

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE TRES EDIFICIOS DE  
CONCRETO DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA MEDIANTE  
VIBRACIONES AMBIENTALES**

NICOLAS SIMON EMILIANI RAMOS  
JASON FABIAN RINCÓN RUBIANO



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL  
BOGOTÁ  
2012**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE TRES EDIFICIOS DE  
CONCRETO DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA MEDIANTE  
VIBRACIONES AMBIENTALES**

NICOLAS SIMON EMILIANI RAMOS

C.C.: 1.047.419.228 de Cartagena, Bolívar.

JASON FABIAN RINCON RUBIANO

C.C.:1.016.027.639 de Bogotá D.C

Trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero Civil.

**Director:**

---

DANIEL MAURICIO RUIZ VALENCIA

I.C., M.S.C.



**Bogotá D.C.**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**2012**

## TABLA DE CONTENIDO.

<b>1. INTRODUCCION Y ANTECEDENTES.</b>	10
<b>2. DESCRIPCION DE LOS TRES EDIFICIOS EN ESTUDIO.</b>	14
2.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50]	14
2.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].	17
2.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].	19
<b>3. MARCO TEORICO.</b>	22
3.1. Ondas sísmicas.	22
3.2. Osciladores simples, amortiguamiento y espectros de respuesta.	23
3.3. Sistemas dinámicos de varios grados de libertad.	27
3.4. Registros de aceleración y vibraciones ambientales.	28
3.5 Módulo de Elasticidad dinámico	32
<b>4. METODOLOGIA.</b>	33
4.1. Levantamiento de dimensiones en elementos estructurales y no estructurales.	34
En el Anexo 2 se encuentran los reportes de las mediciones realizadas.	35
4.2. Caracterización del concreto.	35
4.2.1. Extracción de núcleos.	36
4.2.2. Estimación de la resistencia a la compresión.	37
4.2.3. Estimación del módulo de elasticidad.	38
4.3. Modelación numérica.	39
4.4. Medición de vibraciones ambientales.	41
4.5. Análisis de señales.	45
4.6. Calibración de los modelos matemáticos.	46
<b>5. ANALISIS DE RESULTADOS.</b>	47
5.1. Caracterización de los materiales.	47
5.1.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50].	47
5.1.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].	49
5.1.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].	52
5.1.4. Comparación entre los valores obtenidos y los valores del reglamento NSR-10 para módulos de elasticidad.	54
5.2. Análisis de señales.	56

5.2.1.	Edificio Félix Restrepo S.J. [50].	56
5.2.2.	Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].	58
5.2.3.	Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].	61
5.3.	Calibración numérica.	64
5.3.1.	Edificio Félix Restrepo S.J. [50].	65
5.3.2.	Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].	68
5.3.3.	Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].	72
6.	<b>ANÁLISIS ESPECTRAL.</b>	76
6.1.	Edificio Félix Restrepo S.J. [50].	77
6.2.	Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].	79
6.3.	Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].	80
7.	<b>CONCLUSIONES.</b>	82
8.	<b>LIMITACIONES.</b>	85
9.	<b>GLOSARIO.</b>	86
10.	<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	87

# INDICE DE FIGURAS, GRAFICAS Y TABLAS.

## 2. DESCRIPCION DE LOS TRES EDIFICIOS EN ESTUDIO.

<i>Figura 2.1 - Segunda planta Edificio Félix Restrepo S.J. [50].....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.2 - Detalle de la losa de concreto: Edificio Félix Restrepo S.J. [50].....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.3 - Muros en mampostería de arcilla entre columnas: Edificio Félix Restrepo S.J. [50]. .....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2.4 - Plano del mezzanine del edificio Félix Restrepo S.J. [50].....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2.5 - Fachada sur del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.5 - Fachada sur del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.6 - Tanque en la parte superior del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.7 - Nudo del quinto piso del edificio Ángel Valtierra S.J. [51] .....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.8 - Fachada sur del edificio Carlos Ortiz S.J. [52]. .....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2.9 - Fachada norte del edificio Carlos Ortiz S.J. [52] .....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2.10 - Cambio sección de columna del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2.11 - Recubrimiento en mortero pobre en columna perimetral del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].....</i>	<i>21</i>

## 3. MARCO TEORICO.

<i>Figura 3.1– Sistema lineal amortiguado de un grado de libertad.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 3.2 – Gráfica del comportamiento de un oscilador simple sin amortiguamiento. ...</i>	<i>26</i>
<i>Figura 3.3 – Esquema de un oscilador con tres grados de libertad. ....</i>	<i>27</i>

## 4. METODOLOGIA

<i>Figura 4. 1 - Ubicación espacial de los 3 edificios en estudio. ....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 4. 2 – Edificio Carlos Ortiz .....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 4. 3– Edificio Ángel Valtierra. ....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4. 4– Edificio Félix Restrepo. ....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4. 5– Verificación de las dimensiones de algunos elementos estructurales. (Izquierda: Columna perimetral Edificio 52; Derecha: Torta superior entrepiso Edificio 50).....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 4. 6 – Extractor de Núcleos Hilti DD250. ....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 4. 7 – Extracción edificio 51 Ángel Valtierra .....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 4. 8– Núcleos refrentados listos para ser ensayados. ....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4. 9– Ensayo de resistencia a la compresión de un núcleo de concreto. ....</i>	<i>38</i>

<i>Figura 4. 10 - Ensayo Módulo de elasticidad</i> .....	39
<i>Figura 4. 11 - Sistema de adquisición de datos.</i> .....	42
<i>Figura 4.12 - Acelerómetro localizado en el sentido N-S del edificio [50].</i> .....	43
<i>Figura 4.13 - Vista en perfil de la colocación de los acelerómetros en altura.</i> .....	43
<i>Figura 4.14 - Vista en planta de la colocación de los acelerómetros para medición de aceleraciones torsionales.</i> .....	44

## **5. ANALISIS DE RESULTADOS.**

<i>Figura 5. 1 – Modelo matemático del edificio Félix Restrepo S.J. [50].</i> .....	65
<i>Figura 5. 2– Modelo matemático del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].</i> .....	69
<i>Figura 5. 3– Modelo matemático del edificio Carlos Ortiz, S.J. [52].</i> .....	72
<i>Figura 5. 4– Recubrimiento de 3 cm de mortero en las columnas exteriores del edificio Carlos Ortiz, S.J. [52].</i> .....	75
<i>Gráfica 5. 1 - Módulo de elasticidad N1 – I.</i> .....	48
<i>Gráfica 5. 2 - Módulo de elasticidad N1 – II.</i> .....	49
<i>Gráfica 5. 3 - Módulo de elasticidad N7 – I.</i> .....	51
<i>Gráfica 5. 4 - Módulo de elasticidad N7 – II</i> .....	51
<i>Gráfica 5. 5 - Módulo de elasticidad N4 – I</i> .....	53
<i>Gráfica 5. 6 - Módulo de elasticidad N4 –II</i> .....	53
<i>Gráfica 5. 7– Representación de la relación entre los valores de los módulos de elasticidad para cada núcleo.</i> .....	55
<i>Gráfica 5. 8 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 50 en el sentido N-S.</i> .....	57
<i>Gráfica 5. 9 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 50 en el sentido E-W.</i> .....	58
<i>Gráfica 5. 10 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 50 en el sentido Torsional.</i> .....	58
<i>Gráfica 5. 11 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 51 en el sentido N-S</i> .....	60
<i>Gráfica 5. 12 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 51 en el sentido E-W</i> .....	60
<i>Gráfica 5. 13 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 51 en el sentido Torsional.</i> .....	61
<i>Gráfica 5. 14 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 52 en el sentido N-S</i> .....	62
<i>Gráfica 5. 15 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 52 en el sentido E-W</i> .....	63
<i>Gráfica 5. 16 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 52 en el sentido Torsional.</i> .....	63
<i>Gráfica 5. 17- Resultado de la calibración del Edificio 50.</i> .....	66

<i>Gráfica 5. 18- Resultado de la calibración del Edificio 51.....</i>	<i>69</i>
<i>Gráfica 5. 19 - Resultado de la calibración del Edificio 52.....</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 5. 1 - Resistencia a la compresión Edificio 50. ....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 5. 2 - Resumen de la estimación del módulo de elasticidad N1.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 5. 3 - Resistencia a la compresión Edificio 51. ....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 5. 4 - Resumen de la estimación del módulo de elasticidad N7.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 5. 5 - Resistencia a la compresión Edificio 52 .....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 5. 6 - Resumen de la estimación del módulo de elasticidad N4.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 5. 7 - Resumen de la comparación de Ec.....</i>	<i>55</i>

## **6. ANALISIS ESPECTRAL**

<i>Gráfica 6. 1– Espectro de diseño para zona de piedemonte Bogotá.....</i>	<i>76</i>
<i>Gráfica 6. 2– Deriva para el sismo de diseño: Edificio Félix Restrepo S.J. [50].....</i>	<i>78</i>
<i>Gráfica 6. 3– Desplazamiento para el sismo de diseño: Edificio Félix Restrepo S.J. [50].</i>	<i>78</i>
<i>Gráfica 6. 4– Deriva para el sismo de diseño: Edificio Ángel Valtierra S.J. [51]. ....</i>	<i>79</i>
<i>Gráfica 6. 5– Desplazamiento para el sismo de diseño: Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].</i>	<i>80</i>
<i>Gráfica 6. 6– Deriva para el sismo de diseño: Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].....</i>	<i>80</i>
<i>Gráfica 6. 7– Desplazamiento para el sismo de diseño: Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].....</i>	<i>81</i>

## **7. CONCLUSIONES**

<i>Gráfica 7.1 – Calibración de los periodos fundamentales para cada edificio.....</i>	<i>82</i>
<i>Gráfica 7.2 – Error en la calibración de los periodos fundamentales para cada edificio....</i>	<i>82</i>

## **RESUMEN**

El presente trabajo, trata del estudio del comportamiento dinámico en el rango elástico de tres edificios puestos en pie hace más de 40 años. Dichos edificios fueron construidos mediante técnicas y normativas poco exigentes, las cuales, hoy en día hacen que exista gran incertidumbre sobre el comportamiento de estos edificios.

La medición de vibraciones ambientales y ciertos cálculos pueden ayudar a permitir la estimación del periodo fundamental de vibración de un edificio o estructura. La determinación del periodo fundamental de vibración de la estructura se considera importante para poder llevar a cabo la calibración de modelos matemáticos que simulen el comportamiento dinámico real de los edificios.

Para el presente estudio, se hizo necesaria la extracción de núcleos de las columnas de cada uno de los edificios para así poder tener datos reales de valores esenciales para la modelación de los edificios, tales como la densidad y los módulos de elasticidad de los materiales.

La calibración de los modelos matemáticos de cada edificio es el primer paso para un análisis de vulnerabilidad puesto a que estos modelos se necesitan para realizar cualquier tipo de análisis sea lineal o no-lineal. A partir de los modelos calibrados, se podrá llegar a conclusiones y recomendaciones relacionadas con la ocupación de la estructura, con los cambios arquitectónicos que esta ha tenido durante los años, y su configuración estructural.



