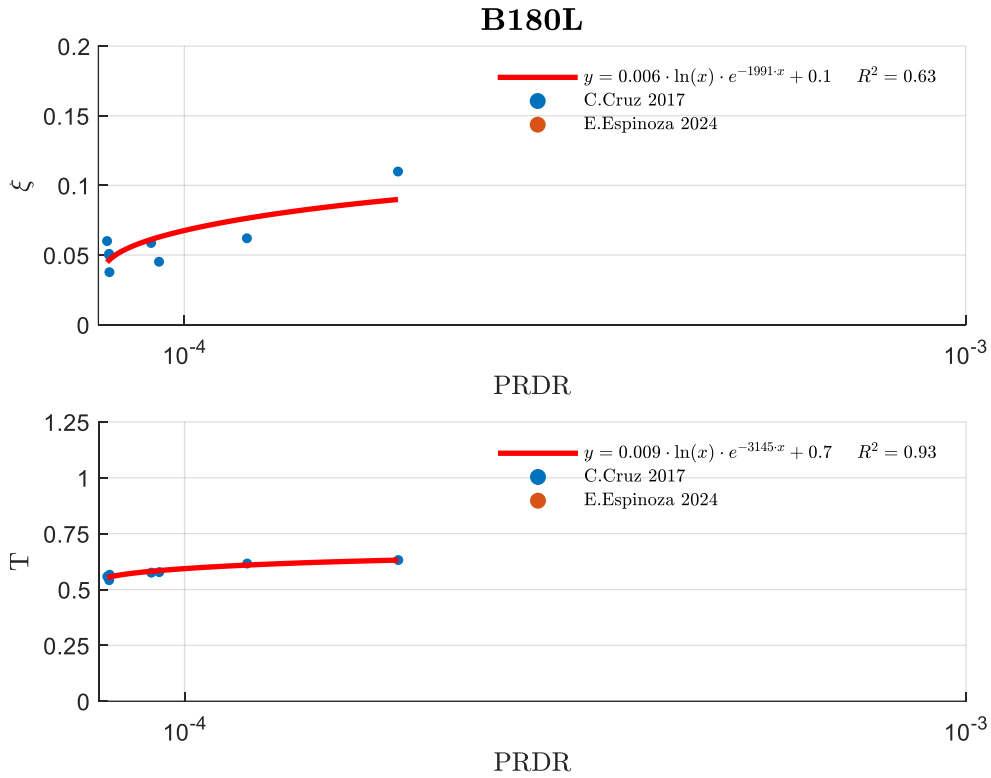


Figura A. 52: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B180 dirección longitudinal.

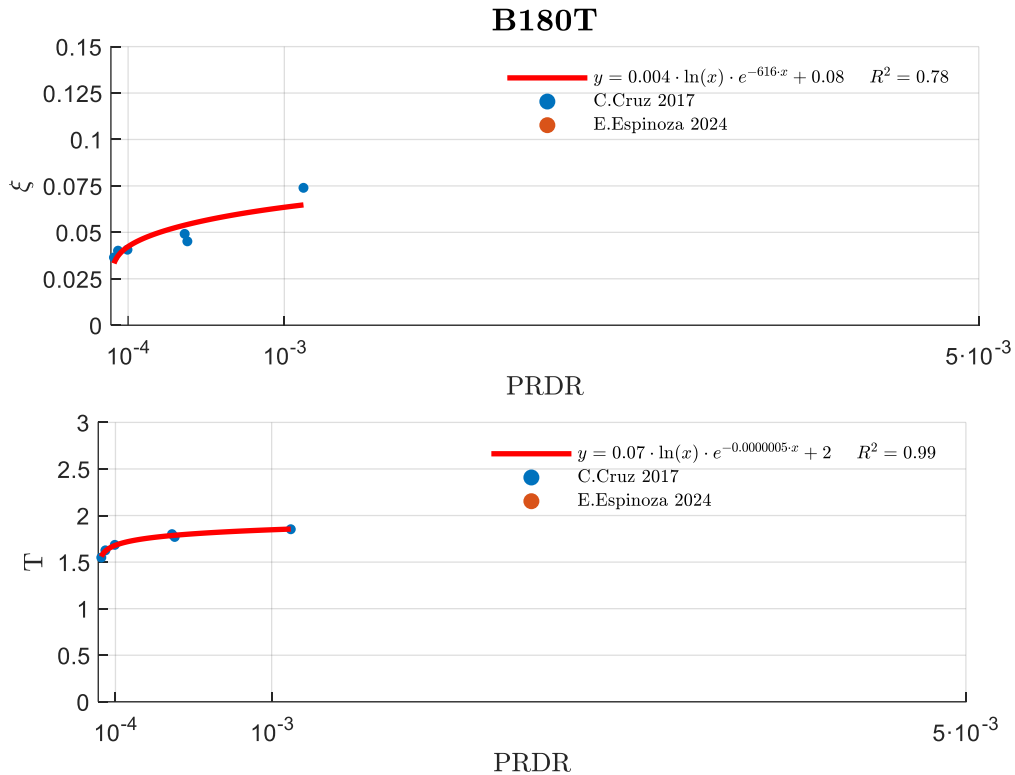


Figura A. 53: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B180 dirección transversal.

