

**CARACTERIZACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE
EDIFICIOS DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO
PARA USO RESIDENCIAL**

CARLOS MARIO CORAL VARGAS

**UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI
2014**

**CARACTERIZACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE
EDIFICIOS DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO
PARA USO RESIDENCIAL**

CARLOS MARIO CORAL VARGAS

Proyecto de grado para optar el título de Ingeniero Civil

Director

ALEJANDRO CRUZ ESCOBAR

Codirector

SEBASTIAN CASTELLANOS TORO

**UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI
2014**

NOTA DE ACEPTACIÓN

El presente trabajo de grado fue aprobado por el director del Programa Académico, los jurados y los directores de investigación.

ALEJANDRO CRUZ ESCOBAR, M. Sc.
Director del Programa Académico de
Pregrado en Ingeniería Civil y Director de
investigación.

SEBASTIAN CASTELLANOS TORO, Esp.
Codirector de la investigación

GERMAN ANDRÉS POSSO, MIC
Jurado

CARLOS ALBERTO MADERA, M. Sc
Jurado

Ciudad y Fecha

AGRADECIMIENTOS

Gratitud a la Universidad del Valle que me recibió y me permitió un proceso de formación de calidad, a sus miembros por su calidez humana, en especial a los profesores de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática con quienes compartí. En especial quiero expresar mis agradecimientos a:

El profesor Alejandro Cruz y el estudiante de maestría Sebastián Castellanos por su disposición, paciencia y todos sus valiosos comentarios que hicieron posible la culminación de este documento.

El grupo de investigación G-7 y su director Peter Thomson por la oportunidad que me dieron de participar y aprender en el área investigativa a cerca de múltiples temas de trascendencia en la Ingeniería Civil.

Mi mamá, mi papá y mis abuelitas, que siempre estuvieron apoyándome con sus palabras y oraciones en mi caminar por la Universidad, así como mis hermanos y toda mi familia.

CONTENIDO

pág.

RESUMEN.....	11
1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 EL PROBLEMA.....	12
1.2 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	16
2. MARCO DE REFERENCIA	18
2.1 ANTECEDENTES	18
2.2 MARCO TEÓRICO.....	20
3. EDIFICIOS ESTUDIADOS.....	25
4. FASE EXPERIMENTAL.....	29
4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS	29
4.2 METODOLOGIA DE LOS ENSAYOS.....	30
4.3 PROCESAMIENTO DE DATOS	33
5. ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS	35
5.1 IDENTIFICACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL	35
5.2 COMPARACIÓN ENTRE VALORES EXPERIMENTALES Y LA ECUACIÓN DEL NSR-10	36
5.3 EXPRESIÓN PRELIMINAR.....	45
6. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	50
7. ANEXO: ESPECTROS DE DENSIDAD DE POTENCIA DE LOS REGISTROS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.....	52
BIBLIOGRAFÍA.....	53

LISTA DE TABLAS

pág.

Tabla 1. Comparación de sistemas constructivos en Colombia.	15
Tabla 2. Descripción de los edificios.	25
Tabla 3. Tipos de configuración de las pruebas de vibración ambiental.....	31
Tabla 4. Períodos fundamentales de cada edificio por método.	35
Tabla 5. Períodos fundamentales y diferencias entre métodos.	35
Tabla 6. Diferencias entre períodos aproximados por el NSR-10 y experimentales..	36
Tabla 7. Diferencias de períodos experimentales para edificios de la misma altura...	37
Tabla 8. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4D.....	38
Tabla 9. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 5.	38
Tabla 10. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 3.	39
Tabla 11. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4E.....	39
Tabla 12. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño del Reglamento NSR-10.....	40
Tabla 13. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 1.	41
Tabla 14. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 2.	42
Tabla 15. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 3.	42
Tabla 16. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4A.....	42
Tabla 17. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4B.....	43

Tabla 18. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4C.....	43
Tabla 19. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4D.....	43
Tabla 20. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4E.....	44
Tabla 21. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 5.	44
Tabla 22. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 6.	44

LISTA DE FIGURAS

pág.

Figura 1. Tendencias de sistemas constructivos en Santiago de Cali.....	14
Figura 2. Edificio Alameda del Lili Torre A.	26
Figura 3. Edificio Capri 75.....	26
Figura 4. Edificio Castilla Grande Torre A.....	26
Figura 5. Edificio Farallones de la Bocha Torre B.	26
Figura 6. Edificio Gualanday Plaza Torre 7.....	26
Figura 7. Edificio Iguaque Torres 2-3.....	26
Figura 8. Edificio Mirador de Terrazas.	27
Figura 9. Edificio Multicentro 9.....	27
Figura 10. Edificio Pio XII Torre de Apartamentos.	27
Figura 11. Edificio Portal del Lili.....	27
Figura 12. Edificio Portón de Asturias Torre C.....	27
Figura 13. Edificio Torres de Santorino Torre B.....	27
Figura 14. Ubicación de los edificios en el mapa de Microzonificación sísmica de Santiago de Cali.	28
Figura 15. Sistema portátil de adquisición de datos.....	29
Figura 16. Configuración tipo 1 para las pruebas de vibración ambiental.	31
Figura 17. Configuración tipo 2 para las pruebas de vibración ambiental.	32
Figura 18. Espectro de Densidad de Potencia de la prueba 1, canal 3 del edificio PIO XII Torre de Apartamentos.	34
Figura 19. Valores del Período aproximados (NSR-10) y experimentales.	37
Figura 20. Espectro de diseño de la MZSC, Zona 5.	39
Figura 21. Espectro de diseño del NSR-10.....	40
Figura 22. Espectro de diseño de la MZSC, Zona 4C.....	45
Figura 23. Regresión lineal para los períodos experimentales de los edificios versus sus alturas.	46
Figura 24. Regresión polinómica para los períodos experimentales de los edificios versus sus alturas.....	46

Figura 25. Regresión potencial para los períodos experimentales de los edificios versus sus alturas.	47
Figura 26. Comparación entre la ecuación aproximada que permite usar el NSR-10 y la ecuación experimental obtenida a partir de la regresión potencial.....	48
Figura 27. Comparación entre la ecuación aproximada que permite usar el NSR-10 y la ecuación experimental obtenida a partir de la regresión potencial.....	48

FICHA DEL PROYECTO

TÍTULO: Caracterización del período fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de concreto reforzado para uso residencial.

FACULTAD: Facultad de Ingeniería.

UNIDAD ACADÉMICA: Escuela de Ingeniería Civil y Geomática.

PROGRAMA ACADÉMICO: Ingeniería Civil (Código: 3747).

ESTUDIANTE: Carlos Mario Coral Vargas.

DIRECTOR: Alejandro Cruz Escobar.

CODIRECTOR: Sebastián Castellanos Toro.

GRUPO DE INVESTIGACIÓN: Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Ingeniería Sísmica.

PALABRAS CLAVE: Ingeniería Sísmica, Muros Estructurales, Período Fundamental de Vibración, Instrumentación y Monitoreo Estructural.

DURACIÓN: 12 meses.

FUENTE DE FINANCIACIÓN: Universidad del Valle, Proyecto de convocatoria interna: "Caracterización del Periodo Fundamental de Vibración de Edificios de Muros Estructurales en la Ciudad de Cali", Código 708.

RESUMEN

El período fundamental de vibración de una edificación desempeña un papel importante dentro del diseño estructural, de él depende la fuerza sísmica con la que se diseña una estructura. El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) establece expresiones empíricas para el cálculo del período fundamental de vibración, las cuales expresan el período únicamente en función del sistema constructivo, la altura o el número de pisos de la edificación. Sin embargo en diferentes investigaciones Rengifo, Cruz y Thomson (2012); Chiauuzzi L, et al. (2012); Michel, et al. (2010); Gallipoli, Mucciarelli y Vona (2008); Hong y Hwang (2000); Sarria (1975) se han cuestionado este tipo de ecuaciones por las diferencias encontradas respecto al valor del período de las edificaciones una vez construidas.

Esta investigación tiene el propósito de comparar el período fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de concreto reforzado en la ciudad de Santiago de Cali obtenido de manera experimental usando pruebas vibración ambiental, con respecto a la expresión A.4.2-3 dada en el Reglamento NSR-10. Para llevar a cabo este objetivo se realizaron pruebas de vibración ambiental en doce edificios de muros estructurales de concreto reforzado y posteriormente se determinó el valor del período fundamental experimental de cada edificio. Los períodos fundamentales experimentales presentan diferencias con respecto al valor aproximado del NSR-10, la máxima diferencia es de 49.5%. Las mayores diferencias se encontraron para edificios de baja altura.

Este proyecto de grado está enmarcado en el proyecto de convocatoria interna denominado: “Caracterización del Periodo Fundamental de Vibración de Edificios de Muros Estructurales en la Ciudad de Cali”, Código 708, financiado por la Universidad del Valle.

Palabras clave: Período fundamental de vibración, Fuerza sísmica, Expresiones empíricas, Muros estructurales, Pruebas de vibración ambiental.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 EL PROBLEMA

1.1.1 Descripción. El período fundamental de vibración de una edificación desempeña un papel importante dentro del diseño estructural, de él depende la fuerza sísmica con la que se diseña una estructura. Esta respuesta se obtiene a partir de la definición de la fuerza cortante sísmica en la base y posterior análisis elástico de la estructura. En el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) la magnitud de la fuerza sísmica se puede determinar con la ayuda del espectro de aceleraciones de diseño, en el cual dependiendo del valor del período fundamental de la estructura le corresponde un valor de aceleración espectral, y éste es directamente proporcional a dicha fuerza.

Según Sarria (1975), en las primeras jornadas estructurales realizadas en Bogotá D.C., la formulación de unas normas mínimas o de un código de construcciones sismo resistentes deberá presentar necesariamente indicaciones claras y fáciles de usar sobre el período de vibración fundamental esperado para las construcciones futuras; este solo puede obtenerse a partir de estudios de regresión sobre mediciones realizadas en los edificios construidos. El período fundamental de vibración se puede hallar del NSR-10 de una manera aproximada por medio de la ecuación A.4.2-3, la cual está únicamente en función del sistema estructural de resistencia sísmica, la altura o el número de pisos de la estructura.

Por tratarse de una ecuación aproximada se pueden presentar diferencias significativas con respecto al valor del período fundamental de la estructura construida, más aún, si esta no ha sido validada con resultados experimentales realizados en territorio Colombiano, donde se ensayen nuestros propios edificios, construidos con nuestra propia tecnología y materiales. Como antecedente se cita la investigación de Michel, et al. (2010), donde estimaron a partir de registros de vibraciones ambientales los períodos fundamentales de edificios de muros estructurales en Francia. A partir de los resultados experimentales encontraron una expresión aproximada, que se comparó con la ecuación empírica del Euro código 8, donde se encontró que los períodos del código europeo exceden de 60% a 100% a los períodos experimentales.

En Santiago de Cali –zona de amenaza sísmica alta-, el sistema estructural de mayor uso para edificios residenciales es el de muros de carga (DANE, 2013), el cual no dispone de un pórtico esencialmente completo, donde las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales (NSR 10). El auge de este sistema estructural se debe principalmente a la reducción en tiempo de ejecución de la obra

y a la disminución en los costos de construcción comparado con un sistema de pórticos tradicional.

Debido a los cuestionamientos en la caracterización del periodo fundamental de vibración de los códigos de construcción versus resultados experimentales planteados en las investigaciones de Rengifo, Cruz y Thomson (2012); Chiauzzi L, et al. (2012); Michel, et al. (2010); Gallipoli, Mucciarelli y Vona (2008); Hong y Hwang (2000); Sarria (1975); entre otros y teniendo en cuenta el auge del sistema estructural de muros de carga en la ciudad de Santiago de Cali, existe la necesidad de comparar con mayor prioridad para este sistema estructural el período fundamental de vibración obtenido de la ecuación aproximada del NSR-10 con respecto al valor del período fundamental de la estructura construida. En consecuencia se requieren estudios que evidencien la diferencia entre la expresión aproximada y las edificaciones ya construidas para este tipo de sistema estructural.

1.1.2 Formulación. ¿cuál es la diferencia del período fundamental de vibración de edificios de muros de concreto reforzado en la ciudad de Santiago de Cali, obtenido de manera experimental, con respecto a la expresión A.4.2-3 dada en el Reglamento NSR-10?

1.1.3 Objetivo. Comparar el período fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de concreto reforzado en la Ciudad de Santiago de Cali obtenido de manera experimental usando pruebas vibración ambiental, con respecto a la expresión A.4.2-3 dada en el Reglamento NSR-10.