## **ABSTRACT**

The present work consists of the study of the dynamic behavior in the elastic range of three buildings constructed over 40 years ago. These buildings were built using timeworn techniques and regulations. Because of the previously mentioned factors a huge uncertainty exists about the behavior of these buildings.

By means of the measurement of environmental vibrations it is possible to estimate the periods of vibration of any building or structure. The determination of the fundamental period of the structure makes itself important to make possible the calibration of mathematical models which simulate the real dynamic elastic behavior of buildings.

For the current study, it was necessary to extract cores of the columns of each of the three buildings in order to have real data for the mathematical modeling of constants such as the weight per unit volume modulus of elasticity of the materials.

The calibration of mathematical models of a building is the first step of a vulnerability analysis. The models are of vital importance on this kind of analysis regardless the analysis linear or nonlinear. From calibrated models, it is possible to reach conclusions regarding the occupation of the structure, with structural changes that this has had over the years, and its structural configuration.

## **PALABRAS CLAVE**

- ✓ Acelerómetros.
- ✓ Calibración numérica.
- ✓ Comportamiento dinámico estructural
- ✓ Ensayos de núcleos de concreto.
- ✓ Rango elástico.
- ✓ Vibraciones ambientales.

## **KEY WORDS**

- ✓ Accelerometers.
- ✓ Numerical calibration.
- ✓ Dynamic structural behavior.
- ✓ Concrete core testing.
- ✓ Elastic range.
- ✓ Environmental vibrations.

## 1. INTRODUCCION Y ANTECEDENTES.

Anteriormente se han realizado estudios que involucran vibraciones ambientales en estructuras como edificios y puentes tanto a nivel internacional como nacional. Estos últimos han sido llevados a cabo por las pocas instituciones que cuentan con los equipos necesarios para este estudio, como los son el Centro Internacional de Física (CIF), la Universidad de los Andes, la Pontificia Universidad Javeriana, el Grupo Salazar-Ferro y la Universidad Industrial de Santander.

Entre los estudios más relevantes de La Universidad de los Andes, se debe resaltar el estudio en el edificio FONADE, con una altura de 40 pisos, en el que se midieron vibraciones ambientales y se establecieron los periodos naturales de vibración<sup>i</sup>. En la Universidad de los Andes también se realizó un estudio con el fin de establecer parámetros que eviten los daños en edificaciones vecinas en el proceso de hincado de pilotes<sup>ii</sup>. En la Universidad Militar Nueva Granada se realizó una estimación de los periodos naturales de vibración en viviendas con muros de concreto de uno y dos pisos en el año 2009. De esta investigación se llegó a la conclusión de que los periodos de vibración obtenidos a partir de mediciones de vibraciones ambientales están asociados a amplitudes de excitación bajas y, por esto es muy probable que se incrementen durante una sollicitación sísmica<sup>iii</sup>.

El INVIAS y la Pontificia Universidad Javeriana liderada por el *grupo de investigación de estructuras y construcción* realizaron un análisis de vulnerabilidad del viaducto atirantado de Pereira Cesar Gaviria Trujillo, en el cual se realizaron mediciones ambientales para poder determinar el periodo del puente en rango elástico entre otros ensayos<sup>iv</sup>. Así mismo se realizó un estudio de vulnerabilidad sísmica para un puente de acero en Cajamarca, vía La Línea<sup>v</sup>. También, en otros trabajos de grado de la Pontificia Universidad Javeriana, se realizó un estudio de vibraciones ambientales del edificio Don Guillermo Castro (parqueadero), el cual está constantemente sometido a cargas vehiculares y peatonales, con el fin de estimar su respuesta sísmica<sup>vi</sup>. También la Pontificia Universidad Javeriana en el

2012 realizó un análisis del comportamiento dinámico por medio de vibraciones ambientales en el puente de Portachuelo<sup>vii</sup>.

En Cartagena, con el fin de establecer la viabilidad técnica para sistemas de transporte masivo, el grupo Salazar-Ferro junto a la Sociedad Colombiana de Geotecnia, realizó mediciones de vibraciones en las murallas debido al paso de vehículos. La Universidad del Sur de California, junto a la Universidad de Montenegro, realizaron un estudio de vibraciones en las tres dimensiones, de un edificio de 7 pisos en Van Nuys, California, el cual había sido afectado por un sismo cuyo epicentro fue a solo 1.5 kilómetros de distancia, y tuvo una magnitud de 5.3 grados en la escala de Richter<sup>viii</sup>. En Italia, el Politécnico de Milán ejecutó pruebas de vibraciones ambientales en un campanario de mampostería de 74 metros de altura, ya que esta presentaba grietas en los muros cargueros principales y los en estos debían ser evaluados<sup>ix</sup>.

Todos estos estudios, son efectuados con un solo fin, el de poder estimar el comportamiento que cierta estructura tendrá ante un sismo intenso. Para poder llegar a este objetivo final, antes se debe calcular la fuerza sísmica en la base de la estructura y un modelo numérico que permita estimar dicha respuesta sísmica. Mediante este modelo numérico se van a poder determinar esfuerzos, desplazamientos y deformaciones de todos los elementos del edificio en función del tiempo; todos estos debidos a cargas tanto estáticas como dinámicas y oscilatorias en el sentido horizontal. Para poder llegar a un modelo numérico de calidad y que represente de manera correcta el comportamiento dinámico en el rango elástico de la edificación ya construida, es necesario realizar una calibración. Entre los parámetros que se planean calibrar, resaltan la rigidez y la masa de la estructura. El objetivo principal de la calibración es la rigidez ya que la masa no es variable en el tiempo; sin embargo no se puede despreciar la masa que aportan los elementos no estructurales debido a que todos estos elementos son la principal fuente de la masa oscilante en el momento en que se presente un evento sísmico y pueden llegar a aportar rigidez y resistencia en el rango elástico.

En vista futura de realizar un estudio de vulnerabilidad y rehabilitación sísmica en las edificaciones que vamos a estudiar, es de vital importancia la existencia de un modelo numérico calibrado ya que por medio de este se va a obtener un valor de confianza mayor y va a ser posible tomar decisiones más certeras sobre la rehabilitación a realizar. En el caso de los tres edificios de Ciencias Básicas, nos encontramos con pórticos en concreto y muros divisorios en mampostería, contruidos bajo normativas antiguas las cuales eran menos exigentes y no tenían en cuenta diferentes hipótesis de diseño que hoy en día son vitales para atenuar el riesgo sísmico. Estos edificios sufren solicitaciones de carga viva de magnitudes bastante altas, debidas a la circulación de personas y de vehículos en zonas cercanas (carrera séptima y calle 45). Con el fin de estimar las características y propiedades de la respuesta dinámica de estas edificaciones y calibrar dichos modelos, se deben realizar mediciones de las vibraciones ejercidas por las cargas ya antes mencionadas mediante equipos de alta sensibilidad.

La finalidad de este trabajo de grado es brindarle a la Pontificia Universidad Javeriana el estudio del comportamiento dinámico real de los tres edificios de ciencias básicas, para que esta pueda tomar decisiones más certeras a partir de los resultados que se obtendrán en pro de la comunidad Javeriana. El objetivo principal para llevar esto a cabo es la estimación de los periodos fundamentales de vibración en el rango elástico de cada uno de los 3 edificios. Para lograr estimar los periodos fundamentales de vibración primero es necesario estimar el módulo de elasticidad del concreto de cada uno de los edificios, esto con el fin de generar modelos numéricos de rigidez representativa; estos resultados serán comparados con los resultados obtenidos mediante el estudio y análisis de señales arrojadas por las vibraciones ambientales. De esta forma se procede a calibrar los modelos numéricos hasta que la diferencia o error sea inferior al 10%.

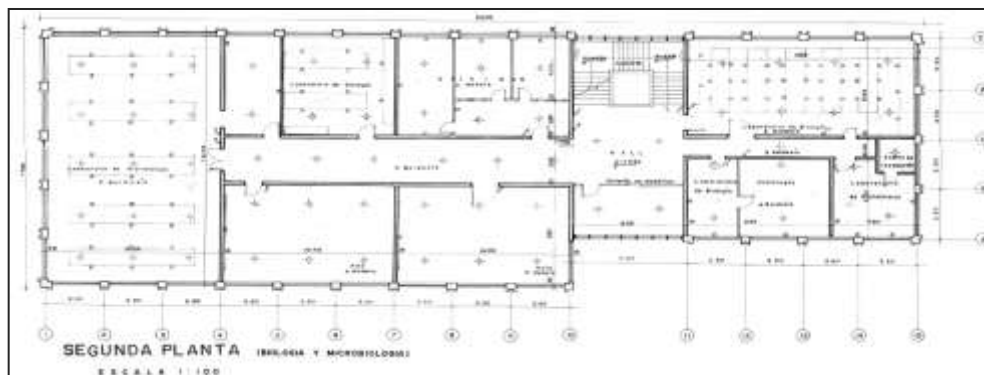
Este documento contiene los conceptos necesarios para comprender el método científico utilizado durante la estimación del comportamiento dinámico en el rango elástico de los tres edificios de la PUJ. En el primer capítulo se presenta brevemente la teoría relacionada a la dinámica estructural, el estudio de las ondas, principios de la ingeniería sísmica y el estudio de las vibraciones ambientales. En el segundo capítulo se habla acerca de la metodología utilizada durante el proyecto, exaltando el objetivo y procedimiento de cada una de las fases necesarias para obtener los resultados esperados. En el tercer capítulo se encuentra una presentación clara de los resultados obtenidos y el análisis de los mismos. Finalmente, en el capítulo cuatro se presentan las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo del proyecto y una serie de recomendaciones para toda la comunidad javeriana.

## 2. DESCRIPCION DE LOS TRES EDIFICIOS EN ESTUDIO.

En el presente trabajo, se estudiaron los edificios Félix Restrepo S.J., 50 Ángel Valtierra S.J., 51 y Carlos Ortiz S.J., 52 pertenecientes a la facultad de ciencias básicas de la Pontificia Universidad. Dichos edificios tienen una edad promedio de más 30 años, y fueron construidos con reglamentos antiguos para el usarlos como residencias estudiantiles. En la actualidad estos edificios son utilizados como salones de clase en la mayoría de niveles, y en los demás se encuentran laboratorios de la facultad de Microbiología y Ciencias Básicas. Por el cambio de uso a lo largo de la vida útil de los edificios se han presentado una serie de reformas arquitectónicas en la mayoría de los niveles, estas reformas no se encuentran especificadas en los planos del *Archivo Histórico* y por ello el proceso de levantamiento geométrico de los elementos fue necesario. A pesar de los cambios arquitectónicos que se han realizado en estos edificios, hasta el día de hoy *no se han reforzado estructuralmente*. A continuación se presenta la descripción física de cada uno de los edificios en donde se nombran las condiciones y modificaciones más relevantes para el desarrollo del proyecto.