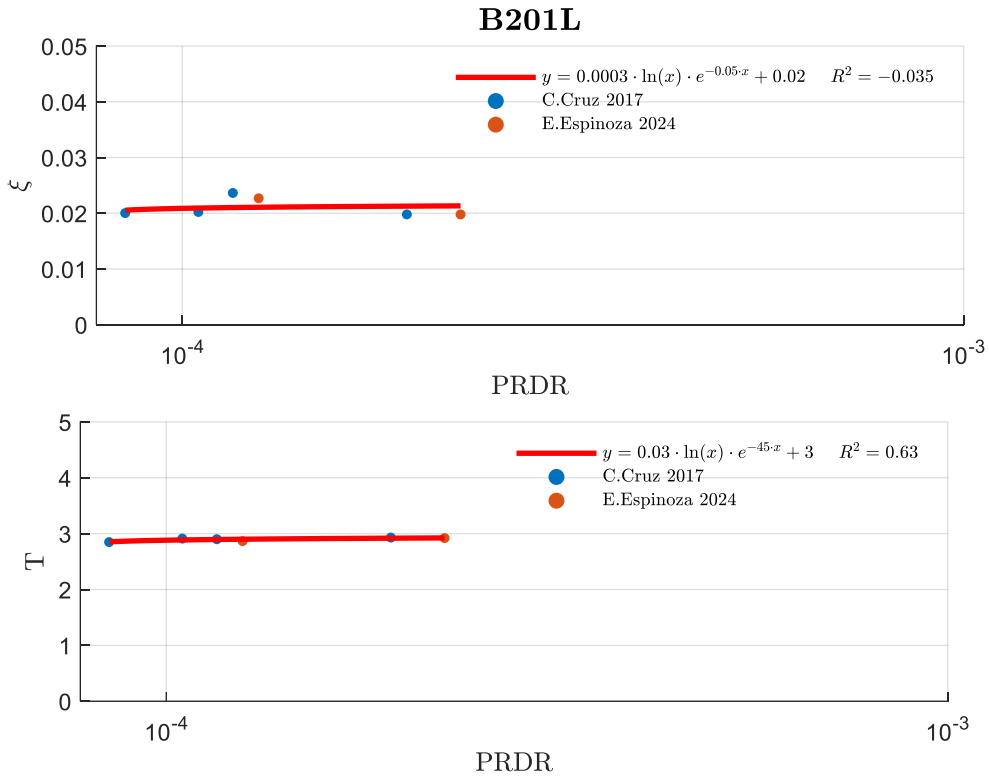


Figura A. 54: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B201 dirección longitudinal.

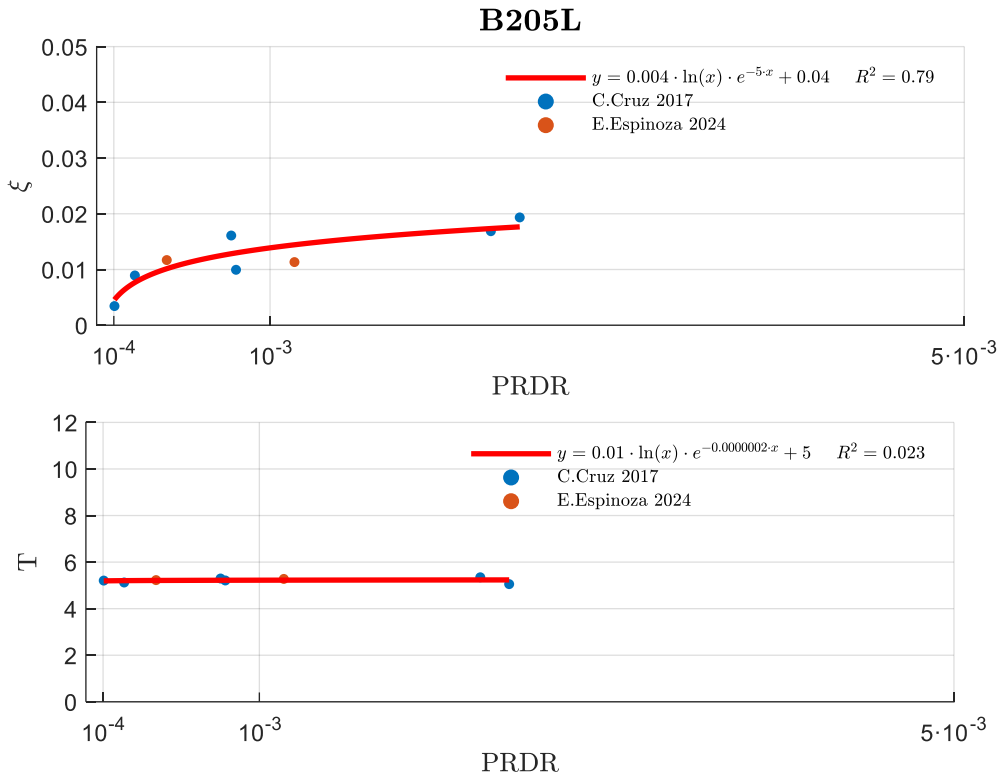


Figura A. 55: Gráficas de periodo y fracción de amortiguamiento edificio B205 dirección longitudinal.