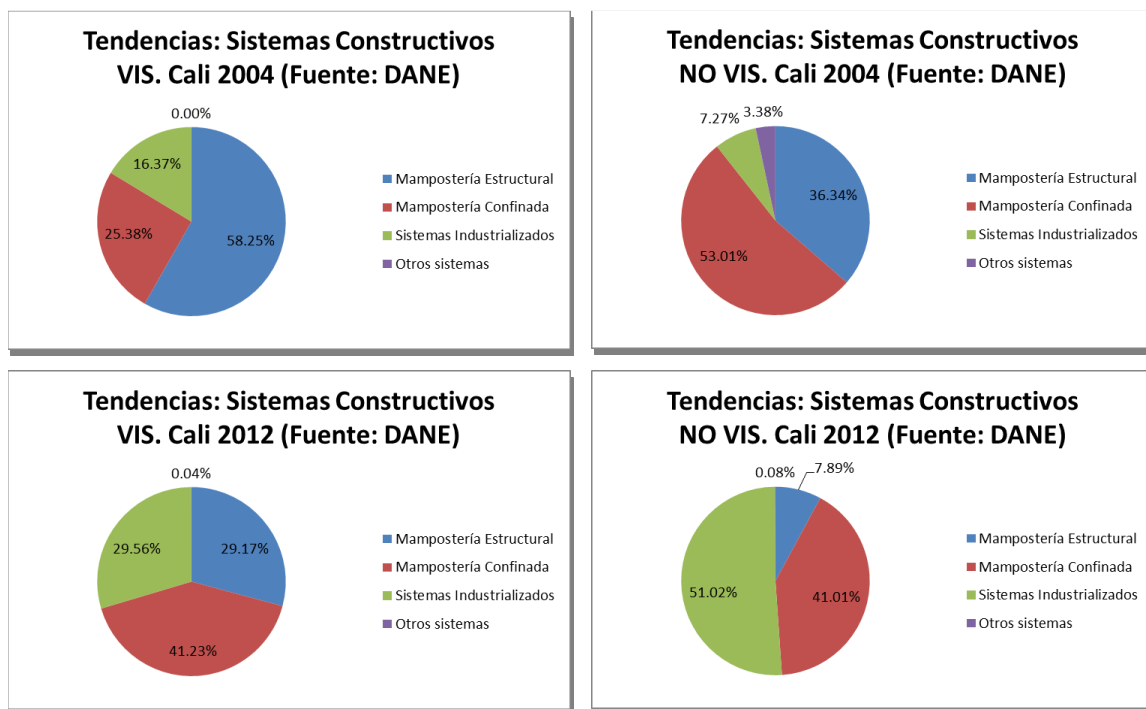
1.1.4 Objetivos específicos.

- Seleccionar edificios de muros estructurales de concreto reforzado para uso residencial con diferente altura en la Ciudad de Santiago de Cali.
- Estimar el período fundamental de los edificios seleccionados mediante técnicas de identificación modal basadas en vibraciones ambientales.
- Comparar los períodos fundamentales hallados experimentalmente con la expresión de período aproximado dada por la ecuación A.4.2-3 del NSR-10.

- Proponer una expresión preliminar con base en resultados experimentales, que relacione el período fundamental de vibración con la altura de la edificación.

1.1.5 Justificación. En Colombia el desarrollo vertical y la construcción de edificios altos y de mediana altura han aumentado en las grandes ciudades debido la densidad poblacional que estas han alcanzado en contraste al espacio disponible en sus zonas urbanizables. En la ciudad de Santiago de Cali el uso de sistemas constructivos industrializados para uso residencial ha aumentado en los últimos 8 años (DANE, 2013; figura 1), esto debido a las ventajas técnicas, económicas y constructivas de estos sistemas (tabla 1).

Figura 1. Tendencias de sistemas constructivos en Santiago de Cali.



Fuente: DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL DE ESTADISTICA DANE. Cálculo censo de edificaciones. Información estadística: Área iniciada para vivienda según sistema constructivo II trimestre (2004) – IV trimestre (2012). Bogotá .D.C., 2013.

Dentro de las ventajas técnicas y económicas se encuentran (Construdata ed. 143, 2007):

- Mayor rigidez de las estructuras, con la consiguiente disminución de la deriva.

- Empotramiento de los elementos no estructurales, los cuales pueden quedar integrados a la estructura.
- Menor espesor de muros y losas.
- Menor consumo de materiales.
- Menor cantidad de refuerzo.
- Disminución en el tiempo de construcción
- Disminución en costos financieros por disminución en tiempo de entrega.

Tabla 1. Comparación de sistemas constructivos en Colombia.

Tipo de Sistema	Duración (Días)	Mano de obra (Personas)
Sistema tradicional	207	45
Mampostería estructural	196	42
Muros vaciados	150	24

Tipo de Sistema	Muros Vaciados	Pórticos
Concreto (m3/m2)	0.27	0.3
Refuerzo (kg/m2)	18	37

Fuente: REVISTA CONSTRUDDATA [En línea], Ed. 143 (Informe Especial). Estructuras con muros de Concreto, 2010. <<http://www.construdata.com>>. [citado en: Abril de 2013]. ISBN 2322-6552.

Debido a los cuestionamientos en la caracterización del periodo fundamental de vibración de los códigos de construcción versus resultados experimentales planteados en las investigaciones de Rengifo, Cruz y Thomson (2012); Chiauzzi L, et al. (2012); Michel, et al. (2010); Gallipoli, Mucciarelli y Vona (2008); Hong y Hwang (2000); Sarria (1975); entre otros y teniendo en cuenta el auge del sistema estructural de muros de carga en la ciudad de Santiago de Cali, existe la necesidad de comparar con mayor prioridad para este sistema estructural el período fundamental de vibración obtenido de la ecuación aproximada del NSR-10 con respecto al valor del período fundamental de la estructura construida.

Con el desarrollo de este proyecto se dará a conocer que tan distante o cercana es la aproximación del período aproximado del NSR-10 al de la estructura construida, utilizando edificios de muros estructurales en la ciudad de Santiago de Cali. Adicionalmente, se presentará una expresión preliminar con base en resultados experimentales, que relacione el período fundamental de vibración con la altura de la edificación.

Esta investigación está enfocada a contribuir a diferentes sectores de la sociedad como prueba piloto sobre el período fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de concreto reforzado para uso residencial.

Permitirá a los ingenieros diseñadores tener una ecuación para el período fundamental de vibración para edificios de muros de concreto basada en resultados experimentales, que refleje un comportamiento aproximado de la estructura construida.

Permitirá que la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, que es responsable de la actualización del NSR-10 tome conciencia de las diferencias que se presenten entre el período estimado por medio de este Reglamento y el período de la estructura construida, y de esta manera motivar para que se lleve a cabo una investigación a nivel nacional, que pueda validar o mejorar las ecuaciones del período aproximado del Reglamento.

Este proyecto también aporta a la comunidad científica no solo con las ecuaciones y conclusiones que de éste se deriven, sino que también incentivará a que se realicen estudios más detallados sobre las propiedades dinámicas del sistema constructivo en estudio.

Además permitirá a la municipalidad tener una prueba piloto como base para un estudio sobre el comportamiento estructural de las edificaciones de la ciudad, una vez realizado dicho estudio se podrá condicionar el diseño de las diferentes edificaciones públicas y privadas, lo que ayudará a disminuir la vulnerabilidad sísmica en la ciudad.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

Este documento está conformado por siete capítulos. En la introducción se describe el problema, la formulación, los objetivos y la justificación de la investigación. El capítulo 2 desarrolla el marco de referencia en dos ejes: Los antecedentes y el marco teórico. El capítulo 3 describe los edificios estudiados. La fase experimental que consiste en la descripción de los equipos utilizados, la metodología de los ensayos y el procesamiento de datos se presenta en el capítulo 4. El análisis de datos y resultados que se compone de la identificación del período fundamental, la comparación entre valores experimentales y aproximados por el NSR-10, y la

expresión preliminar se desarrollan en el capítulo 5. El capítulo 6 recopila las conclusiones y recomendaciones. Finalmente el capítulo 7 presenta los anexos.

2. MARCO DE REFERENCIA

2.1 ANTECEDENTES

En la investigación de Rengifo, Cruz y Thomson (2012) se encontró que el valor del período fundamental hallado mediante técnicas de identificación modal basadas en vibración ambiental en edificios de muros estructurales en mampostería y concreto reforzado en la ciudad de Santiago de Cali corresponde a un 37% y 30% respectivamente, del valor obtenido por modelos numéricos.

En el trabajo de Chiauzzi L, et al. (2012) se halló el período fundamental para edificaciones de concreto reforzado a partir de datos de vibración ambiental, ubicadas en las ciudades de Victoria y Vancouver (Canadá). Los resultados mostraron que los períodos estimados por los registros de vibración ambiental son menores que los períodos de diseño estimados con base a ecuaciones empíricas de los códigos de diseño sísmico de Europa (EC8) y Norteamérica (UBC97 y NBCC 2005).

En el estudio de Michel, et al. (2010) se estimó mediante registros de vibraciones ambientales el período fundamental de edificios de muros en Grenoble y Niza (Francia). Se obtuvo una relación lineal a partir de los resultados experimentales, que se comparó con la ecuación empírica del Euro código 8, donde se encontró que los períodos del Euro código exceden de 60% a 100% a los períodos experimentales.

En la investigación de Carrillo (2009) se presentaron los períodos de vibración natural de viviendas de baja altura con muros de concreto en México, con el propósito de evaluar dos técnicas de modelación que se utilizan en la práctica del diseño estructural. Los resultados analíticos se compararon con los obtenidos a partir de pruebas experimentales de vibración ambiental. Se encontró que los períodos de vibración obtenidos por el método analítico de elementos finitos son más cercanos que los obtenidos por el método de la columna ancha, con respecto a los hallados experimentalmente.

En el trabajo de Gallipoli, Mucciarelli y Vona (2008) se realizó una comparación entre los resultados obtenidos mediante mediciones de vibración ambiental y registros de terremotos a un edificio de concreto reforzado de cinco pisos de altura con acelerómetros ubicados la azotea y planta. La concordancia de los resultados entre los tipos de registros animó a que se realizaran mediciones de vibración

ambiental a 80 edificios en las ciudades de Potenza y Senigallia (Italia), a los cuales se le estimaron las frecuencias fundamentales de traslación en las dos direcciones ortogonales. Los resultados mostraron que las relaciones teóricas período-altura presentadas en el código de diseño sísmico de Europa (EuroCode 8) y la investigación de Crowley y Pinho (2006) sobreestiman las relaciones obtenidas de manera experimental de ésta y otras investigaciones.

En el estudio de Hong y Hwang (2000) se monitorearon varios edificios en Taiwán tomando registros sísmicos durante cinco años, utilizando hasta 27 acelerómetros distribuidos en varios pisos. Los registros en el sótano se consideraron como la excitación en la base y en los pisos posteriores como la respuesta de la estructura. Como resultado presentaron una fórmula empírica para hallar el período fundamental de vibración utilizando registros sísmicos de 21 edificios con excitación moderada tal que se presentara una respuesta linealmente elástica. Encontraron diferencias entre los períodos identificados en Taiwán y los medidos en California con los que se estableció el código UBC -97. Esta diferencia la acreditaron a la gran diferencia que hay en las prácticas de diseño y construcción entre Taiwán y California.

Sarria (1975) presentó resultados preliminares de los estudios realizados en la Universidad de los Andes (Colombia) tendientes a evaluar los períodos de los edificios en la ciudad de Bogotá D.C. obtenidos a partir de pruebas de vibración ambiental, en donde se indicó como una premisa que los edificios que se habitan en Colombia tienen períodos más cortos que aquellos que se esperarían calcular con expresiones establecidas en algunos códigos extranjeros.

En la investigación de Muriá-Vila, et al. (2002) comparan las propiedades dinámicas de un edificio de 17 pisos en Acapulco (México), a partir de registros de vibración ambiental y de sismos de pequeña intensidad. Los resultados muestran un aumento en el valor del período fundamental proporcional a la intensidad de las solicitaciones, con respecto al valor obtenido por vibración ambiental. Estas diferencias las atribuyen a una posible degradación de la rigidez del sistema durante eventos sísmicos y a la no linealidad del sistema suelo estructura.

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Respuesta sísmica.

2.2.1.1 Generalidades. El estudio de la respuesta de una estructura ante una carga aleatoria en la base se fundamenta en la mecánica newtoniana donde la estructura responde dinámicamente ante dicha carga generando fuerzas inerciales iguales a su masa por la aceleración. Estas fuerzas inerciales son significativas cuando se trata de cargas dinámicas como un sismo, donde se hace necesario un análisis dinámico de la respuesta.

De la teoría de la dinámica de estructuras de Chopra (2014) se conoce que para un movimiento en el terreno dado, la respuesta de un sistema depende sólo de su período de vibración fundamental y su razón de amortiguamiento.

El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo introduciendo movimientos sísmicos de diseño, expresados en términos de la aceleración del sismo de diseño, a un modelo matemático apropiado. Estos movimientos de diseño dependen del lugar donde se encuentre la edificación y se pueden cuantificar por medio de espectros elásticos de diseño, familias de acelerogramas o expresiones derivadas de un estudio de microzonificación sísmica.