### 2.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50]

El edificio Félix Restrepo S.J. [50] actualmente está siendo utilizado por la facultad de microbiología de la universidad. En esta facultad, se utilizan muchos instrumentos de gran volumen y peso que han sido incluidos en el edificio. El edificio tiene tres pisos con un sistema estructural aporticado con columnas cuadradas de 28 cm de lado y una altura entre pisos promedio de 3.4 m.



**Figura 2.1–Segunda planta Edificio Félix Restrepo S.J. [50]**

En la *figura 2.1* se presenta el plano representativo de una de las plantas del edificio [50]. El entrepiso del edificio está compuesto por vigas en el sentido E-W de 30 cm de altura por 28 cm de ancho y una losa en concreto reforzado de 15 cm como se presenta en la *Figura 2.2* La fachada edificio cuenta con grandes muros de mampostería en arcilla de 10 cm entre sus columnas, sin dilataciones, como se puede apreciar en la *Figura 2.*, mientras que dentro de muros divisorios que se midieron en campo, en encontraron muros de hasta 30 cm de ancho. Muy probablemente este edificio fue construido con acero de refuerzo no corrugado, lo cual no permite asegurar que las deformaciones del concreto y el acero sean iguales. Vale la pena aclarar que en este edificio se han generado un número considerable de reformas arquitectónicas que en el momento de realizar el levantamiento geométrico deben ser tomadas en cuenta para una precisión más alta. Las principales reformas que presenta este edificio son de tipo arquitectónico y no estructural; como lo son cambio de ubicación de muros, puertas, ventanas y accesos; así como el cambio de uso de la edificación.



***Figura 2.2 - Detalle de la losa de concreto: Edificio Félix Restrepo S.J. [50]***

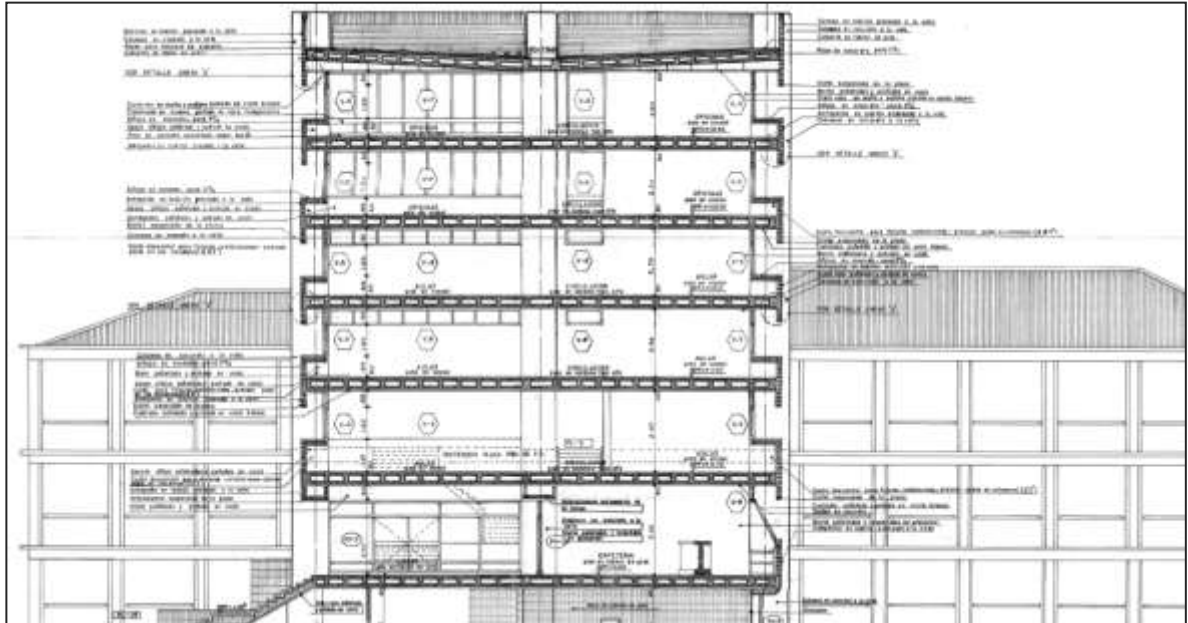




## 2.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].

Hoy día, el edificio Ángel Valtierra S.J. [51] es utilizado como aulas de clase y laboratorios de microbiología de la universidad. Por lo anterior se crea una incertidumbre aún mayor pues el edificio cuenta con ocupación constante durante días hábiles al igual que los otros dos edificios analizados en el presente estudio.

El sistema utilizado en este edificio es un sistema reticular celulado en concreto reforzado como se puede observar en la *figura 2.5*, este sistema está prohibido por los reglamentos actuales en zonas vulnerables a sismo. El edificio cuenta con una fachada a media altura en mampostería de arcilla de *14 cm* de lado en cada uno de sus 7 pisos. El edificio Ángel Valtierra S.J. [51] está conformado por tres ejes de cuatro columnas de concreto reforzado espaciadas a *9 m* en el sentido E-W y a *7.5 m* en el sentido N-S.



**Figura 2.5 - Fachada sur del edificio Ángel Valtierra S.J. [51]**



**Figura 2.6 - Fachada sur del edificio Ángel Valtierra S.J. [51]**

Este edificio, tiene un tanque agua de aproximadamente 120 m<sup>3</sup> de capacidad máxima ubicado en la parte superior del edificio. Cabe afirmar, que esta gran cantidad de agua, actúa como un péndulo invertido y puede llegar a crear gran peligro en caso de una sollicitación sísmica.



**Figura 2.7 - Tanque en la parte superior del edificio Ángel Valtierra S.J. [51]**

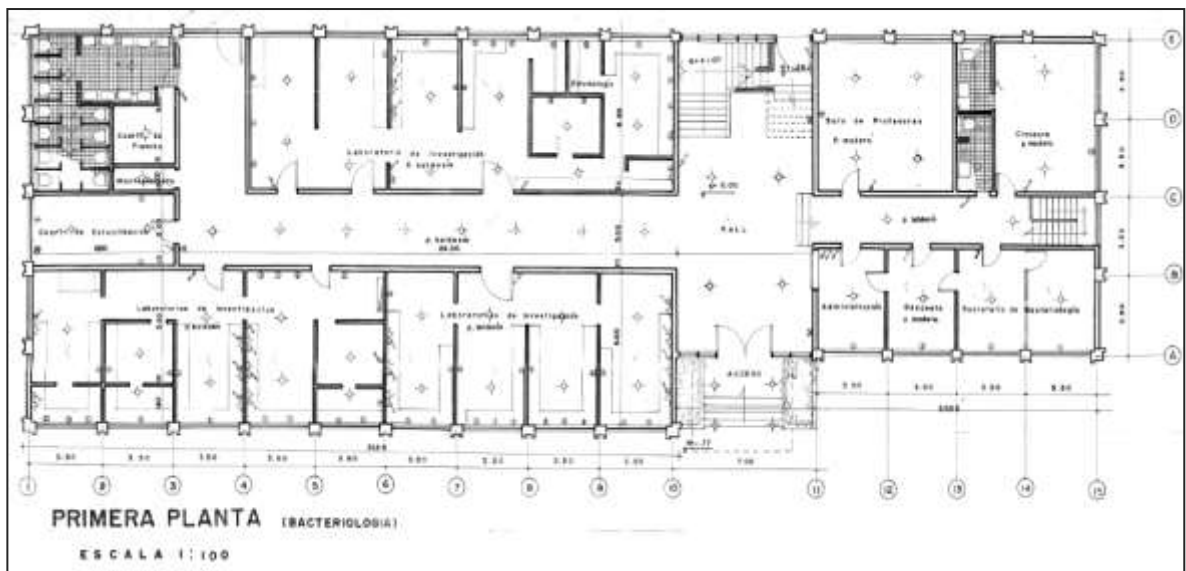


**Figura 2.8 - Nudo del quinto piso del edificio Ángel Valtierra S.J. [51]**

En la *Figura 2.8* se presenta lo que parece ser un problema estructural. En el nudo de la columna el concreto aparenta estar fallado y el recubrimiento de esta zona parece estar descascarándose. Se hace importante identificar este tipo de problemas ya que, en este caso, puede que el acero de refuerzo se corroa y la resistencia del elemento disminuya.

### 2.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].

El edificio Carlos Ortiz S.J. actualmente presenta laboratorios de física y microbiología en sus 3 primeros niveles, en los niveles 4 y 5 contiene salones de uso normal y en el último nivel se encuentran las oficinas de los profesores de ciencias básicas.



**Figura 2.8 - Fachada sur del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**

En la figura superior se presenta un plano representativo de la planta de uno de los pisos del [50]. Este edificio presenta un sistema estructural poco usual debido a que solo presenta pórticos en una dirección, configuración que no es admitida por la norma actual de construcción colombiana (NSR-10). En cuanto al entrepiso

presenta un sistema compuesto por viguetas en una dirección de 35 cm x 10 cm y torta superior de 5 cm de espesor. Contiene un ascensor interno con núcleo de muros macizos de arcilla. La mayoría de los muros internos son macizos de arcilla con espesores entre 15 y 30 cm.



**Figura 2.9 - Fachada sur del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**



**Figura 2.10 - Fachada norte del edificio Carlos Ortiz S.J. [52]**

En las imágenes superiores se puede observar la fachada norte y sur del edificio Carlos Ortiz S.J. Como se observa en las imágenes estas fachadas contienen antepechos de ladrillo de arcilla recocida y ventanales de aproximadamente 1.5 m de alto. Este edificio contiene dos diferentes geometrías en cuanto a columnas; las

columnas perimetrales son circulares mientras que las columnas internas son rectangulares. En la *Figura 2.11* se puede ver el cambio de sección que se presenta en la columna, se observa cómo cambia de sección circular a rectangular del primer nivel al segundo.



***Figura 2.11 - Cambio sección de columna del edificio Carlos Ortiz S.J. [52]***



***Figura 2.12 - Recubrimiento en mortero pobre de columna perimetral del edificio Carlos Ortiz S.J. [52]***

En la *Figura 2.12* se presenta una de las columnas perimetrales; en esta imagen se puede observar el descascaramiento del recubrimiento de mortero que se encontró en estos elementos y que fue uno de los factores a tener en cuenta en el momento de realizar la modelación numérica. En los siguientes capítulos podrá encontrar el seguimiento de cada uno de los edificios en estudio, además se presentara de forma detallada la manera en que fue realizada la modelación numérica de los elementos presentes en los edificios mencionados previamente.