2.2.1.2 Métodos de Análisis. En el análisis sísmico comúnmente se utilizan los métodos de la Fuerza Horizontal Equivalente, el método de Análisis Modal Espectral Elástico y el método de Análisis Modal Cronológico. El Reglamento NSR-10 permite utilizar estos métodos para efectos del diseño sismo resistente.

El método de la Fuerza Horizontal Equivalente es un método estático que consiste en remplazar los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño en una dirección determinada, por un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes aplicadas en cada piso de la edificación, de tal forma que equilibran el cortante en la base V_s , obtenido por medio de la ecuación (1).

$$V_s = S_a mg \quad (1)$$

El valor de S_a en la ecuación (1) corresponde al valor de la aceleración máxima, como porcentaje de la gravedad, leída en el espectro elástico de diseño para el período fundamental T de la edificación y m es la masa de la estructura.

El Reglamento NSR 10, permite usar alternativamente la ecuación A.4.2-3 para hallar el período fundamental aproximado T_a , ecuación (2).

$$T_a = C_t h_n^a \quad (2)$$

Donde h es la altura en metros, medida desde la base hasta el piso más alto del edificio y C_t y a depende del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

El análisis modal espectral combina estadísticamente la respuesta individual de cada modo (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y combinación cuadrática completa), la cual se obtiene usando las ordenadas del espectro de diseño, para cada período de vibración propio del modo. El análisis modal cronológico suma la respuesta individual de cada modo la cual se obtiene usando registros sísmicos. El Reglamento Colombiano establece que los modos involucrados en ambos análisis deben excitar en conjunto al menos al 90% de la masa de la estructura.

En el NSR 10 se limita el valor del cortante dinámico total en la base, a mínimo el 80 por ciento para estructuras regulares o el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base V_s , calculado por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente. Además se debe cumplir que el valor del período fundamental de la estructura T obtenido del análisis dinámico no puede exceder el valor de $C_u T_a$, donde C_u depende de los coeficientes de aceleración y velocidad horizontal pico efectiva A_a y A_v . En caso que no se cumpla la anterior condición se debe rigidizar la estructura.

2.2.2 Tipos de pruebas de vibración. Existen tres tipos de pruebas experimentales para determinar las características dinámicas de las estructuras. Una de ellas basada en vibraciones del tránsito de vehículos, del empuje del viento y del uso de la estructura, denominada prueba de vibración ambiental (PVA). Otra metodología son las pruebas de vibración forzada (PVF), en la cual la estructura es excitada por una vibración constante con uno o más motores de vibración que tienen un control de velocidad preciso. Otro método, denominado prueba con registros sísmicos (PRS), consiste en registrar por medio de acelerógrafos los movimientos provocados por los sismos, Carrillo (2009).

La principal diferencia de este tipo de pruebas es la amplitud del movimiento utilizada para determinar las propiedades dinámicas de la estructura. Por ejemplo,

las PRS tienen la ventaja de poder estudiar el comportamiento dinámico de las estructuras cuando se someten a amplitudes de excitación mucho mayor que las que se presentan con vibración ambiental, Muriá y Gonzáles (1995). Debido a las características de los equipos, el número de instrumentos y el tiempo que se requiere para realizar estos tipos de pruebas, la inversión económica en cada tipo de prueba de vibración es diferente. Por ejemplo, realizar una PVF puede requerir mayor inversión económica que la necesaria para efectuar una PVA, Trifunac (1972). Debido a que no se conoce la fecha de ocurrencia de un movimiento sísmico, podría ser necesario ubicar por un tiempo prolongado los instrumentos requeridos para realizar una PRS, por lo cual, su costo puede ser uno de los más elevados.

La vibración ambiental se genera principalmente por la actividad humana y se debe al funcionamiento, maquinaria industrial y al tráfico de vehículos, Kanai and Tanaka (1961). Además contiene vibraciones producidas por el viento, que son introducidas en el subsuelo por árboles, edificaciones o por su impacto con el relieve, Seo (1995). Espinoza (1999) concluye que, su fuente no está asociada a terremotos y algunos investigadores consideran que la vibración de origen ambiental es producida por ondas superficiales generadas en las zonas de interacción océano-continente, modos fundamentales de vibración del planeta, cambios en la presión atmosférica y actividad volcánica interna, además de las fuentes artificiales anteriormente citadas.

Para este estudio se utilizaron pruebas de vibración ambiental ya que son unas pruebas eficientes y de bajos costos, en las que se pueden obtener datos de manera rápida y con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan en los inmuebles. En las PVA se registran las vibraciones producidas en las estructuras debido a condiciones ambientales a través de acelerómetros de alta resolución. Las señales captadas por los acelerómetros son transmitidas a unos acondicionadores donde se amplifican y se filtran con el fin de obtener registros claros y adecuados. Empleando diferentes arreglos de acelerómetros que se localizan en puntos de medición seleccionados, es posible determinar las principales propiedades dinámicas de una estructura como sus períodos de vibración, Carrillo (2009).

2.2.3 Identificación modal. Las técnicas de identificación modal basadas en pruebas de vibración ambiental han ganado importancia debido a su versatilidad para la estimación de información clave para las técnicas de ajuste de modelos Brownjohn and Xia (2000); Brownjohn et al. (2001); Sinha and Friswell (2003); Ching, et al. (2006); Zivanovic, Pavic and Reynolds (2007); Zárate and Caicedo (2008), análisis de vibraciones inducidas por efectos antrópicos Fujino et al. (1993); Reynolds, et. al. (2004); Strogatz et al. (2005), estudios de rehabilitación estructural Brownjohn et al. (2003), monitoreo de salud estructural Worden and Dulieu-Barton

(2004); Taha et al. (2006) y pronóstico de daño Caicedo and Dyke (2005); Bernal and Hernandez (2006). Muchas técnicas de identificación modal disponibles en la literatura Doebling et al. (1996); Sohn et al. (2004) han demostrado su efectividad para el análisis de un amplio rango de sistemas estructurales sometidos a diversos tipos de excitación.

A continuación se mencionan los tres métodos de identificación modal utilizados en este trabajo:

2.2.3.1 Método de Detección de Picos (PP). Es un método simple que se utiliza para la identificación de las propiedades dinámicas de las estructuras de ingeniería civil sometidas a excitaciones naturales. El método consiste en que las funciones de respuesta en frecuencia muestran valores extremos (picos) alrededor de las frecuencias naturales. Estas frecuencias asociadas a los valores extremos son una buena aproximación de las frecuencias del sistema. En el contexto de las mediciones de vibraciones ambientales las funciones de respuesta en frecuencia son reemplazadas sólo por el espectro de las salidas ambientales, Bendat y Piersol (1993). De tal manera que las frecuencias naturales son determinadas a partir de la observación de los picos en las gráficas de los espectros de densidad de potencia. Estos se obtienen básicamente mediante la conversión de las aceleraciones medidas al dominio de la frecuencia por una transformada discreta de Fourier (DFT), Ren y Zong (2004).

2.2.3.2 Técnica de Excitación Natural (NExT). Desarrollada por James, Carne y Lauffer (1995), es una metodología que permite la implementación de técnicas de identificación modal que requieren respuestas al estímulo de las vibraciones del sistema bajo condiciones de operación, esto es en condiciones naturales o excitación ambiental (cargas de viento, la excitación de tráfico, micro-temblores, etc.). Son necesarios registros de larga duración para asegurar la suposición de que las condiciones de operación son relativamente estacionarias. Otra suposición del NExT es que las fuerzas de excitación no están correlacionados con las respuestas del sistema. La Técnica NExT es comúnmente usada en conjunto con el Algoritmo de Realización de Valores Propios.

2.2.3.3 Algoritmo de Realización de Valores Propios (ERA). El Eigensystem Realization Algorithm (ERA) fue desarrollada por Juang y Pappa (1985) y este ha mostrado ser un método efectivo para la identificación modal de estructuras civiles, Caicedo, Dyke y Johnson (2004); Caicedo y Dyke (2005). El método ERA se basa en la suposición de que la estructura se comporta dentro del rango lineal, la estructura es invariante en el tiempo y las fuerzas aplicadas a la estructura no están correlacionadas con la respuesta del sistema. El ERA utiliza los principios de

realización mínima para obtener una representación en espacio de estado de la estructura. La información de la respuesta en el dominio del tiempo de NExT puede ser usado como entrada por el ERA para estimar las propiedades modales del sistema.

2.2.3.4 Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI). El método del SSI es considerado actualmente como la técnica más poderosa para la identificación modal en el dominio del tiempo, Brincker and Andersen (2006). El método fue ampliamente utilizado tras la publicación del libro de Van Overschee y De Moor (1996). Los algoritmos en MATLAB distribuidos con el libro permitieron a los investigadores usar fácilmente el método y verificar sus capacidades. El método ha sido utilizado con éxito en aplicaciones industriales, Hermans y Van Der Auweraer (1999) y el monitoreo de infraestructura civil, Peeters y De Roeck (2001), entre otras aplicaciones. Los algoritmos de identificación del sub-espacio se basan en tres suposiciones básicas: i) el sistema se comporta en un rango lineal, ii) el sistema es invariante en el tiempo, y iii) la excitación de entrada es una realización de un proceso estocástico con comportamiento de ruido blanco gaussiano y no está correlacionada con la respuesta del sistema, Andersen y Brincker (1999). Los algoritmos calculan las propiedades dinámicas del sistema (p. ej. Frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento) a partir de una representación en el espacio de los estados. En el trabajo de Van Overschee y De Mor (1996) se presenta el marco teórico de referencia para estos algoritmos de identificación del sub-espacio. Si la excitación de entrada del sistema no puede ser medida y es estocástica, el algoritmo es llamado Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI). El método SSI ha probado ser una herramienta simple y confiable para identificación modal, Giraldo et al. (2006).

3. EDIFICIOS ESTUDIADOS

Los edificios estudiados en esta investigación se identificaron mediante varios recorridos realizados en la ciudad de Santiago de Cali, donde se buscó mediante inspección visual edificios con sistema estructural de muros de concreto reforzado, posteriormente se solicitó información a las administraciones de cada edificación, donde se realizó la verificación del sistema estructural. Con esta información se procedió a solicitar los permisos para el ingreso a las edificaciones con el objetivo de realizar los ensayos experimentales. Se logró identificar el período en 12 edificios, en la tabla 2 se relaciona el nombre, número de pisos, altura y sistema constructivo. Los edificios se muestran en las figuras 2 a 13.

Tabla 2. Descripción de los edificios.

Nombre del Edificio	Número de pisos	Altura (m)	Sistema constructivo
Alameda del Lili Torre A	9	21.6	prefabricado
Capri 75	5	12	fundido en sitio
Castilla Grande Torre A	7	16.8	prefabricado
Farallones de la Bocha Torre B	5	12.5	fundido en sitio
Gualanday Plaza Torre 7	6	15.5	Columnas de concreto en primer piso, losa de transferencia y muros fundidos en sitio
Iguaque Torres 2-3	8	20.8	fundido en sitio
Mirador de Terrazas	12	28.8	fundido en sitio
Multicentro 9	4	9.6	fundido en sitio
Pio XII Torre de Apartamentos	12	29.4	fundido en sitio
Portal del Lili	12	28.8	fundido en sitio
Porton de Asturias torre C	5	12	fundido en sitio
Torres de Santorino Torre B	7	16.8	fundido en sitio

En La figura 14 se muestra la ubicación de los edificios ensayados en el mapa de microzonificación. La mayoría de los edificios se encontraron en la zona sur de la ciudad, donde se halla la mayor densidad de construcción de edificaciones para uso residencial en sistema estructural de muros de concreto reforzado. De acuerdo al Estudio de Microzonificación de Santiago de Cali, los edificios ensayados se ubican en cuatro zonas, dentro de las diez contempladas por dicho estudio.

Figura 2. Edificio Alameda del Lili Torre A.



Figura 5. Edificio Farallones de la Bocha Torre B.



Figura 3. Edificio Capri 75.



Figura 6. Edificio Gualanday Plaza Torre 7.



Figura 4. Edificio Castilla Grande Torre A.



Figura 7. Edificio Iguaque Torres 2-3.



Figura 8. Edificio Mirador de Terrazas.



Figura 11. Edificio Portal del Lili.



Figura 9. Edificio Multicentro 9.



Figura 12. Edificio Portón de Asturias Torre C.



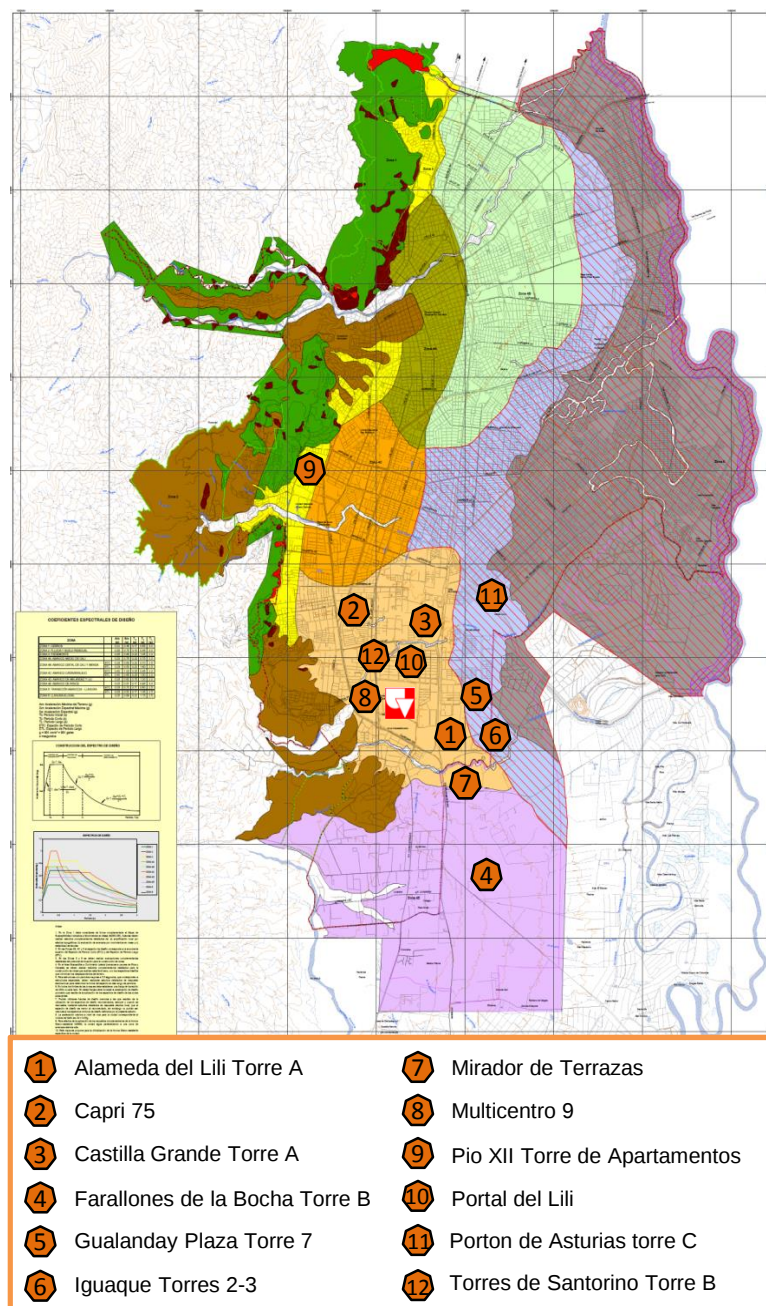
Figura 10. Edificio Pio XII Torre de Apartamentos.



Figura 13. Edificio Torres de Santorino Torre B.



Figura 14. Ubicación de los edificios en el mapa de Microzonificación sísmica de Santiago de Cali.



Fuente: INGEOMINAS. Microzonificación sísmica Santiago de Cali [En línea].<<http://seisan.ingegominas.gov.co>> [citado en: 10 de diciembre de 2013].

4. FASE EXPERIMENTAL

4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS

Para llevar a cabo las pruebas de vibración ambiental se utilizó un sistema portátil de adquisición de datos (figura 15), que permite registrar simultáneamente las vibraciones hasta en cinco puntos en una estructura. Éste sistema pertenece al Laboratorio de Ingeniería sísmica y Dinámica estructural (LINSE) de la Universidad del Valle, los componentes del sistema se describen a continuación.

4.1.1 Acelerómetros sísmicos y amplificador de poder. El sistema portátil del LINSE, consta de acelerómetros sísmicos Wilcoxon Research Modelo 731A, cada uno con un amplificador de poder Wilcoxon Research Modelo P31. Los acelerómetros tienen una sensibilidad de 10 V/g y junto con los amplificadores se puede obtener una sensibilidad total de 10 V/g, 100 V/g o 1000 V/g. Cada acelerómetro incorpora un sensor que consiste de un elemento piezoeléctrico aislado, que ayuda a minimizar los efectos de movimiento transversal, deformación de la base, y temperatura. Los dispositivos WR Modelo P31 amplifican las señales análogas y permiten un filtrado integral con un ancho de banda nominal (menos 3 dB) entre 0.05 y 450 Hz.

4.1.2 Digitalizador y sistema de registro. Las señales de los acelerómetros sísmicos se transmiten mediante cables coaxiales con sistema de conexión BNC a una tarjeta de adquisición de datos DAQ card-6024E de 16 entradas análogas de 12 bits, 200kS/s y un rango de voltaje de -10 voltios a 10 voltios, con la cual se convierte la señal analógica a digital; para ser llevada a un computador portátil, en el cual se emplea el Toolbox de adquisición de MATLAB*.

Figura 15. Sistema portátil de adquisición de datos.



* THE MATHWORKS, Inc. MATLAB. The MathWorks, Inc, 2003.

4.2 METODOLOGIA DE LOS ENSAYOS

En este trabajo se utilizaron pruebas de vibración ambiental, ya que son unas pruebas eficientes y de bajos costos, en las que se pueden obtener datos de manera rápida y con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan en los inmuebles.

Las pruebas de vibración ambiental consistieron en la medición horizontal de aceleraciones en el primer y último piso de cada edificio, estas pruebas se llevaron a cabo en dos tipos de configuración de acuerdo a la disponibilidad de espacio para su desarrollo. La configuración tipo 1 utiliza cinco sensores, tres de éstos situados en el último piso del edificio: dos sensores ubicados ortogonalmente en una esquina y el otro sensor ubicado en la esquina opuesta. Los dos sensores restantes se situaron ortogonalmente en el primer piso del edificio. La figura 16 muestra esquemáticamente la configuración tipo 1. La configuración tipo 2 utiliza cuatro sensores, dos de estos situados ortogonalmente en el último piso de la edificación, los otros dos de la misma forma en el primer piso de la edificación. Los cuatro sensores se ubicaron cerca de la zona de la escalera debido a las limitaciones establecidas por la ocupación del edificio (figura 17). En ambas configuraciones, los sensores dispuestos ortogonalmente están alineados uno paralelo al sentido corto del edificio y el otro paralelo al sentido largo. La tabla 3 muestra el tipo de configuración de las pruebas de vibración ambiental por edificio.

Los registros se adquirieron con una frecuencia de muestreo de 256 Hz, y por edificio se tomaron de cuatro a cinco registros, con una duración de 600 segundos cada uno. Los ensayos se realizaron mientras unos edificios se encontraban en condiciones normales de ocupación y otros en condiciones de no ocupación. La comparación entre estas dos condiciones es objeto de estudio en otro proyecto de grado. Para la localización de los acelerómetros sísmicos se tuvo en cuenta que estos se deben disponer en áreas lo más retiradas posible de los equipos mecánicos o de personas, ya que cualquier movimiento de los sensores con respecto al edificio altera tanto el contenido energético como el espectro de densidad de potencia de la señal, con lo que se pueden distorsionar los resultados, Espinoza (1999).

Tabla 3. Tipos de configuración de las pruebas de vibración ambiental.

Nombre del Edificio	Tipo de configuración
Alameda del Lili Torre A	2
Capri 75	1
Castilla Grande Torre A	2
Farallones de la Bocha Torre B	2
Gualanday Plaza Torre 7	1
Iguaque Torres 2-3	1
Mirador de Terrazas	2
Multicentro 9	1
Pio XII Torre de Apartamentos	2
Portal del Lili	1
Porton de Asturias torre C	2
Torres de Santorino Torre B	2

Figura 16. Configuración tipo 1 para las pruebas de vibración ambiental.

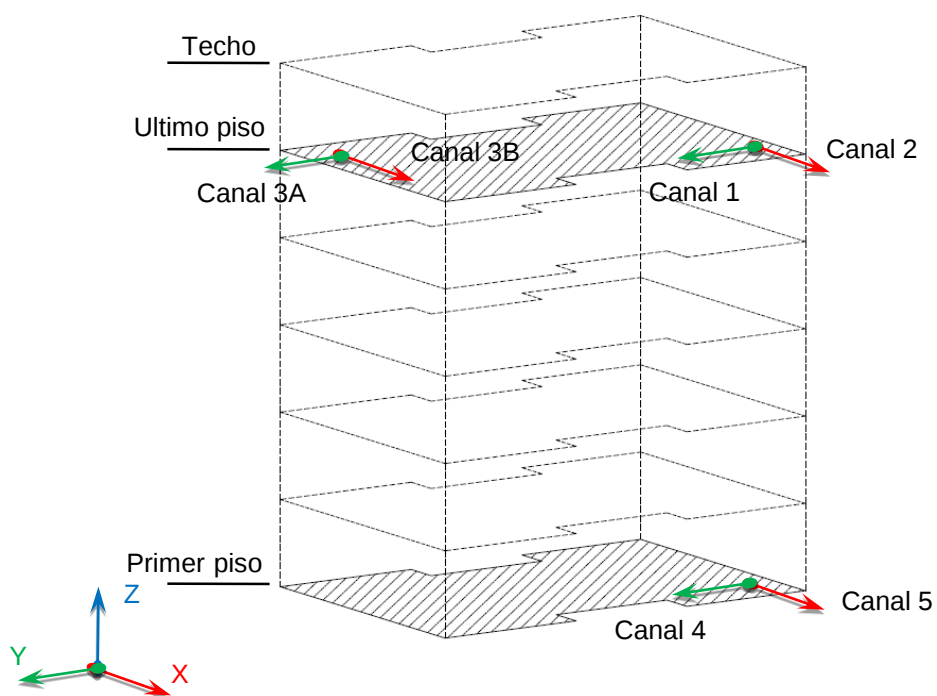
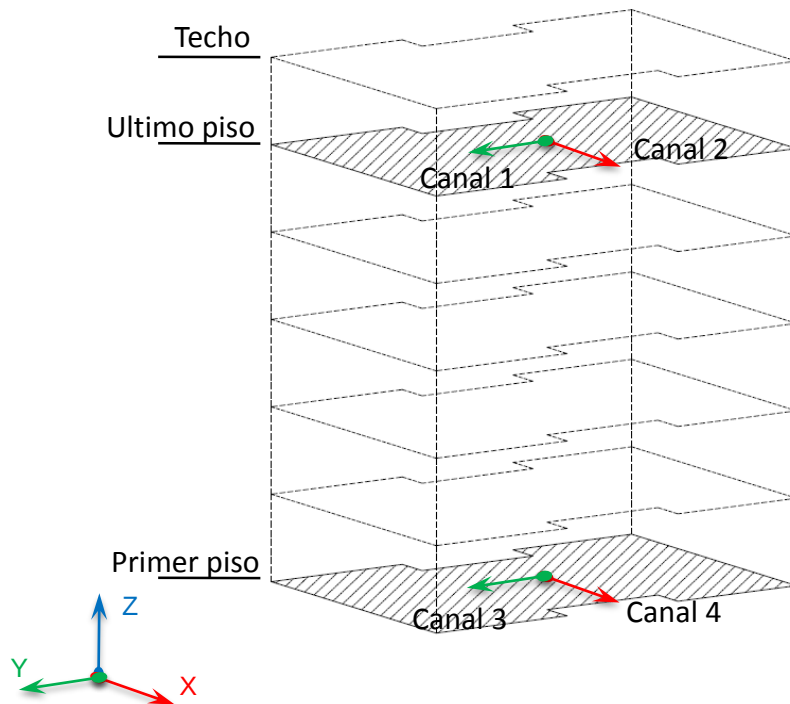


Figura 17. Configuración tipo 2 para las pruebas de vibración ambiental.



Aunque se obtuvieron registros en el piso superior y en el primero, los puntos de medición para hallar las frecuencias se escogieron en el piso más alto de las edificaciones, ya que no se encontró coherencia en la mayoría de información de los sensores del primer piso. Además tomando como antecedente otras investigaciones, Oliveira and Navarro (2010); Pan, Goh and Megawati (2013), Los puntos de medición en los puntos más altos de los edificios tienen la mayor amplitud de vibración en pruebas de vibración ambiental. Para obtener las primeras frecuencias naturales es suficiente con tener un registro de vibración al nivel del piso superior, en este caso no se identifica la forma modal completa, Hedge and Sinha (2009). En el trabajo de Espinoza (1999), se concluyó que para la identificación experimental de los períodos fundamentales de edificios usando vibración ambiental es suficiente el registro de la aceleración en la parte superior del edificio, debido a que para los niveles energéticos comprometidos en la excitación del edificio mediante vibración ambiental, la excitación en la base no representa la entrada al sistema.