### **3. MARCO TEORICO.**

#### **3.1. Ondas sísmicas.**

La energía liberada por cualquier tipo de evento sísmico se propaga principalmente por medio de ondas. Estas ondas, generadas en todas las direcciones, pueden tener varias características dinámicas. Por medio del estudio de estas ondas, se han logrado clasificar en dos grupos principales, las ondas de superficie y las ondas internas o de cuerpo. Según la referencia [García, 1998] las ondas de cuerpo, generadas en el epicentro del sismo, incluyen ondas S o de corte, y ondas P o compresionales. Las ondas P, normalmente viajan con mayor velocidad que las ondas S, esto debido a que el módulo axial de cualquier material es mayor que el módulo cortante. La denominación P y S para estas ondas, hace reflejo a la velocidad de cada una de ellas. Las ondas P, por ser más rápidas y ser aparecer en los registros antes que las ondas S, fueron denominadas ondas primarias. Las ondas S, por el contrario, fueron denominadas ondas secundarias. Las ondas P, manifiestan desplazamientos en la misma dirección de propagación, mientras que las ondas S generan desplazamientos de las partículas en la dirección perpendicular a aquella de propagación.

Al momento que las ondas de cuerpo alcanzan la superficie del material a través del que viajan, inducen ondas de superficie, a su vez divididas en ondas de Rayleigh (Ondas R) y ondas de Love (Ondas L). Las ondas de Rayleigh producen movimientos circulares en el medio de propagación, muy similares a las olas del mar. Las ondas de Love generan movimientos horizontales perpendiculares a la dirección en la que se propagan.

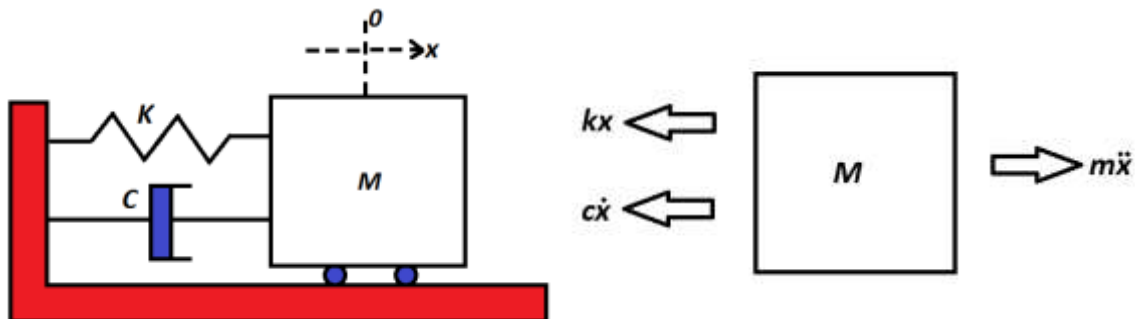
Las ondas superficiales tienen velocidades un poco inferiores a aquellas de las ondas S por esto, para distancias pequeñas las tres ondas llegan casi simultáneamente y hace que se vuelva casi imposible identificarlas. A distancias mayores, el procedimiento de análisis se simplifica pues las ondas P, al viajar más rápido, se verán registradas antes y se podrán distinguir del resto de ondas. Lo

único que condiciona la velocidad de propagación de las ondas en medios elásticos son las propiedades mecánicas de estos. Conociendo la velocidad de propagación de las ondas en un medio, se podrán conocer sus constantes elásticas de deformación axial y de transversal, siempre y cuando este medio se comporte de manera elástica-lineal.

Según la teoría de la elasticidad, entre más rígido sea el medio transmisor, mayor será la velocidad de la onda P. De acuerdo con lo anterior, se puede asociar la velocidad de la onda P con la densidad del medio. Esto ha ayudado mucho en los últimos años debido a que es más fácil establecer propiedades mecánicas de un material por medio de medición de velocidades de onda que por ensayos de laboratorio. Una aplicación muy importante de esto, es identificar materiales a profundidades muy altas, evitando excavaciones que pueden ser de muy alto costo.

### 3.2. Osciladores simples, amortiguamiento y espectros de respuesta.

Cualquier sistema mecánico que tenga masa y rigidez puede ser estudiado como un oscilador simple. Estas características usualmente se modelan como un sistema compuesto que tiene una masa cualquiera  $M$ , por un resorte con constante  $K$  y un amortiguador con constante  $C$  que condicionan el movimiento. En la *Figura 3.1* se muestra la manera usual en la que se representa un oscilador simple con las características previamente descritas.



**Figura 3.1– Sistema lineal amortiguado de un grado de libertad.**

Al plantear una aplicación sencilla de cuerpo libre sobre la masa, obtenemos las fuerzas que actúan sobre ella.

En el sistema lineal amortiguado, la fuerza del amortiguador es directamente proporcional a la velocidad relativa entre los dos extremos de este. Esta fuerza esta descrita por la siguiente ecuación:

$$F_a = c\dot{x}$$

Dónde:

$F_a$ =Fuerza producida por el amortiguador.

$C$  = Constante del amortiguador.

$\dot{x}$  = Velocidad relativa entre los extremos del amortiguador.

Otra de estas fuerzas corresponde a la fuerza del resorte que aplicando la ley de Hooke se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$F_r = kx$$

Dónde:

$F_r$ =Fuerza producida por el resorte.

$c$  = Constante del resorte.

$x$ = Desplazamiento relativo entre los extremos del resorte.

La tercera fuerza que actúa sobre el sistema de un grado de libertad es la fuerza inercial producida por la aceleración de la masa, descrita por la siguiente ecuación:

$$F_i = m\ddot{x}$$

Dónde:

$F_i$ =Fuerza inercial producida por el movimiento.



$\ddot{x}$  = Aceleración de la masa total del sistema.

Realizando la sumatoria vectorial de cada una de las fuerzas y utilizando el principio de D'Alembert puede plantearse la siguiente ecuación después de remplazar las definiciones de las diferentes fuerzas:

$$kx + c\dot{x} - (-m\ddot{x}) = 0$$

Esto nos lleva a la siguiente ecuación lineal homogénea de segundo orden

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

La solución de esta ecuación diferencial en función del tiempo para vibraciones libres amortiguadas está dada por la expresión:

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left[ x_0 \cos(\omega_a t) + \left( \frac{v_0 + \xi x_0 \omega}{\omega_a} \right) \sin(\omega_a t) \right]$$

Dónde:

$$\omega_a = \sqrt{1 - \xi^2}$$

$$c = 2\xi m\omega$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

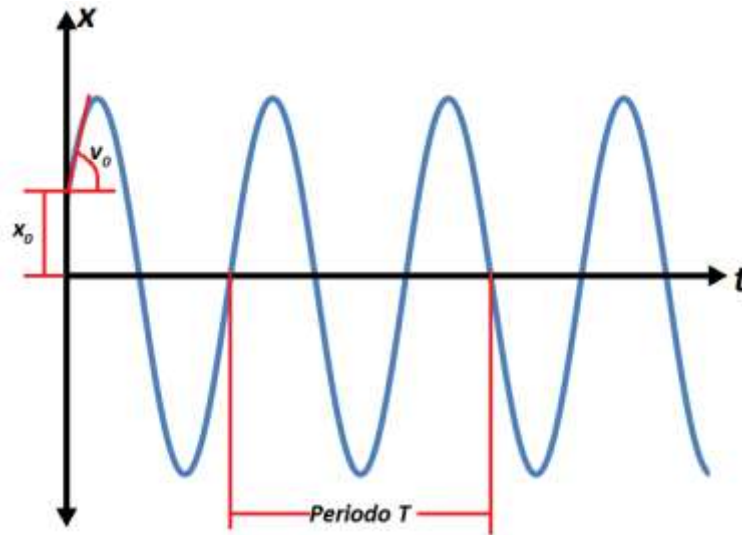
$v_0$  = Corresponde a la velocidad inicial

$x_0$  = Corresponde a la posición inicial

Después de realizar este análisis, queda solo por definir el concepto de amortiguamiento. El parámetro  $\xi$  es denominado como coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico. Este valor, varía en estructuras del 2% al 10%, dependiendo del sistema estructural. En la práctica, se han adoptado valores promedio del 3-5%. Valores cercanos al 5% para edificios de concreto,

acero y madera, mientras que para edificaciones en mampostería se han adoptado valores cercanos al 3%.

En el caso en que  $\xi$  es igual a 0, el sistema, una vez excitado, no dejaría de oscilar jamás y la solución se muestra en la siguiente figura:



**Figura 3.2– Gráfica del comportamiento de un oscilador simple sin amortiguamiento.**

Después del aplicado proceso anterior, una estructura quedaría representada solamente por su periodo fundamental de vibración, el cual se expresa por la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

En un edificio como los estudiados en la presente investigación, la masa está asociada usualmente con la carga muerta del edificio (peso propio y cargas permanentes) y la rigidez está directamente relacionada con el sistema estructural del edificio, sean columnas y diafragmas de piso para estructuras aporticadas y muros y placas en el caso de estructuras en mampostería estructural.

Según expone el ingeniero Luis Enrique García Reyes, en su libro *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*, se han reportado los siguientes rangos de

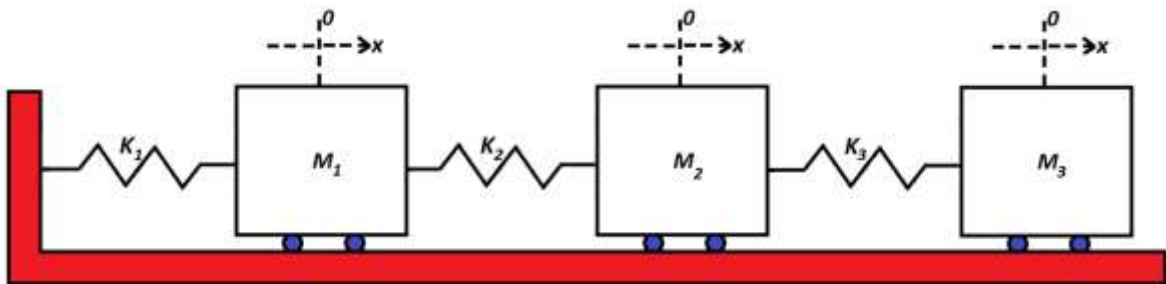
valores usuales tanto para estructuras residenciales como para muros de 1 y 2 pisos:

	T [s]	f [Hz]
<b>Estructuras</b>	0.1 - 0.2	5-10
<b>Muros</b>	0.05-0.09	12-20

*Tabla 1.1 – Valores típicos de periodo para estructuras y muros de 1 y 2 pisos.*

### 3.3. Sistemas dinámicos de varios grados de libertad.

Un sistema de varios grados de libertad es, básicamente, un sistema con más de una masa y más de una rigidez, como aquel mostrado en la siguiente figura.



*Figura 3.3– Esquema de un oscilador con tres grados de libertad.*

Según [García, 1998]<sup>10</sup> si planteamos la matriz de masa del sistema ilustrado en la figura anterior obtendríamos lo siguiente:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

Si de igual manera planteamos la ecuación de rigidez del sistema obtenemos lo siguiente:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

De esta manera, las ecuaciones de movimiento son:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_3 \\ \ddot{U}_2 \\ \ddot{U}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_3 \\ U_2 \\ U_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{0\}$$

La ecuación diferencial matricial anterior aplica para n grados de libertad. Así mismo la matriz de rigidez y masa pueden estimarse con base en técnicas numéricas. Esta ecuación nos permitirá hallar tanto los periodos de vibración en las principales direcciones del movimiento, como los modos de vibración fundamentales. Estos modos de vibración, básicamente explican la manera en la que una estructura va a responder al momento que sienta cualquier excitación sin importar la fuente de esta. La pasada deducción matemática se explica a profundidad en el libro del ingeniero Luis Enrique García titulado Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico<sup>10</sup>.

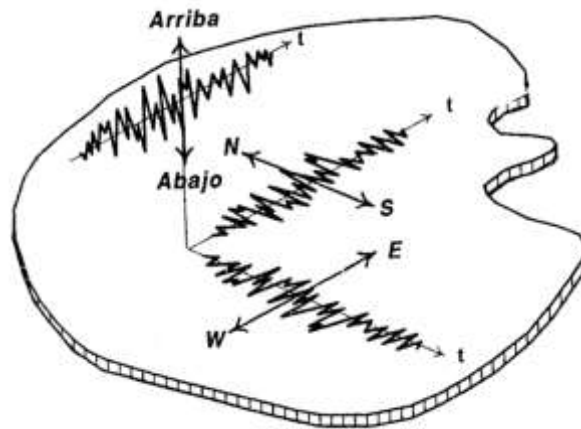
### 3.4. Registros de aceleración y vibraciones ambientales.

Movimientos tanto cercanos como lejanos, son capaces de generar aceleraciones en una estructura. Estos movimientos pueden ser sismos distantes o próximos, tráfico vehicular, cambios en la presión atmosférica, tránsito de personas, voladuras de canteras, hincado de pilotes, entre otras actividades del hombre o naturales. Estas perturbaciones se agrupan bajo el título de vibraciones ambientales.

Estas vibraciones son, generalmente, procesos totalmente aleatorios, ya que todas vienen de fuentes muy diferentes tanto en origen como en intensidad. Gracias a esto, se hace necesaria la medición en campo con aparatos de muy alta sensibilidad que nos permitan cuantificar las aceleraciones existentes. Debido a que las fuentes del movimiento son tan variables se vuelve importante medir estas vibraciones en deltas de tiempo significativos, pues puede que en

cualquiera de las mediciones, no hubiera la suficiente excitación como para que se haga evidente el movimiento de la estructura.

Como cualquier otro tipo de vibración, las vibraciones ambientales se presentan en los tres sentidos, lo cual hace de vital importancia, los aparatos a utilizar sean capaces de medir la aceleración que se está presentando, en cualquiera de los tres sentidos ortogonales.



**Figura 3.4 – Componentes de la aceleración en vibraciones ambientales.**

*Extraído de [García, 1998]x*

Un registro de aceleración consta de ciertos factores importantes que se deben tener en cuenta en el momento de la toma de datos, entre ellos la duración de la medición, la amplitud máxima de la señal, y la frecuencia dominante. La duración significativa de la señal se define como el tiempo en segundos para el cual la señal es mayor a un umbral asociado con el ruido base o se nota a simple vista que la vibración presente es generada por el evento que está siendo registrado. La amplitud máxima la definimos como la velocidad o aceleración máxima que se vea registrada en la señal.

La frecuencia dominante de una señal de vibraciones puede definirse como el número de ciclos por segundo asociado con los pulsos de mayor amplitud de la señal, sin importar si esta señal es de aceleraciones, velocidades o desplazamientos. La frecuencia dominante se vuelve importante al entender que

una misma estructura responde de formas diferentes cuando es excitada por vibraciones con diferentes frecuencias dominantes, ya que puede presentarse una amplificación en las aceleraciones y desplazamientos debida al fenómeno de resonancia (coincidencia de la frecuencia natural de vibración con la frecuencia de excitación).

Así mismo, se debe entender que cuando una estructura oscila, la frecuencia dominante del registro está habitualmente asociada con la frecuencia fundamental de vibración de la estructura en la dirección de análisis. Debido a lo declarado anteriormente, al analizar registros de vibraciones ambientales en estructuras, es posible determinar la frecuencia de vibración de más de un modo de vibración. Para poder establecer estas frecuencias dominantes de oscilación se deben usar técnicas matemáticas como los espectros y transformada rápida de Fourier (FFT por sus siglas en inglés).

Lo ideal para registrar movimientos oscilatorios sería establecer los valores máximos de desplazamiento, velocidad y aceleración de estos. Sin embargo, muchas veces se hace imposible disponer de aparatos que sean capaces de medir directamente la velocidad o el desplazamiento de una estructura. En la presente investigación se utilizarán acelerómetros, los cuales registran señales de aceleración contra el tiempo, y de esta podremos establecer la aceleración máxima.

Existe una alternativa teórica para establecer los parámetros de velocidad y de desplazamiento, la integración directa de las señales. Debido a que este procedimiento brinda casi nunca brinda resultados adecuados, es preferible utilizar las relaciones de osciladores simples para establecer la velocidad máxima y el desplazamiento máximo, definidas a continuación:

$$v = \frac{a}{\omega} \quad ; \quad \omega = 2\pi f \quad ; \quad d = \frac{a}{\omega^2}$$

Dónde:

$v$  = Amplitud máxima de velocidad.

$a$  = Amplitud máxima de aceleración.

$d$  = Amplitud máxima de desplazamiento

$\omega$  = Frecuencia angular dominante [rad/s].

$f$  = frecuencia natural dominante [Hz].

Al tomar medidas en diferentes niveles de una edificación, como el caso estudiado, se hace importante lograr una manera de establecer una comparación directa de las frecuencias de dos registros. La manera de establecer esta comparación es por medio de funciones de transferencia. Por ejemplo, en la toma de datos para determinar los periodos de vibración torsional de estructura, se tenía un acelerómetro ubicado en el centro de rigidez, el cual, en teoría, no debería registrar aceleraciones importantes.

Los demás acelerómetros se encontraban ubicados en la periferia del edificio, lugar donde se experimentarían las aceleraciones más grandes en el sentido torsional. Al establecer la función de transferencia existente entre los registros tomados por los acelerómetros colocados en la periferia y el registro del acelerómetro base (colocado en el centro de rigidez), se lograría estimar la frecuencia dominante de vibración en el modo torsional. Para establecer los periodos fundamentales de vibración en los demás modos de la estructura, se realiza un procedimiento similar, pero tomando como base la señal registrada por el acelerómetro colocado a nivel de suelo.

La función de transferencia, va a hacer obvia la amplificación de las ondas de frecuencia similar a aquella frecuencia natural del edificio por esto se hace de vital importancia establecer que la función de transferencia se debe realizar en el dominio de la frecuencia, y no del tiempo. Las señales tomadas por los acelerómetros se encuentran en el dominio del tiempo, por esto, se debe aplicar la FFT y una vez se tengan esos datos, calcular la función de transferencia.

### 3.5 Módulo de Elasticidad dinámico

El módulo de elasticidad es uno de los parámetros más importantes en el momento de realizar un estudio estático o dinámico en un edificio, ya que este valor está directamente relacionado con la rigidez y esta a su vez con las deformaciones y las derivas. La elasticidad es la propiedad mecánica que hace que los cuerpos se deformen y vuelvan a su deformación inicial después de aplicar una carga sin que se generen deformaciones residuales. Los materiales elásticos tienen un límite de deformación y carga para el cual se cumple lo anterior, una vez que sobrepasan este límite entran al rango plástico en donde las deformaciones residuales permanecen. Tener un buen conocimiento del módulo de elasticidad del concreto bajo condiciones de carga lenta podría emplearse en futuras investigaciones acerca del módulo de elasticidad dinámico de concreto (es decir bajo cargas rápidas) lo anterior sería importante para conocer el comportamiento real del concreto bajo la acción de un sismo, ya que en estos eventos se desarrollan ciclos de carga que hacen que el comportamiento del material sea diferente al que presentan cuando las cargas son estáticas. Cuando se analiza una estructura bajo cargas cíclicas es importante tener en cuenta el módulo de elasticidad dinámico, para el cual es necesario realizar un ensayo de ultrasonido y con los datos obtenidos, y utilizando la siguiente formula se puede obtener el módulo de elasticidad dinámico.

$$E_d = v_1^2 \frac{\gamma (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{g(1 - \nu)}$$

**$E_d$**  = Módulo dinámico de elasticidad del Concreto

**$v_1^2$**  = Velocidad transversal del pulso ultrasónico.

**$\gamma$**  : = Peso específico del concreto

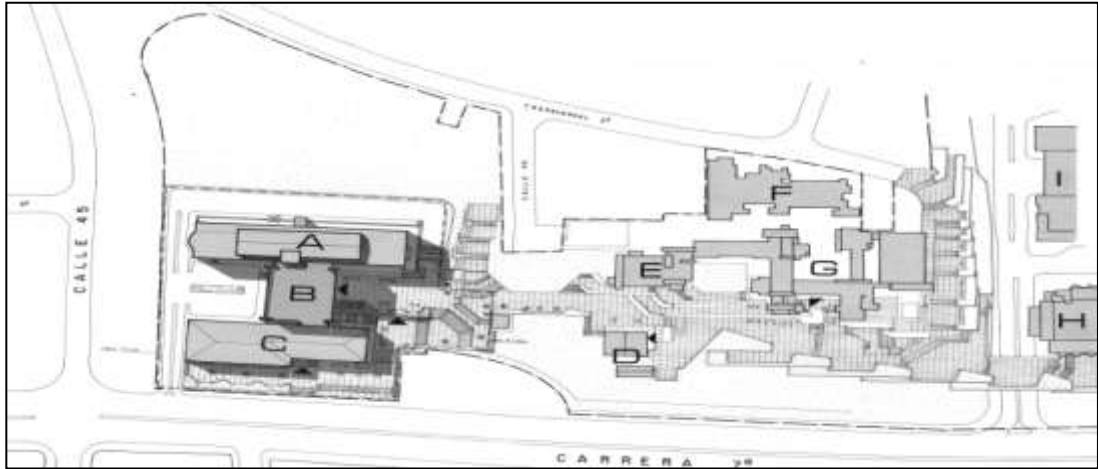
**$g$**  = Aceleración de la gravedad

**$\nu$**  = Coeficiente de Poisson (0.2)



#### 4. METODOLOGIA.

En este capítulo se habla acerca de las etapas que fueron necesarias para suplir a cabalidad los objetivos propuestos. También se explica el procedimiento implementado en cada una de las fases del proyecto de grado con el fin de dar a conocer el método científico efectuado para cumplir los objetivos de la mejor manera posible.



**Figura 4. 1 - Ubicación espacial de los 3 edificios en estudio.  
Extraído de [Archivo histórico de la PUJ]**

En la *Figura 4. 1* podemos observar los edificios A, B y C ubicados entre la Calle 45 y la Carrera 7ª, en donde:

- A: Edificio Carlos Ortiz S.J., [52].



**Figura 4. 2- Edificio Carlos Ortiz**

- B: Edificio Ángel Valtierra S.J., [51]



**Figura 4. 3– Edificio Ángel Valtierra.**

- C: Edificio Félix Restrepo S.J., [50].