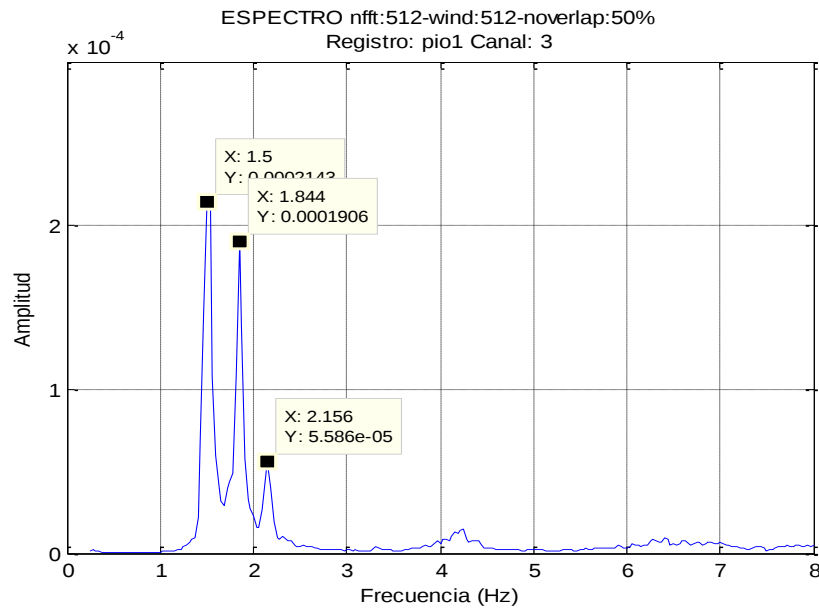
4.3 PROCESAMIENTO DE DATOS

Antes del procesamiento de datos se hizo la conversión de unidades digitales (voltios) a unidades físicas de aceleración (gravedades). En primer lugar los registros fueron graficados en el dominio del tiempo para identificar mediante inspección visual zonas saturadas o señales que no sean características de la vibración ambiental. Seguido a esto se corrigió el *offset* constante o variable en los canales en que se detectó este fenómeno. A continuación se remuestreó cada señal con el propósito de buscar frecuencias cercanas a las esperadas según la altura de cada edificio.

La identificación del período fundamental de cada edificación se realizó utilizando tres procedimientos. Inicialmente un análisis de los registros de vibración en el dominio de las frecuencias mediante el Método de Detección de Picos (PP), utilizando el Toolbox para procesamiento digital de señales de MATLAB. A continuación se utilizaron la Técnica de Excitación Natural con el Algoritmo de Realización de Valores Propios (NExT-ERA) y el Método de Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI), métodos de identificación en el dominio del tiempo. El procedimiento general del análisis de los registros de cada edificio se describe a continuación:

Utilizando el Método de Detección de Picos (PP) se realizó un análisis preliminar de la información mediante la identificación de las frecuencias vistas como picos en los espectros de densidad de potencia de los canales ubicados en el último piso de los edificios. El número de puntos utilizados para el análisis es de 512, el tamaño de ventana tipo Hanning de 512 y un traslapo del 50% de la ventana. La figura 18 muestra un espectro de densidad de potencia de un registro de uno de los edificios estudiados, donde se identifican las frecuencias 1.5Hz, 1.8Hz y 2.2Hz como picos del espectro de densidad de potencia (PSD), en el anexo (capítulo 7) se presentan los PSD para todos los registros de cada edificio. Después de este análisis preliminar se efectuó un segundo análisis, que consistió en dividir cada registro en registros de 50 segundos cada uno, para verificar la presencia de las frecuencias identificadas de forma preliminar y descartar posibles frecuencias de modos locales y ruido. Posteriormente se realizó un tercer análisis de los registros variando los parámetros en el espectro de densidad de potencia, con el objetivo de hallar un valor promedio de frecuencia y su desviación estándar.

Figura 18. Espectro de Densidad de Potencia de la prueba 1, canal 3 del edificio PIO XII Torre de Apartamentos.



El segundo análisis se realizó usando la Técnica de Excitación Natural con el Algoritmo de Realización de Valores Propios (NExT-ERA) y el tercer análisis se efectuó empleando el Método de Identificación del Sub-espacio Estocástico (SSI). Ambas metodologías emplean las señales de los registros de aceleración y realizan una representación del sistema en un espacio de estados, tomando en cuenta como datos iniciales el orden del sistema, el tamaño de la ventana, entre otros. Se obtiene el número de polos del sistema que a su vez contienen la información dinámica, además emplea algoritmos de estabilización, realizando un análisis estadístico de la cantidad de polos encontrados y así determinar las frecuencias con mayor repetitividad. Estas frecuencias se identificaron para cada edificio variando parámetros como la frecuencia de remuestreo y número de puntos en la Transformada Rápida de Fourier.

5. ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS

5.1 IDENTIFICACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL

El período fundamental para cada edificio se calculó utilizando las tres técnicas mencionadas, solamente con base en registros de vibración ambiental, a diferencias de otros trabajos como el de Muriá (2002), el cual halla períodos a partir de pruebas de vibración ambiental y registros sísmicos. Se establece el período fundamental de cada edificio como el valor inverso de la menor frecuencia encontrada. La tabla 4 resume los valores encontrados para cada edificio.

Tabla 4. Períodos fundamentales de cada edificio por método.

Nombre del Edificio	PP			NExT-ERA			SSI		
	Período (seg)		Frecuencia (Hz)	Período (seg)		Frecuencia (Hz)	Período (seg)		Frecuencia (Hz)
	Promedio	Desv. Est.		Promedio	Desv. Est.		Promedio	Desv. Est.	
Alameda del Lili Torre A	0.46	0.00	2.16	0.47	0.00	2.14	0.46	0.00	2.16
Capri 75	0.23	0.00	4.35	0.23	0.00	4.31	0.22	0.00	4.55
Castilla Grande Torre A	0.37	0.00	2.74	0.37	0.01	2.70	0.37	0.00	2.72
Farallones de la Bocha Torre B	0.22	0.00	4.51	0.22	0.00	4.60	0.22	0.00	4.45
Gualanday Plaza Torre 7	0.23	0.00	4.31	0.26	0.00	3.82	0.25	0.00	3.95
Iguaque Torres 2-3	0.36	0.01	2.75	0.36	0.00	2.74	0.37	0.00	2.72
Mirador de Terrazas	0.63	0.01	1.59	0.63	0.00	1.59	0.63	0.00	1.59
Multicentro 9	0.14	0.01	7.35	0.13	0.00	7.57	0.13	0.00	7.41
Pio XII Torre de Apartamentos	0.66	0.01	1.51	0.67	0.01	1.49	0.66	0.01	1.51
Portal del Lili	0.67	0.00	1.50	0.67	0.01	1.49	0.67	0.00	1.49
Porton de Asturias torre C	0.20	0.01	4.89	0.21	0.00	4.85	0.21	0.00	4.86
Torres de Santorino Torre B	0.30	0.00	3.29	0.30	0.01	3.38	0.30	0.01	3.39

Como se observa en la tabla 4, los valores de período entre los métodos son similares. Sin embargo estableciendo el SSI como método de comparación, ya que sus resultados tienen los menores valores de desviación estándar, se encontró una variación máxima entre 8.2% para PP y 5.5% para NExT-ERA respecto al SSI (tabla 5).

Tabla 5. Períodos fundamentales y diferencias entre métodos.

Nombre del Edificio	PP	NExT-ERA	SSI	Diferencias entre Métodos	
	Período (seg)	Período (seg)	Período (seg)	PP vs. SSI	NExT-ERA vs. SSI
Alameda del Lili Torre A	0.46	0.47	0.46	0.0%	0.9%
Capri 75	0.23	0.23	0.22	4.6%	5.5%
Castilla Grande Torre A	0.37	0.37	0.37	0.8%	0.4%
Farallones de la Bocha Torre B	0.22	0.22	0.22	1.4%	3.3%
Gualanday Plaza Torre 7	0.23	0.26	0.25	8.2%	3.6%
Iguaque Torres 2-3	0.36	0.36	0.37	1.2%	0.9%
Mirador de Terrazas	0.63	0.63	0.63	0.2%	0.1%
Multicentro 9	0.14	0.13	0.13	0.8%	2.1%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.66	0.67	0.66	0.1%	1.4%
Portal del Lili	0.67	0.67	0.67	0.3%	0.3%
Porton de Asturias torre C	0.20	0.21	0.21	0.6%	0.1%
Torres de Santorino Torre B	0.30	0.30	0.30	3.0%	0.2%

5.2 COMPARACIÓN ENTRE VALORES EXPERIMENTALES Y LA ECUACIÓN DEL NSR-10

De acuerdo al NSR-10, el valor del período fundamental de vibración de la edificación (T), se debe calcular a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural. Este Reglamento también permite hallar dicho valor de una manera aproximada por medio de la ecuación A.4.2-3, la cual está en función del sistema estructural de resistencia sísmica y la altura del edificio. Dicha ecuación se presenta a continuación:

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad (3)$$

Donde h_n es la altura en metros, medida desde la base hasta la planta superior del edificio. Los parámetros C_t y α dependen del sistema estructural de resistencia sísmica y están especificados en el nombrado Reglamento. Para el caso de sistema estructural basado en muros de rigidez (muros estructurales) $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$. La ecuación anterior quedaría así:

$$T_a = 0.049 * h_n^{0.75} \quad (4)$$

En la tabla 6 se indican los períodos calculados por medio de la ecuación (4) y las halladas de manera experimental aplicando el método del SSI. La máxima diferencia del valor experimental es de 49.5% y la mínima diferencia es de 3.3%, con respecto al valor aproximado por el NSR-10. La máxima y mínima diferencia corresponden al edificio Multicentro 9 (edificio más bajo) y al edificio Mirador de Terrazas (uno de los más altos), respectivamente.

Tabla 6. Diferencias entre períodos aproximados por el NSR-10 y experimentales.

	Altura	Aproximado (NSR-10)	Experimental (SSI)	Diferencia
Nombre del Edificio	h (m)	T (seg)	T (seg)	
Multicentro 9	9.6	0.27	0.13	49.5%
Porton de Asturias torre C	12	0.32	0.21	34.8%
Capri 75	12	0.32	0.22	30.4%
Farallones de la Bocha Torre B	12.5	0.33	0.22	31.0%
Gualanday Plaza Torre 7	15.5	0.38	0.25	33.9%
Torres de Santorino Torre B	16.8	0.41	0.30	27.3%
Castilla Grande Torre A	16.8	0.41	0.37	9.4%
Iguaque Torres 2-3	20.8	0.45	0.37	18.0%
Alameda del Lili Torre A	21.6	0.49	0.46	5.7%
Mirador de Terrazas	28.8	0.61	0.63	3.3%
Portal del Lili	28.8	0.61	0.67	10.1%
Pio XII Torre de Apartamentos	29.4	0.62	0.66	7.3%

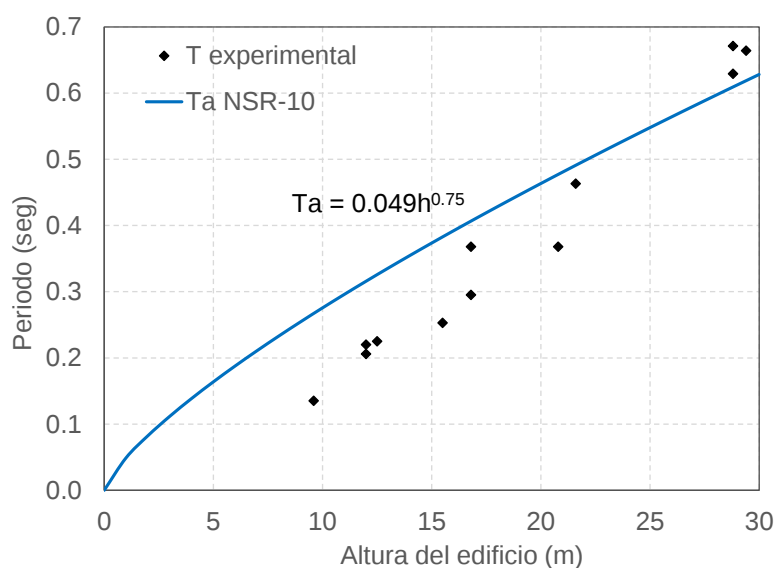
Para edificios de la misma altura se encontraron diferencias del valor del período fundamental experimental del 6.3%, 6.4% y 19.8%. Esta comparación se muestra en la tabla 7.

Tabla 7. Diferencias de períodos experimentales para edificios de la misma altura

	Altura	Experimental (SSI)	Diferencia
Nombre del Edificio	h (m)	T (seg)	
Porton de Asturias torre C	12	0.21	6.4%
Capri 75	12	0.22	
Torres de Santorino Torre B	16.8	0.30	19.8%
Castilla Grande Torre A	16.8	0.37	
Mirador de Terrazas	28.8	0.63	6.3%
Portal del Lili	28.8	0.67	

La figura 19 muestra que para los edificios de baja altura existe mayor diferencia entre el valor teórico y el experimental. La mayoría de los períodos identificados experimentalmente están por debajo de la curva empírica dada por el Reglamento NSR-10.

Figura 19. Valores del Período aproximados (NSR-10) y experimentales.