**Figura 4. 4– Edificio Félix Restrepo.**

A continuación se presenta de forma detallada la metodología a lo largo del desarrollo del proyecto.

#### **4.1. Levantamiento de dimensiones en elementos estructurales y no estructurales.**

La etapa inicial de nuestro trabajo consta de la recopilación de los planos de los tres edificios y de la verificación de la geometría descrita en estos. Este paso se incluye la organización de los planos y la comprobación de las dimensiones reales de algunos elementos tanto estructurales como no estructurales. Para poder realizar lo descrito anteriormente fue necesario verificar cada uno de los planos brindados por el Registro Histórico de la Pontificia Universidad Javeriana debido a que estos edificios fueron construidos hace 40 años aproximadamente (Edificio [50] y [52] fueron construidos en 1970, mientras que el edificio [51] data de 1975) y cuentan con reformas arquitectónicas en la mayoría de sus niveles.

Una vez seleccionados los planos más representativos se procedió a la verificación manual de las medidas acotadas en estos; para ello fue necesario recorrer todos los niveles midiendo y anotando las dimensiones de muros,

ventanas, antepechos, columnas, vigas y viguetas. Es importante señalar que la verificación tomo bastante tiempo debido a que la mayoría de los planos suministrados por la universidad no contienen las modificaciones realizadas en los últimos años y por esto fue necesario medir cada uno de los muros determinando las dimensiones y el tipo de material (muro de arcilla recocida o falso de drywall).



**Figura 4. 5– Verificación de las dimensiones de algunos elementos estructurales. (Izquierda: Columna perimetral Edificio 52; Derecha: Torta superior entrepiso Edificio 50)**

En el Anexo 2 se encuentran los reportes de las mediciones realizadas.

#### **4.2. Caracterización del concreto.**

El objetivo principal de esta etapa del proyecto es la estimación de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto de cada uno de los tres edificios en estudio. Para ello se procedió a la extracción de núcleos de concreto a los cuales se les realizaron ensayos de compresión y módulo de elasticidad en la máquina universal Shimadzu UH-100A del laboratorio de estructuras de la Universidad Javeriana. Con el fin de hallar los valores representativos es necesario obtenerla mayor cantidad posible de núcleos, sin embargo debido a la dificultad de conseguir los permisos de extracción por la antigüedad de los edificios, solo se realizará la extracción de tres núcleos por edificio y se consideraran estos valores representativos para todos los elementos en el momento de realizar la modelación numérica.

El procedimiento de la extracción de núcleos y obtención de la resistencia a la compresión se realiza según lo descrito en la **NTC 3658** (Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos)<sup>xi</sup>; mientras que la estimación del módulo de elasticidad se realiza según la norma **NTC 4025** (Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson en concreto a compresión)<sup>xii</sup>.

#### 4.2.1. Extracción de núcleos.

Antes de comenzar con la extracción de núcleos se deben seleccionar los lugares en donde sea posible realizar este procedimiento cumpliendo con dos requisitos; el primero es que sea un lugar en donde los esfuerzos sean menores con el fin de causar el menor daño posible en la estructura. En el caso de las columnas se eligió el centro del elemento debido a que es el lugar en donde el momento flector tiende a cero. El segundo requisito dice que la extracción se debe realizar en un lugar en el que las actividades laborales se vean afectadas lo menos posible. Es por esto que la extracción de núcleos en los edificios 50 y 52 se realizó en 3 columnas perimetrales externas, mientras que en el edificio 51 se realizó la extracción en 3 columnas perimetrales ubicadas en la azotea.

El proceso de extracción de núcleos se divide en dos etapas. La primera parte consiste en la determinación y ubicación espacial del acero de refuerzo utilizando un detector de metales de alta precisión como lo es el Hilti PS20, el cual permite determinar la profundidad y la separación entre las barras longitudinales y los flejes. Posteriormente se ancla el extractor Hilti DD250 a la columna y se procede a la extracción del núcleo con una broca punta de diamante de 3" de diámetro a una profundidad de 6" aproximadamente, esto con el fin de mantener la relación  $D/H = 1/2$ . En las *Figura 4. 7* se puede observar el extractor de núcleos empleado y la extracción realizada en la azotea del edificio [51] Ángel Valtierra.



**Figura 4. 6– Extractor de Núcleos Hilti DD250.**



**Figura 4. 7– Extracción edificio 51 Ángel Valtierra**

#### **4.2.2. Estimación de la resistencia a la compresión.**

La estimación de la resistencia a la compresión se realizó según lo descrito en la NTC 3658. Una vez realizada la extracción, se debe garantizar la permanencia de los cilindros en un lugar seco y libre de impacto durante 7 días. Los especímenes deben ser refrentados de acuerdo a la NTC 504<sup>xiii</sup>, buscando que la superficie sea lo más plana posible para que exista una transferencia de esfuerzos igual en todos los puntos del cuerpo. Se puede observar en la *Figura 4. 8* algunos especímenes refrentados y listos para ser ensayados. Una vez verificados los requisitos se procede a la aplicación de carga controlada en la maquina universal Shimadzu UH-100A. Debido a que cada edificio en estudio cuenta con 3 núcleos representativos, primero se fallan dos cilindros para obtener el valor promedio máximo el cual será utilizado para realizar el ensayo del módulo de elasticidad con el cilindro restante y una vez sea realizado este ensayo se procederá fallar el ultimo cilindro de cada edificio, así se obtendrán los 3 valores de la resistencia a la compresión que serán promediados para obtener el valor a utilizar.

En la *Figura 4. 9* se puede observar el ensayo de resistencia a compresión de un espécimen con carga controlada en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Javeriana.



**Figura 4. 8– Núcleos refrentados listos para ser ensayados.**

**Figura 4. 9– Ensayo de resistencia a la compresión de un núcleo de concreto.**

#### **4.2.3. Estimación del módulo de elasticidad.**

La estimación del módulo de elasticidad se realizó según lo descrito en la NTC 4025. Una vez se obtiene el valor promedio máximo de los 2 especímenes fallados a compresión, se toma el 40% de la carga para realizar el ensayo de módulo de elasticidad y se toman dos mediciones con el fin obtener más datos para su posterior análisis; la carga que se aplica al tercer cilindro es el 40% del promedio obtenido al fallar los dos primeros debido a que si se aplica una carga superior, es probable que el cilindro falle y los deformímetros digitales pueden ser afectados severamente. Con los datos de fuerza aplicada y deformación suministrados por la máquina universal se grafica la curva *Esfuerzo vs Deformación Unitaria*, en donde la pendiente de la recta será el módulo de elasticidad determinado por el método gráfico. También para el cálculo del módulo según la NTC 4025 se debe aplicar la siguiente *ecuación*.



$$E = \frac{(S_2 - S_1)}{(E_2 - 0,000050)}$$

En donde,

- E = Módulo de elasticidad.
- S<sub>2</sub> = Esfuerzo correspondiente al 40% de la carga última.
- S<sub>1</sub> = Esfuerzo correspondiente a la deformación presente en la 50 millonésima
- E<sub>2</sub> = Deformación longitudinal producida por el esfuerzo S<sub>2</sub>.

Se asume como valor representativo el promedio obtenido entre el método gráfico y la aplicación de la ecuación propuesta en la NTC 4025.

En la *Figura 4. 10* se presenta el montaje necesario para realizar el ensayo de módulo de elasticidad. Máquina Universal Shimadzu UH-100A, deformímetros digitales y compresómetro.



**Figura 4. 10- Ensayo Módulo de elasticidad**

#### 4.3. Modelación numérica.

El objetivo principal de esta etapa es la modelación numérica de los tres edificios en estudio a partir de elementos tipo *frame* y *shell* usando SAP2000 como herramienta principal. Para realizar estos modelos es necesario contar con los planos arquitectónicos y estructurales que fueron definidos en el *numeral 2.1* y también es necesario incluir los valores de resistencia y módulo de elasticidad del concreto obtenidos según el *numeral 4.2*. Esta etapa del proyecto pretende

obtener la primera modelación aproximada de cada uno de los edificios con el fin de su posterior calibración (*numeral 4.6*) basándose en los resultados obtenidos en el estudio de vibraciones ambientales, es por esto que en esta modelación primaria se busca que los modelos se asemejen lo más posible a la realidad en cuanto a geometría y masa de elementos estructurales y no estructurales.

La primera parte de esta modelación consiste en definir el sistema de apoyos a utilizar debido a que no se cuenta con planos estructurales de las cimentaciones. Para dar una solución factible al problema anterior, se realizarán dos modelos iguales en cuanto a la superestructura pero diferentes en el sistema de apoyo; un modelo será definido con empotramiento en todos sus puntos mientras que el otro modelo contará con articulaciones simples en todos los apoyos y estos a su vez estarán unidos entre sí por vigas de amarre. Una vez finalizados los modelos se analizarán las diferencias entre estos y se procederá a comparar los modos de vibración obtenidos; así se escogerá el que tenga un menor error con el fin de realizar una calibración más certera.

La superestructura de cada uno de los edificios será definida utilizando *elementos tipo frame*, los cuales tendrán la sección transversal descrita en los planos estructurales y el módulo de elasticidad obtenido según el *numeral 2.2*. Los elementos de la superestructura que serán modelados como elementos tipo frame son las columnas, vigas y viguetas. Las losas de entrepiso serán modeladas como elementos tipo Shell debido a que por su peso y gran volumen hacen parte de la masa oscilante sísmica y son fundamentales en el proceso de calibración. Una vez sea definida la estructura en concreto reforzado se procederá a la modelación de los muros macizos de fachada y los muros divisorios de arcilla recocida. Los muros serán modelados tal cual se encuentran en la realidad en cuanto a espesor, altura, longitud y aberturas presentes en estos como los son puertas, ventanas, antepechos, etc. Debido a que los muros tipo Shell son elementos finitos, es necesario realizar una discretización avanzada para garantizar que la conectividad de los nodos y la transferencia de fuerzas y deformaciones se realice de forma correcta para que no se presenten anomalías



en el momento de ejecutar el programa. Es necesario aclarar que los muros funcionan en un estado inicial elástico, pero en el momento en que un sismo excite la estructura hasta un rango inelástico los muros pierden su rigidez al ser los primeros elementos en fallar por su alta fragilidad. Es por esto que para el análisis de los edificios en el rango elástico se tiene en cuenta el aporte de rigidez por parte de los muros, mientras que en el análisis espectral solamente se tiene en cuenta la masa de estos.

Una vez modelada la estructura es necesario introducir las cargas muertas que se encuentran en el edificio pero que no hacen parte de los elementos definidos previamente como lo son acabados, maquinas, tanques de agua, marcos de ventanas, divisiones livianas, muros falsos, etc. Posterior a esto se deben definir estas cargas muertas como masas, todo esto con el fin de aproximar la masa sísmica modelada a la masa oscilante real.

#### **4.4. Medición de vibraciones ambientales.**

Para realizar la medición de vibraciones ambientales (MVA) en los edificios en cuestión, se hizo necesario un sistema de adquisición de datos como el que se muestra en la *Figura 4. 11* ya que las aceleraciones que se van a medir son muy bajas y poco perceptibles para la gente.



**Figura 4. 11 - Sistema de adquisición de datos.**

Para poder adquirir datos confiables, era importante que existiera algún tipo de excitación en el edificio. Como se ha hablado previamente en el presente documento, esta excitación era resultado del tránsito de vehículos y personas por zonas cercanas o interiores al edificio, por eso, el horario de toma de datos se convirtió en un factor clave. Por lo establecido anteriormente se realizó la toma de datos en dos franjas horarias con el fin de medir aceleraciones provenientes de las fuentes presentes en los diferentes horarios. Para poder asegurar que se están tomando mediciones con la seguridad de que existe vibración, se tomaron mediciones a dos diferentes horarios del día: uno entre las 9:00 am y 11:00 am, y otro entre las 3:00 pm y 6:00 pm.

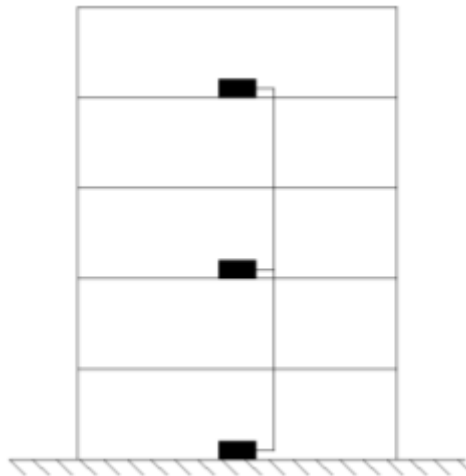
Para poder registrar los diferentes modos de vibración de la estructura, se hizo muy importante hallar una manera por medio de la cual se pudieran medir las vibraciones de los diferentes niveles de la estructura. De esta manera, se puede determinar el modo en el que la estructura oscila. Por esto mismo, la medición de vibraciones ambientales se realizó ubicando los acelerómetros de 3 formas diferentes con el fin de encontrar las frecuencias fundamental de vibración en cada uno de los sentidos (Norte-Sur, Este-Oeste y Torsional) como se muestra en la *figura 4.12*. Es importante que se midan vibraciones en los tres niveles ya que

si la estructura responde en el primero, segundo, o tercer modo, las vibraciones de cada piso serán diferentes.



**Figura 4.12 - Acelerómetro localizado en el sentido N-S del edificio [50].**

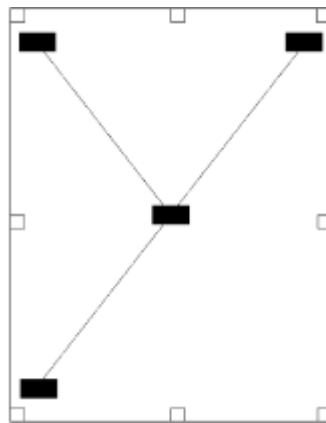
Para realizar la medición de vibraciones ambientales en los sentidos N-S y E-W se utilizaron 3 acelerómetros; el primero ubicado en el primer piso o piso base, el segundo ubicado en un piso intermedio y el tercero ubicado en el nivel superior como se explica gráficamente en la *figura 4.13*, esto con el fin de utilizar la función de transferencia para relacionar los tres registros y después determinar la frecuencia predominante de vibración.



**Figura 4.13 - Vista en perfil de la colocación de los acelerómetros en altura.**

Se situaron los acelerómetros en el sentido NORTE-SUR para medir las respectivas vibraciones. Con los acelerómetros de esta manera, se tomaron registros de 20 segundos durante un lapso de tres minutos, para una totalidad de 5 registros. De la misma manera, se giraron los acelerómetros 90 grados para así poder medir las aceleraciones en el sentido ESTE-OESTE. De esta forma se tomaron los mismos 5 registros de 20 segundos cada uno.

Para realizar la medición de vibraciones TORSIONALES fue necesario el uso de 4 acelerómetros localizados como se puede observar en la *figura 4.14*. Se observa que para esta medición el acelerómetro base es aquel ubicado sobre el centro de rigidez y los otros 3 acelerómetros, colocados en la periferia del edificio, son los que permiten medir las aceleraciones torsionales, que serán comparadas con el punto base para determinar los modos de vibración.



**Figura 4.14 - Vista en planta de la colocación de los acelerómetros para medición de aceleraciones torsionales.**

Esta configuración permite medir las aceleraciones generadas en los cilindros periféricos de tal marea que al comparar la magnitud de aceleración de un acelerómetro de borde con el acelerómetro base ubicado en el centro de rigidez se obtendrán los valores representativos de torsión en cada uno de los edificios. Es importante resaltar que al contar con acelerómetros unidireccionales, es vital tener en cuenta el sentido en el que se ubican los mismos para que no midan aceleraciones negativas.

#### 4.5. Análisis de señales.

Una vez se tengan organizados todos los datos que se tomaron con los acelerómetros para mediciones en los sentidos N-S, E-W y torsional, se procederá a realizar el análisis de las señales con el fin de determinar las frecuencias dominantes de cada sentido de vibración. En cada una de las mediciones, se tendrán tres o cuatro registros, dependiendo si la toma de datos es para el sentido N-S, E-W o torsional, pues en esta última es en la que se usarán cuatro acelerómetros en vez de tres.

Teniendo los datos tomados previamente organizados, se procederá a calcular los espectros de Fourier para cada uno de los registros de aceleración contra el tiempo para cada uno de los acelerómetros. Cabe resaltar que tendremos de tres a cuatro registros de aceleración contra el tiempo para cada uno de los registros puesto a que tenemos este mismo número de acelerómetros, y a su vez cinco registros para cada uno de los tres edificios.

Para calcular los espectros de Fourier de cada registro de aceleración contra el tiempo se deberá usar el programa Degtra. Este programa facilita mucho el análisis de las señales, incluyendo el cálculo de los espectros tanto como la filtración de los datos tomados en campo.

Después de haber calculado cada uno de los espectros de Fourier, el siguiente paso es calcular la función de transferencia para cada uno de los registros. En cada una de las funciones de transferencia, se deberá notar un pico en el valor de la frecuencia dominante.

En la función de transferencia, es posible que se presente más de un pico. Este caso se puede presentar si la estructura responde a la vibración en más de uno de sus modos, como es lo esperado.

Para calcular dicha función de transferencia, se debe dividir el espectro de Fourier de cada acelerómetro sobre aquel espectro de Fourier del acelerómetro base. Según esto, se van a tener dos funciones de transferencia para cada registro ya

que se colocaron acelerómetros en tres niveles de la estructura, pero en ambas se pueden llegar a ser los mismos picos, y por eso la frecuencia dominante para ambas funciones tiende ser la misma. Los valores representados por dichos picos van a ser los que se tomarán para así después compararlos con cada uno de los periodos de los modelos matemáticos.

#### **4.6. Calibración de los modelos matemáticos.**

De todo el proceso de análisis de las señales y cálculo de espectros de Fourier y funciones de transferencia, se obtendrán los periodos de los tres primeros modos para cada uno de los tres edificios.

El paso a seguir es calcular el error que se está presentando entre los periodos de los modelos matemáticos y los periodos obtenidos mediante el análisis de las funciones de transferencia. Dado el caso de que para alguno de los periodos el error calculado se encuentre en un rango menor al 10%, no se realizará ningún procedimiento de calibración.

El proceso de calibración se basará en la verificación de dimensiones tanto estructurales como no-estructurales. La revisión debe incluir todos los elementos que puedan llegar a afectar la rigidez o la masa de la estructura, y también la revisión de las densidades y módulos de elasticidad.

Teóricamente, los modelos no deben necesitar de mucha calibración si estos están hechos con los planos que se complementaron con la medición en campo y

los módulos de elasticidad que se usaron son aquellos que se midieron en los ensayos que se aplicaron los núcleos extraídos de cada uno de los edificios.

El principal objetivo, es lograr una calibración de los modelos a un valor de error inferior al 10%. Una vez que se tengan los modelos calibrados, se pasará a realizar conclusiones.

## **5. ANALISIS DE RESULTADOS.**

### **5.1. Caracterización de los materiales.**

Como se definió en el *capítulo 4* para poder realizar la calibración de los modelos numéricos en cuanto a su rigidez y masa, es necesaria la extracción de núcleos de concreto de cada uno de los edificios. La extracción se realizó con el fin de realizar los ensayos pertinentes para la estimación de la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad y peso unitario. A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los tres edificios en estudio.

#### **5.1.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50].**

La caracterización del edificio Félix Restrepo S.J. [50] se realizó mediante el análisis de tres núcleos extraídos de 3 diferentes columnas ubicadas en el primer piso de la estructura. Para estimar la resistencia a la compresión se usó el promedio obtenido a partir de los 3 ensayos individuales. Los resultados de la resistencia a la compresión y peso unitario se presentan a continuación en la *tabla 3.1*.

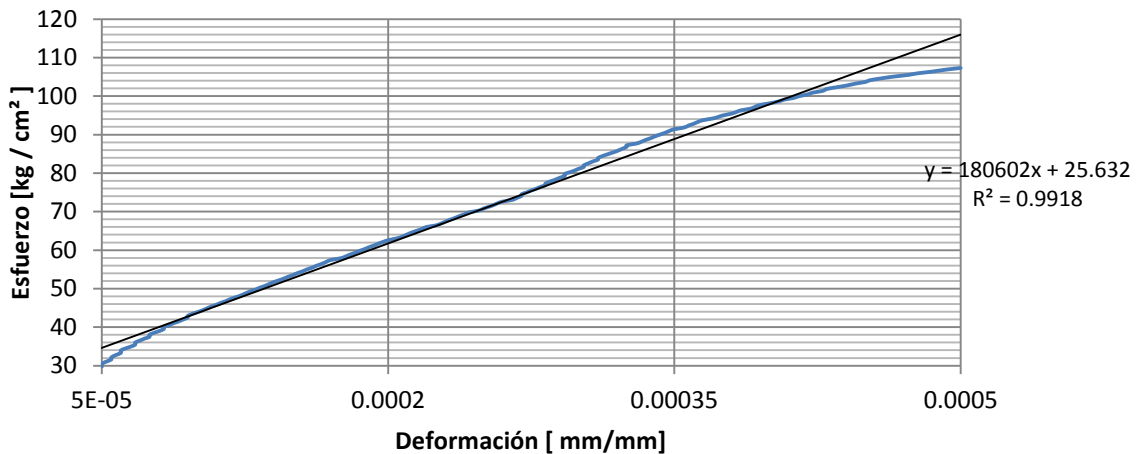
	Núcleo N-1			Núcleo N-2			Núcleo N-3		
Diámetro [cm]	6.91	6.90	6.91	6.90	6.91	6.90	6.90	6.91	6.91
Altura [cm]	13.53	13.64	13.62	14.10	14.01	14.01	10.57	10.60	10.55
Peso [g]	1167.30			1238.30			890.20		
Carga Máxima [kg]	7740.00			4270.00			9550.00		
Área [cm <sup>2</sup> ]	37.46	37.44	37.49	37.43	37.54	37.34	37.39	37.45	37.47
Resistencia [kg/cm <sup>2</sup> ]	206.63	206.75	206.45	114.09	113.73	114.36	255.40	255.03	254.88
$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.29			2.36			2.25		