Las tablas 8 a 11 muestran las diferencias entre las pseudo-aceleraciones obtenidas a partir de los períodos aproximados por el NSR-10 y los experimentales, basados en los espectros de diseño definidos por el Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali (MZSC) para cada edificio en su zona correspondiente. La máxima diferencia es de 8.9%, con respecto al valor de aceleración espectral obtenido por el periodo hallado de manera aproximada usando el NSR-10. Esta diferencia consiste en que el valor de aceleración espectral obtenido a partir del período aproximado es mayor que el obtenido con base al período experimental, lo que implica que la edificación experimenta menos fuerza sísmica, en caso de ocurrir el sismo de diseño. Esto se puede plantear como una condición de sobre diseño. La figura 20 muestra, como ejemplo del anterior análisis, los valores de pseudo-aceleración hallados a partir de los períodos aproximado y experimental del edificio Portal del Lili, basados en el espectro de diseño de la MZSC para la Zona 5.

Tabla 8. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4D.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.62	0.46	0.62	0.0%
Capri 75	0.32	0.62	0.22	0.62	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.62	0.37	0.62	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.62	0.63	0.62	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.62	0.13	0.57	7.3%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.62	0.30	0.62	0.0%

Tabla 9. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 5.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.70	0.25	0.70	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.70	0.37	0.70	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.69	0.67	0.63	8.9%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.70	0.21	0.70	0.0%

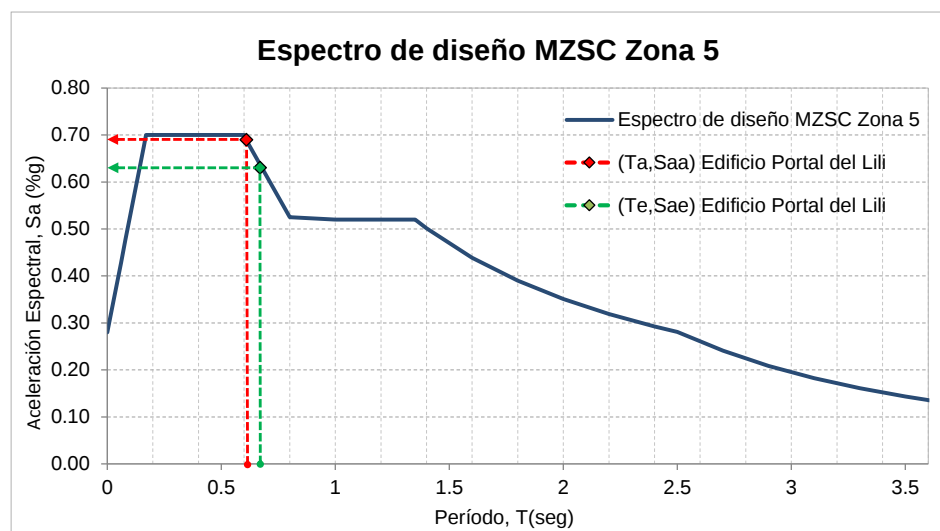
Tabla 10. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 3.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo-aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo-aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.85	0.66	0.85	0.0%

Tabla 11. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4E.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo-aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo-aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.57	0.22	0.57	0.0%

Figura 20. Espectro de diseño de la MZSC, Zona 5.



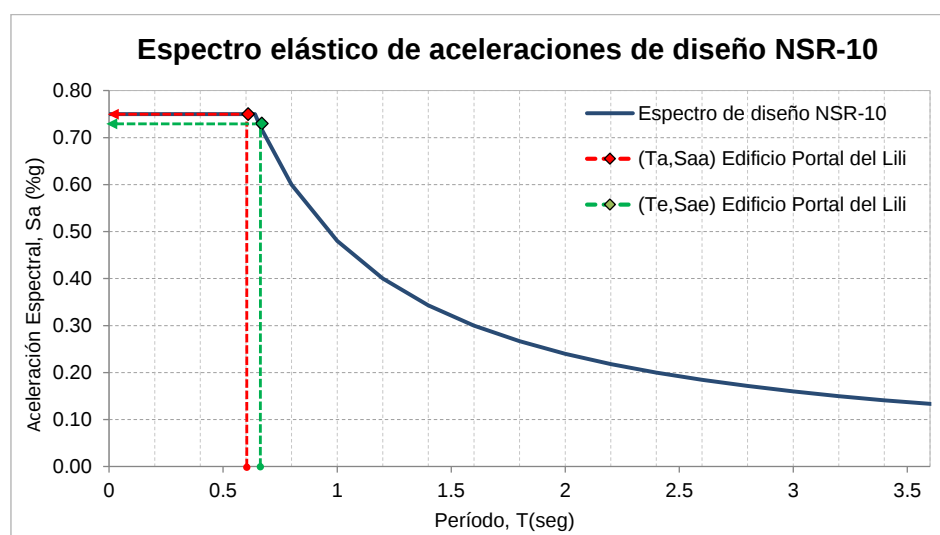
Considerando la investigación geotécnica del punto denominado Pasoancho con Carrera 80 perteneciente a la Zona 4D, disponible en MZSC, donde se encuentran la mayoría de los edificios de la presente investigación se halló un valor de velocidad de onda promedio de 361 m/s para el perfil de suelo. Para el Reglamento NSR-10 esta velocidad de onda corresponde al tipo de suelo C. Con esta información se elaboró el espectro elástico de aceleraciones de diseño disponible en la sección A.2.6.1 del Reglamento NSR-10, donde se evaluaron los períodos aproximados y experimentales. Los resultados se resumen en la tabla 12, donde se aprecia que la

mayor diferencia de la pseudo-aceleración hallada por medio de períodos experimentales respecto a la pseudo-aceleración encontrada con los períodos aproximados (NSR-10) es de 4.5%. Para este caso, la pseudo-aceleración aproximada (a partir de períodos aproximados) también es mayor que la pseudo-aceleración experimental (a partir de períodos experimentales). La figura 21 muestra, como ejemplo del anterior análisis, los valores de pseudo-aceleración hallados a partir de los períodos aproximado y experimental del edificio Portal del Lili, basados en el espectro de diseño del NSR-10.

Tabla 12. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño del Reglamento NSR-10.

	Período Aproximado (NSR-10)	Pseudo-aceleración aproximada	Período Experimental (SSI)	Pseudo-aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.75	0.46	0.75	0.0%
Capri 75	0.32	0.75	0.22	0.75	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.75	0.37	0.75	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.75	0.22	0.75	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.75	0.25	0.75	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.75	0.37	0.75	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.75	0.63	0.75	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.75	0.13	0.75	0.0%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.75	0.66	0.72	3.0%
Portal del Lili	0.61	0.75	0.67	0.73	4.5%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.75	0.21	0.75	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.75	0.30	0.75	0.0%

Figura 21. Espectro de diseño del NSR-10



Se supuso que los edificios estudiados se encontraban en cada una de las zonas contempladas por el estudio MZSC con el propósito de analizar, de acuerdo a los espectros de diseño de cada zona, las diferencias entre la pseudo-aceleración hallada por medio del período experimental respecto a la pseudo-aceleración encontrada con el período aproximado (NSR-10), para cada edificio. Los resultados de esta suposición se resumen en las tablas 13 a 22. La máxima diferencia encontrada, cuando el valor de aceleración espectral obtenido a partir del período aproximado es mayor que el obtenido con base al período experimental, es de 28.8% con respecto al valor de aceleración espectral obtenido por el periodo aproximado (tabla 18). Esto implica que la edificación experimenta menos fuerza sísmica, en caso de ocurrir el sismo de diseño. Para la situación donde el valor de aceleración espectral obtenido a partir del período aproximado es menor que el obtenido con base al período experimental, la máxima diferencia encontrada es del 6.5% con respecto al valor obtenido por el período experimental (tablas 14 y 18). Lo anterior implica que la estructura, en caso de la ocurrencia del sismo de diseño, experimentaría más fuerza sísmica. A manera de ejemplo, la figura 22 ilustra el espectro utilizado para encontrar las diferencias mencionadas.

Tabla 13. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 1.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.45	0.46	0.45	0.0%
Capri 75	0.32	0.45	0.22	0.45	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.45	0.37	0.45	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.45	0.22	0.45	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.45	0.25	0.45	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.45	0.37	0.45	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.41	0.63	0.39	3.2%
Multicentro 9	0.27	0.45	0.13	0.40	12.0%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.40	0.66	0.38	6.1%
Portal del Lili	0.61	0.41	0.67	0.37	8.9%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.45	0.21	0.45	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.45	0.30	0.45	0.0%

Tabla 14. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 2.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.69	0.46	0.73	6.5%
Capri 75	0.32	0.75	0.22	0.75	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.75	0.37	0.75	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.75	0.22	0.75	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.75	0.25	0.75	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.75	0.37	0.75	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.55	0.63	0.54	3.2%
Multicentro 9	0.27	0.75	0.13	0.75	0.0%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.54	0.66	0.51	6.1%
Portal del Lili	0.61	0.55	0.67	0.50	9.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.75	0.21	0.75	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.75	0.30	0.75	0.0%

Tabla 15. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 3.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.85	0.46	0.85	0.0%
Capri 75	0.32	0.85	0.22	0.85	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.85	0.37	0.85	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.85	0.22	0.85	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.85	0.25	0.85	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.85	0.37	0.85	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.85	0.63	0.85	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.85	0.13	0.68	20.6%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.85	0.66	0.85	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.85	0.67	0.85	0.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.85	0.21	0.85	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.85	0.30	0.85	0.0%

Tabla 16. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4A.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.75	0.46	0.75	0.0%
Capri 75	0.32	0.75	0.22	0.75	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.75	0.37	0.75	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.75	0.22	0.75	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.75	0.25	0.75	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.75	0.37	0.75	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.75	0.63	0.75	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.75	0.13	0.60	19.6%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.75	0.66	0.75	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.75	0.67	0.75	0.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.75	0.21	0.75	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.75	0.30	0.75	0.0%

Tabla 17. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4B.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.65	0.46	0.65	0.0%
Capri 75	0.32	0.65	0.22	0.65	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.65	0.37	0.65	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.65	0.22	0.65	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.65	0.25	0.65	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.65	0.37	0.65	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.65	0.63	0.65	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.65	0.13	0.52	19.9%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.65	0.66	0.65	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.65	0.67	0.65	0.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.65	0.21	0.65	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.65	0.30	0.65	0.0%

Tabla 18. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4C.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.92	0.46	0.98	6.5%
Capri 75	0.32	1.00	0.22	0.93	7.2%
Castilla Grande Torre A	0.41	1.00	0.37	1.00	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	1.00	0.22	0.93	7.2%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	1.00	0.25	1.00	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	1.00	0.37	1.00	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.74	0.63	0.71	3.2%
Multicentro 9	0.27	1.00	0.13	0.71	28.8%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.73	0.66	0.68	6.1%
Portal del Lili	0.61	0.74	0.67	0.67	9.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	1.00	0.21	0.90	9.6%
Torres de Santorino Torre B	0.41	1.00	0.30	1.00	0.0%

Tabla 19. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4D.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.62	0.46	0.62	0.0%
Capri 75	0.32	0.62	0.22	0.62	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.62	0.37	0.62	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.62	0.22	0.62	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.62	0.25	0.62	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.62	0.37	0.62	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.62	0.63	0.62	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.62	0.13	0.57	7.3%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.62	0.66	0.62	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.62	0.67	0.62	0.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.62	0.21	0.62	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.62	0.30	0.62	0.0%

Tabla 20. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 4E.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.57	0.46	0.57	0.0%
Capri 75	0.32	0.57	0.22	0.57	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.57	0.37	0.57	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.57	0.22	0.57	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.57	0.25	0.57	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.57	0.37	0.57	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.57	0.63	0.57	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.57	0.13	0.49	13.2%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.57	0.66	0.57	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.57	0.67	0.57	0.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.57	0.21	0.57	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.57	0.30	0.57	0.0%

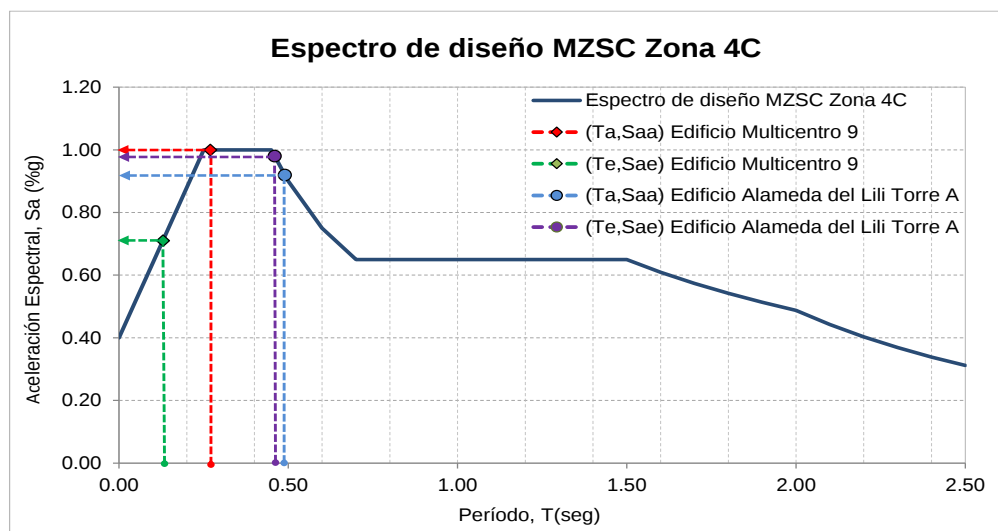
Tabla 21. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 5.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.70	0.46	0.70	0.0%
Capri 75	0.32	0.70	0.22	0.70	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.70	0.37	0.70	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.70	0.22	0.70	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.70	0.25	0.70	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.70	0.37	0.70	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.69	0.63	0.67	3.2%
Multicentro 9	0.27	0.70	0.13	0.60	14.1%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.68	0.66	0.64	6.1%
Portal del Lili	0.61	0.69	0.67	0.63	8.9%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.70	0.21	0.70	0.0%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.70	0.30	0.70	0.0%

Tabla 22. Diferencias de Pseudo-aceleración aproximada y experimental, obtenidas del espectro de diseño de MZSC, Zona 6.

	Período aproximado (NSR-10)	Pseudo- aceleración aproximada	Período experimental (SSI)	Pseudo- aceleración experimental	Diferencia
Nombre del Edificio	Ta (seg)	Saa (%g)	Te (seg)	Sae (%g)	
Alameda del Lili Torre A	0.49	0.68	0.46	0.68	0.0%
Capri 75	0.32	0.68	0.22	0.68	0.0%
Castilla Grande Torre A	0.41	0.68	0.37	0.68	0.0%
Farallones de la Bocha Torre B	0.33	0.68	0.22	0.68	0.0%
Gualanday Plaza Torre 7	0.38	0.68	0.25	0.68	0.0%
Iguaque Torres 2-3	0.45	0.68	0.37	0.68	0.0%
Mirador de Terrazas	0.61	0.68	0.63	0.68	0.0%
Multicentro 9	0.27	0.68	0.13	0.50	25.9%
Pio XII Torre de Apartamentos	0.62	0.68	0.66	0.68	0.0%
Portal del Lili	0.61	0.68	0.67	0.68	0.0%
Porton de Asturias torre C	0.32	0.68	0.21	0.66	2.9%
Torres de Santorino Torre B	0.41	0.68	0.30	0.68	0.0%

Figura 22. Espectro de diseño de la MZSC, Zona 4C.



5.3 EXPRESIÓN PRELIMINAR

Con el propósito de proponer una expresión preliminar para la estimación del período fundamental de vibración de edificios de muros estructurales de concreto reforzado para uso residencial en la Ciudad de Santiago de Cali, se obtuvieron regresiones de tipo lineal, polinómica y potencial, basadas en el método de los mínimos cuadrados. Las regresiones se realizaron para los resultados de la tabla 6, éstas se ilustran en las figuras 23, 24 y 25. En estas figuras no se graficaron los valores de desviación estándar de los resultados experimentales por ser muy pequeños.

Figura 23. Regresión lineal para los períodos experimentales de los edificios versus sus alturas.

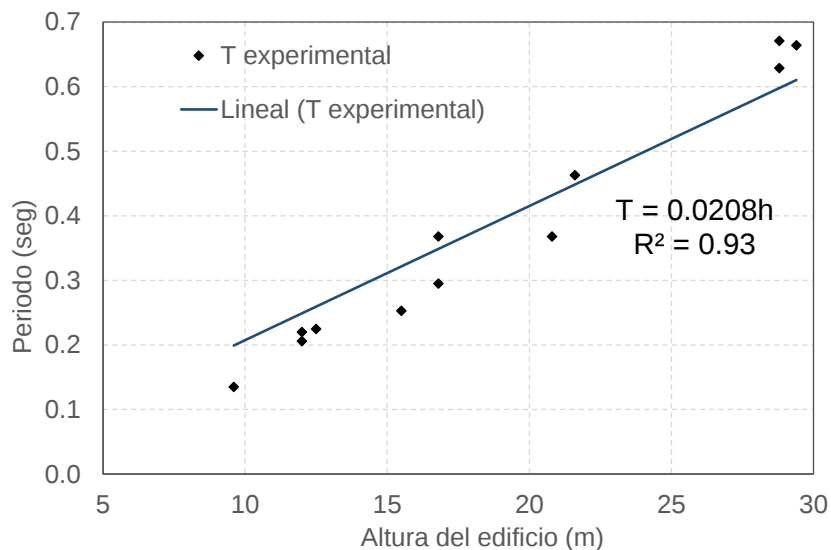


Figura 24. Regresión polinómica para los períodos experimentales de los edificios versus sus alturas.

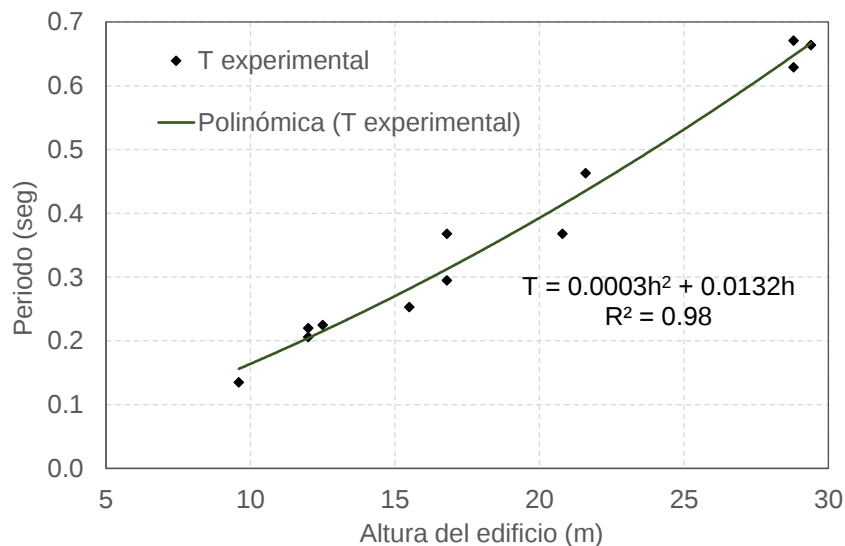
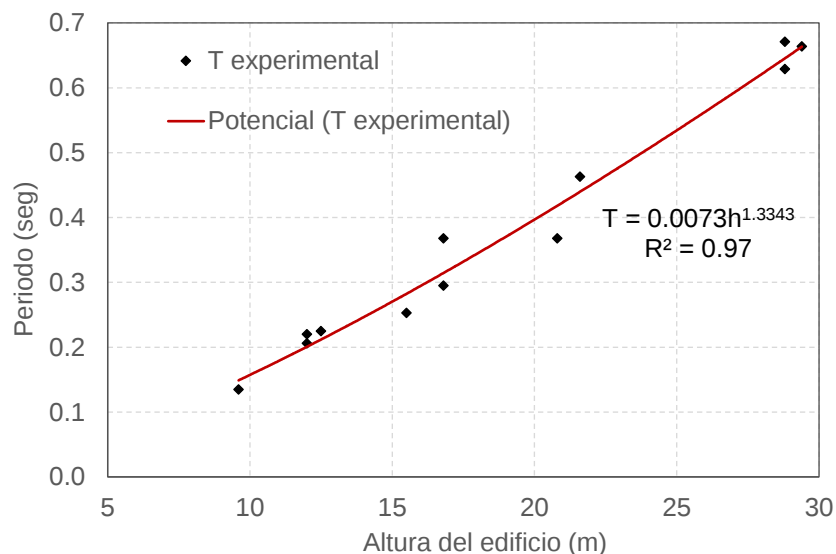


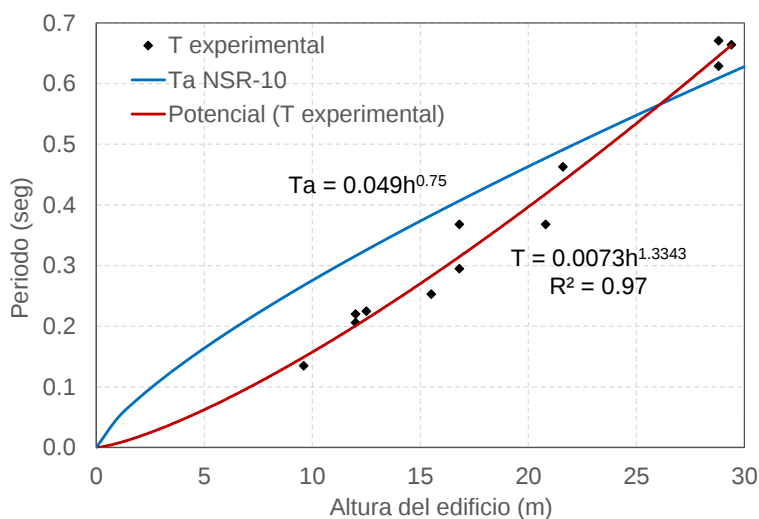
Figura 25. Regresión potencial para los períodos experimentales de los edificios versus sus alturas.



La ecuación que tuvo los datos más cercanos a la línea de tendencia, expresados en términos del coeficiente de determinación (R^2) es la obtenida a partir de la regresión polinómica, con un valor de 0.98, le siguió la ecuación obtenida a partir de la regresión potencial (polinómica sin término independiente), con un coeficiente de 0.97 y por último la ecuación obtenida a partir de la regresión lineal, con un coeficiente de 0.93.

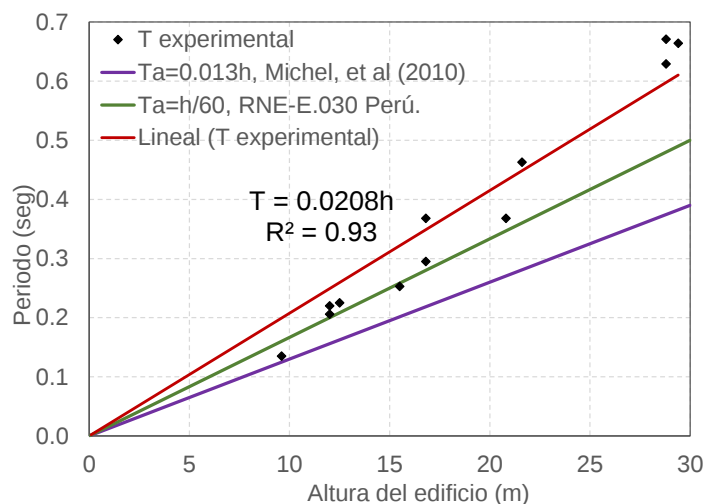
La figura 26 muestra la comparación entre la ecuación aproximada que permite usar el NSR-10 (ecuación 4) y la ecuación experimental obtenida a partir de la regresión potencial, donde se puede observar que los períodos de la ecuación potencial son menores hasta en un 44% respecto a la ecuación aproximados por el NSR-10. El Código de Diseño de Estructuras Sismo Resistentes (Eurocode8 2003), la Norma Suiza (SIA 261:2003), el Código de Cargas Mínimas de diseño para edificios y otras estructuras (ASCE 7-10 2010) y el Código de Construcción Internacional (IBC 2012) también proponen la ecuación (4) para estimar el período fundamental en edificios de muros estructurales.

Figura 26. Comparación entre la ecuación aproximada que permite usar el NSR-10 y la ecuación experimental obtenida a partir de la regresión potencial.



La figura 27 muestra la comparación entre la ecuación aproximada que permite usar el Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú (RNE-E.030 2006) para edificios de muros estructurales y la ecuación experimental obtenida a partir de la regresión lineal en el presente trabajo. Adicionalmente se incluye la ecuación encontrada en la investigación de Michel (2010). Esta comparación muestra que los periodos propuestos por Michel (2010) y la RNE-E.030 se subestiman en el 38% y 20% respectivamente, respecto a la ecuación lineal encontrada para los periodos experimentales.

Figura 27. Comparación entre la ecuación aproximada que permite usar el NSR-10 y la ecuación experimental obtenida a partir de la regresión potencial.



Finalmente, se propone como expresión preliminar la ecuación (5), debido a su semejanza en el tipo de la ecuación planteada por el Reglamento Colombiano, Además se asume que el valor del coeficiente R^2 determina una buena calidad de la ecuación para replicar los resultados.

$$T_a = 0.0073 * h_n^{1.3343} \quad (5)$$

Donde h_n es la altura en metros, medida desde la base hasta la planta superior del edificio.

Cabe resaltar que la identificación de períodos por vibraciones ambientales se limitan a períodos elásticos, utilizados para el análisis sísmico, los cuales pueden diferir de los que presentan las estructuras durante eventos sísmicos o debido a la no linealidad del sistema suelo estructura, como se menciona en el trabajo de Muriá (2002).

6. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

Los períodos fundamentales de vibración hallados experimentalmente, basados en registros de vibración ambiental, presentan:

- Diferencias con respecto al valor aproximado por el NSR-10, la máxima diferencia es del 49.5% y la mínima es del 3.3%, lo que significa la suposición de estructuras más rígidas o flexibles, dependiendo si el período es menor o mayor, respectivamente.
- Mayor diferencia con respecto al período aproximado para edificios de baja altura.
- Que para dos edificios de la misma altura, la mayor diferencia es del 19.8%, lo que puede atribuirse a otras variables involucradas en las propiedades dinámicas de la edificación tales como la configuración de los elementos estructurales, la rigidez aportada por elementos no estructurales, tipo de cimentación, tipo de suelo, sistema constructivo, área en planta, entre otros.

Al observar la carga sísmica correspondiente a los períodos aproximados (NSR-10) y experimentales, de acuerdo con el espectro definido por el Estudio de Microzonificación de Santiago de Cali y el definido por el Reglamento Colombiano NSR-10, correspondientes a la ubicación de los edificios, se encuentra que la máxima variación es de 8.9% y 4.5% respectivamente. Ambas diferencias indicando que se experimentaría menos fuerza sísmica que la de diseño

Al evaluar los períodos de cada edificio en los espectros de diseño de cada zona del estudio de MZSC se encontraron diferencias entre valores de aceleración espectral obtenidos a partir de períodos aproximados y experimentales. Esto se debe a que las cargas sísmicas dependen de la forma del espectro, el cual se define según las condiciones de sitio. Cuando la diferencia entre los períodos aproximado y experimental se presente por fuera de la zona de aceleración constante del espectro de diseño se evidencia cambios en la demanda de carga sísmica. La diferencia máxima cuando el valor de aceleración espectral obtenido a partir del período aproximado es mayor que el obtenido con base al período experimental es de 28.8%, lo que implica una condición de sobre estimación considerable de la fuerza sísmica. Por otro lado, la diferencia máxima cuando el valor de aceleración espectral obtenido a partir del período aproximado es menor que el obtenido con base al período experimental es de 6.5%, esto quiere decir que la estructura,

experimentaría más fuerza sísmica; lo que podría hacer vulnerable sísmicamente a la estructura.

Como trabajo futuro se sugiere realizar un número mayor de ensayos de vibración ambiental incluyendo la obtención de los planos estructurales, con el propósito de plantear una ecuación para estimar con mayor precisión el periodo fundamental de edificios de muros estructurales de concreto reforzado, involucrando factores como la configuración en planta de los elementos estructurales y no estructurales, tipo de cimentación, tipo de suelo o zona sísmica y sistema constructivo, aprovechando la clasificación por zonas con la que se cuenta en el Estudio MZSC. También se sugiere la construcción de modelos numéricos con el interés de realizar una comparación entre los resultados teóricos, analíticos y experimentales.

7. ANEXO: ESPECTROS DE DENSIDAD DE POTENCIA DE LOS REGISTROS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.

El anexo que se encuentra en soporte magnético adjunto al presente documento.

BIBLIOGRAFÍA

ANDERSEN, P. and BRINCKER, Rune. Estimation of modal parameters and their uncertainties. En: 17th international modal analysis conference (IMAC-XVII). Kissimmee, Febrero, 1999. p. 323-329

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS ASCE 7-10. Minimum design loads for building and other structures. 2010.

BENDAT, Julius and PIERSON, Allan. Engineering applications of correlation and spectral analysis. New York: Wiley, 1993.

BERNAL, Dionisio. and HERNANDEZ, Eric. A data-driven methodology for assessing impact of earthquakes on the health of building structural systems. En: The Structural Design of Tall and Special Buildings. Marzo 2006. vol. 15, issue 1, p. 21-34.

BRINCKER, Rune and ANDERSEN, Palle. Understanding Stochastic Subspace Identification. En: 24th Conference and Exposition on Structural Dynamics 2006 (IMAC - XXIV). 2006. St Louis, Missouri.

BROWNJOHN, James, *et al.* Assessment of Highway Bridge Upgrading by Dynamic Testing and Finite-Element Model Updating. En: Journal of Bridge Engineering. 2003. vol. 8, no.3, p. 162-172. ISSN: 1084-0702

BROWNJOHN, James, *et al.* Civil structure condition assessment by FE model updating: methodology and case studies. En: Finite Elements in Analysis and Design. 2001. vol 37, p. 761-775.

BROWNJOHN, J. M. W. and P.-Q, Xia. Dynamic Assessment of Curved Cable-Stayed Bridge by Model Updating. En: Journal of Structural Engineering. 2000. vol. 126, p. 252-260. ISSN: 0733-9445.

CAICEDO, Juan M. and DYKE, Shirley J. Experimental validation of structural health monitoring for flexible bridge structures. En: Structural Control and Health Monitoring. Julio-Diciembre, 2005. vol. 12, issue 3-4, p. 425-443.

CAICEDO, Juan; DYKE, Shirley and JOHNSON, Erik. Natural Excitation Technique and Eigensystem Realization Algorithm for Phase I of the IASC-ASCE Benchmark Problem: Simulated Data. En: Journal of Engineering Mechanics, 2004. vol. 130, no. 1, p. 49-60.

CARRILLO, Wilmer. Estimación de los períodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto. En: Ciencia e Ingeniería Neogranadina. Junio, 2009. vol.19, no.1. p. 39-54.

CHIAUZZI, L, *et. al*. Estimate of fundamental period of reinforced concrete buildings: code provisions vs. experimental measures in Victoria and Vancouver (BC, Canada). 15 WCEE. Lisboa, 2012.

CHING, J., *et al*. Structural Model Updating and Health Monitoring with Incomplete Modal Data Using Gibbs Sampler. En: Aided Civil and Infrastructure Engineering. 2006. vol. 21, p. 242-257.

CHOPRA, Anil K. Dinámica de estructuras. 4 ed. México: Pearson Educación, 2014. p 205.

COLOMBIA. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente (NSR-10). *NSR 10*. Bogotá.D.C., 2010.

CROWLEY, Helen and PINHO, Rui. Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings. En: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Ginebra, 2006.

DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL DE ESTADISTICA DANE. Calculo censo de edificaciones. Información estadística: Área iniciada para vivienda según sistema constructivo II trimestre (2004) – IV trimestre (2012). Bogotá .D.C., 2013.

DOEBLING, Scott, *et al.* Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review. Los Álamos: Los Álamos National Laboratory. Mayo, 1996. p.132.

ESPINOZA, Fortunato. Determinación de características dinámicas de estructuras. Memoria de la tesis doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1999. 170 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Brussels, 2003.

FUJINO, Yozo, *et al.* Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge. En: Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1993. vol. 22, issue 9, p. 741-758.

GALLIPOLI, Maria; MUCCIARELLI, Marco and VONA, Marco. Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings. En: Earthquake engineering and structural dynamics. John Wiley and Sons, Ltd., 2008. vol. 38, p. 973-988.

GIRALDO, Diego, *et al.* Modal Identification Through Ambient Vibration: A Comparative Study. In 24th Conference and Exposition on Structural Dynamics 2006 (IMAC - XXIV). 2006. St Louis, Missouri.

HEGDE, Ganesh and SINHA, Ravi. A Technique for Placing Few Sensors on a Building for Complete Modal Identification. En: Mechanics of Advanced Materials and Structures, 2009. vol. 16, p. 248–259.

HERMANS, L. and VAN DER AUWERAER, H. Modal testing and analysis of structures under operational conditions: industrial applications. En: Mechanical Systems and Signal Processing. Marzo, 1999. vol. 13, issue 2, p. 193-216.

HONG, Li-Ling and HWANG, Woei-Luen. Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan. En: Earthquake engineering and structural dynamics. John Wiley and Sons, Ltd., 2000. vol. 29, p. 327-337.

IBC, ICC. 2012 International building code. International Code Council, Inc. U.S.A, 2011.

INGEOMINAS. Microzonificación sísmica Santiago de Cali [En línea].<<http://seisan.ingehominas.gov.co>> [citado en: 10 de diciembre de 2013].

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. Documentación. Presentación de Tesis, trabajos de grado y otros trabajos de investigación. NTC 1486. Bogotá D.C.: El instituto, 2008. 36p.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. Referencias bibliográficas. Contenido, forma y estructura. NTC 5613. Bogotá D.C.: El instituto, 2008. 33p.

JAMES, George; CARNE, Thomas and LAUFFER, James. The natural excitation technique (NExT) for modal parameter extraction from operating structures. 1995.

JUANG, Jer-Nan and PAPPA, Richard. An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction. En: Journal of Guidance, Control, and Dynamics, 1985. vol. 8, no. 5, p. 620-627.

KANAI, K and TANAKA T. On Microtremors. En: Bulletin of the earthquake research institute, 1961. vol. 39, p 97-114.

MICHEL, Clotaire, *et al.* Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. *Springer Science+Business* 8, 2010. p. 1295-1307.

PERÚ. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Reglamento Nacional de Edificaciones. El Peruano, 2006.

MURIÁ, *et al.* Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco. Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. 2002.

MURIÁ, David y GONZÁLEZ, Ricardo. Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México. En: Revista de Ingeniería Sísmica, No. 51. México, 1995. p. 25-45.

OLIVEIRA, C. S. and NAVARRO, M. Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. En: Bull Earthquake Eng. 2010. vol. 8, p. 609-642.

PAN, Tso-Chien; GOH, Key and MEGAWATI, Kusnowidjaja. Empirical relationships between natural vibration period and height of buildings in Singapore. En: Earthquake Engng Struct. Dyn, 2013. DOI: 10.1002/eqe.2356.

PEETERS, Bart and DE ROECK, Guido. One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events. En: Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Febrero, 2001. vol. 30, issue 2, p. 149-171.

REN, Wei-Xin. and ZONG, Zhou-Hong. Out-put only modal parameter identification of civil engineering structures. En: Structural Engineering and Mechanics. 2004. vol. 17, p. 1-16.

RENGIFO, Erika; CRUZ, Alejandro y THOMSON, Peter. Período fundamental de vibración en edificios de muros estructurales. Tesis de grado (Ingeniero Civil), Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Santiago de Cali, 2012.

REVISTA CONSTRUDATA [En línea], Ed. 143 (Informe Especial). Estructuras con muros de Concreto, 2010. <<http://www.construdata.com> >. [citado en: Abril de 2013]. ISBN 2322-6552.

REYNOLDS, P, *et al*. Changes of modal properties of a stadium structure occupied by a Crowd. En: XXII International Modal Analysis Conference. Detroit, 2004. Estados Unidos.

SARRIA, Alberto. Períodos de vibración de edificios de Bogotá - Colombia. En: Primeras jornadas Estructurales. Memorias. Bogotá D.C.: Sociedad Colombiana de Ingenieros, 1975. p. 276-286.

SEO, K. A joint research on microtremors measurements in Kushiro City related to the 1993 Kushiro-oki (Hokkaido, Japan) earthquake. En: Proceedings 5th international conference on seismic zonation, 1995. vol. 3, p. 2271-2278.

SINHA, J. K. and FRISWELL M. I. The use of model updating for reliable finite element modelling and fault diagnosis of structural components used in nuclear plants. En: Nuclear Engineering and Design. 2003. vol. 223, p. 11-23.

SOHN, Hoon., *et al.* A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996- 2001, 2004

STROGATZ, Steven, *et al.* Theoretical mechanics: Crowd synchrony on the Millennium Bridge. En: Nature. 2005. vol. 438, p. 43-44.

SWISS STANDARDS ASSOCIATION, *et al.* SIA 261: Actions on structures. Zurich, 2003.

TAHA, M. M., *et al.* Wavelet Transform for Structural Health Monitoring: A Compendium of Uses and Features. En: Structural Health Monitoring. Septiembre, 2006. vol. 5, no. 3, p. 267-295.

THE MATHWORKS, Inc. MATLAB. The MathWorks, Inc, 2003.

TRIFUNAC, Mihailo. Comparisons between ambient and forced vibration experiments. En: Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1972. vol. 1, p. 133-150.

VAN OVERSCHEE, Peter and DE MOOR, Bart. Subspace identification for linear systems: Theory, implementation, applications. Kluwer Academic Publishers, 1996.

WORDEN, Keith. and DULIEU-BARTON, J. M. An Overview of Intelligent Fault Detection in Systems and Structures. En: Structural Health Monitoring. Marzo, 2004. vol. 3, no. 1, p. 85-98.

ZÁRATE, B. and CAICEDO, Juan. Finite element model updating: Multiple alternatives. En: Engineering Structures. 2008. vol. 30, p. 3724-3730.

ZIVANOVIC, Stana; PAVIC, Aleksandar and REYNOLDS, Paul. Finite element modelling and updating of a lively footbridge: The complete process. En: Journal of Sound and Vibration. 2007. vol. 301, p. 126-145.