Resistencia [kg/cm <sup>2</sup> ]	191.92
$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.30

**Tabla 5. 1 - Resistencia a la compresión Edificio 50.**

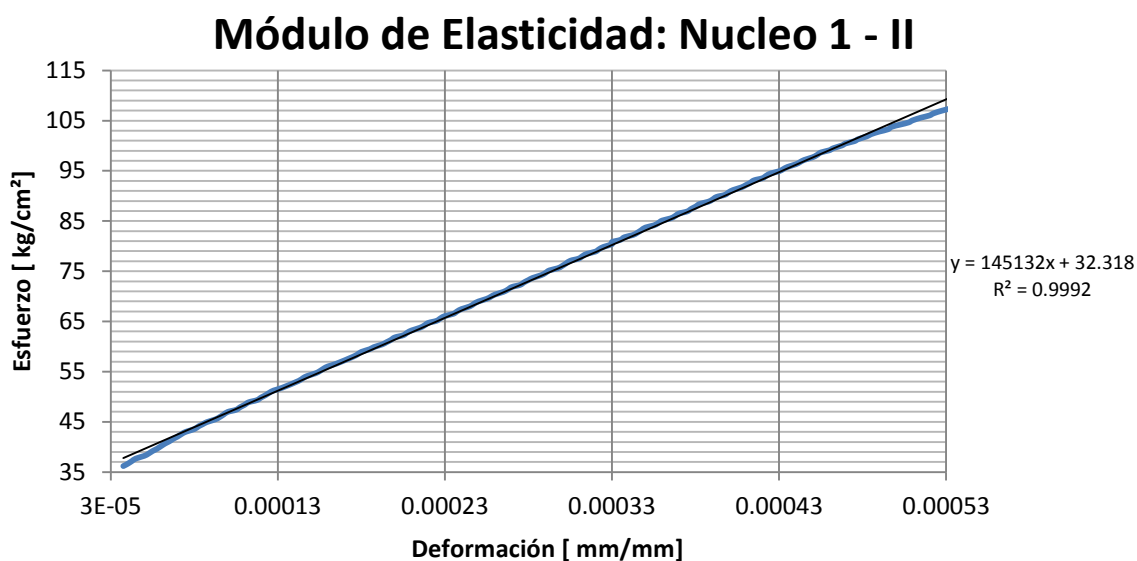
Como se especificó en el capítulo 4, para llevar a cabo la estimación del módulo de elasticidad se calculó el módulo promedio obtenido entre el método gráfico y aquel obtenido aplicando de la norma (NTC-4025). Se decidió realizar el ensayo dos veces con el fin de obtener más datos para un mejor análisis. En las gráficas 5.1 y 5.2 se puede observar el comportamiento real del núcleo N-1 perteneciente al edificio Félix Restrepo S.J. [50].

### Módulo de Elasticidad: Nucleo 1 - I



**Gráfica 5. 1- Módulo de elasticidad N1 – I.**





**Gráfica 5. 2 - Módulo de elasticidad N1 – II.**

En las gráficas anteriores se puede observar el comportamiento lineal entre esfuerzos y deformaciones pertenecientes al rango elástico del concreto. Se observa que el método gráfico para el segundo ensayo tiene una dispersión bastante baja; lo cual no se puede afirmar para el primer ensayo. Por esta razón se utilizó tanto el método gráfico como la NTC-4025 para estimar el módulo de elasticidad. En la *tabla 5.2* se pueden observar un resumen de los resultados obtenidos al realizar el ensayo del módulo de elasticidad al núcleo N1.

Edificio No.	Núcleo No.	Ensayo No.	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según NTC - 4025	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según Método Gráfico	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Promedio
50	1	I	172503.10	180602	160409.57
	1	II	143401.17	145132	

**Tabla 5. 2- Resumen de la estimación del módulo de elasticidad N1.**

#### 5.1.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].

La caracterización del edificio Ángel Valtierra S.J. [51] se realizó mediante el análisis de tres núcleos extraídos de tres diferentes columnas ubicadas en el último piso de la estructura. Se escogió extraer los núcleos de las columnas del

último piso pues estas son las que tienen menor sollicitación en todo el edificio, y además se tenía facilidad para acceder a la azotea del edificio.

Para estimar la resistencia a la compresión se usó el promedio obtenido a partir de los tres ensayos individuales. Los resultados de la resistencia a la compresión y peso unitario se presentan a continuación en la *tabla 5.2*.

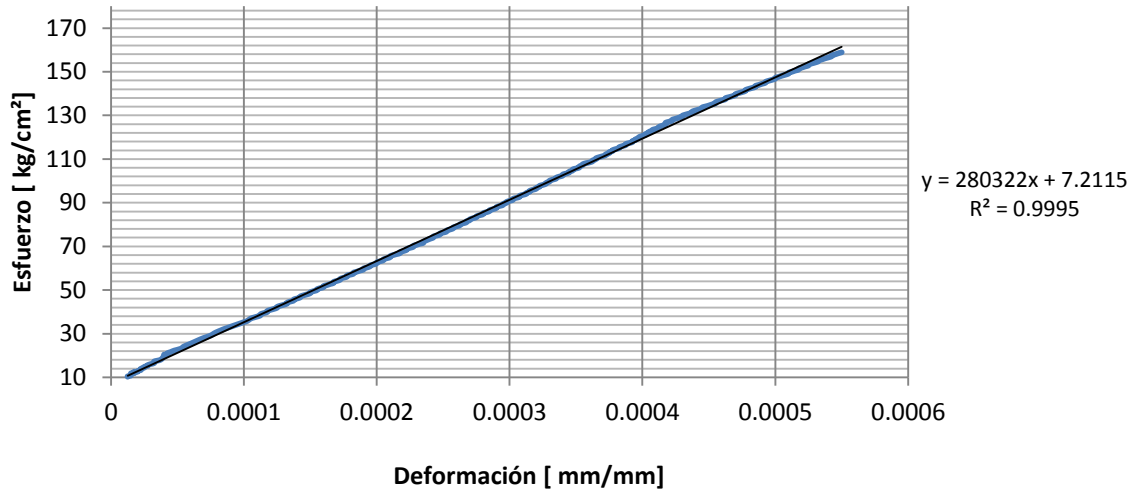
	Núcleo N-5			Núcleo N-6			Núcleo N-7		
Diámetro [cm]	6.94	6.95	6.94	6.92	6.94	6.94	6.93	6.93	6.93
Altura [cm]	13.75	13.79	13.81	13.79	13.84	13.75	13.89	13.86	13.87
Peso [g]	1137.90			1151.40			1180.80		
Carga Máxima [kg]	11020.00			13270.00			13730.00		
Área [cm <sup>2</sup> ]	37.77	37.88	37.83	37.63	37.85	37.78	37.69	37.76	37.76
Resistencia [kg/cm <sup>2</sup> ]	291.74	290.90	291.32	352.63	350.60	351.21	364.33	363.59	363.59
$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.18			2.21			2.26		

Resistencia [kg/cm <sup>2</sup> ]	335.55
$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.22

**Tabla 5. 3 - Resistencia a la compresión Edificio 51.**

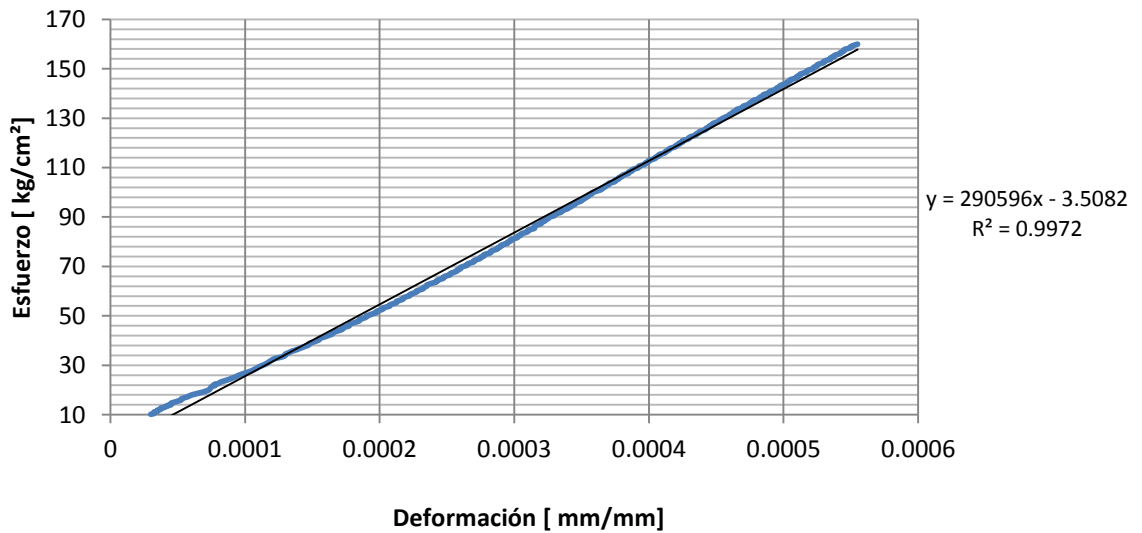
Para el cálculo del módulo de elasticidad se decidió realizar el ensayo dos veces, al igual que en el edificio Félix Restrepo S.J. [50] con el fin de obtener más datos para un mejor análisis. En las *gráficas 5.3 y 5.4* se puede observar el comportamiento real del núcleo N-7 perteneciente al edificio Ángel Valtierra S.J. [51].

### Módulo de Elasticidad: Nucleo 7 - I



Gráfica 5. 3- Módulo de elasticidad N7 – I.

### Módulo de Elasticidad: Nucleo 7 - II



Gráfica 5. 4- Módulo de elasticidad N7 – II

Se observa que el método gráfico para los dos ensayos tiene una dispersión bastante baja; sin embargo se usó tanto el método gráfico como el método expuesto en la NTC-4025 para estimar el módulo de elasticidad. En la *tabla 5.4* se pueden observar los resultados obtenidos al realizar el ensayo del módulo de elasticidad al núcleo N7.

Edificio No.	Núcleo No.	Ensayo No.	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según NTC - 4025	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según Método Gráfico	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Promedio
51	7	I	283224.70	280322	285792.23
	7	II	289026.21	290596	

**Tabla 5. 4- Resumen de la estimación del módulo de elasticidad N7.**

**5.1.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**

La caracterización del edificio Carlos Ortiz S.J. [52] se realizó mediante el análisis de tres núcleos extraídos de tres diferentes columnas ubicadas en el primer piso de la estructura. Para estimar la resistencia a la compresión se usó el promedio obtenido a partir de los 3 ensayos individuales. Los resultados de la resistencia a la compresión y peso unitario se presentan a continuación en la *tabla 5.5*.

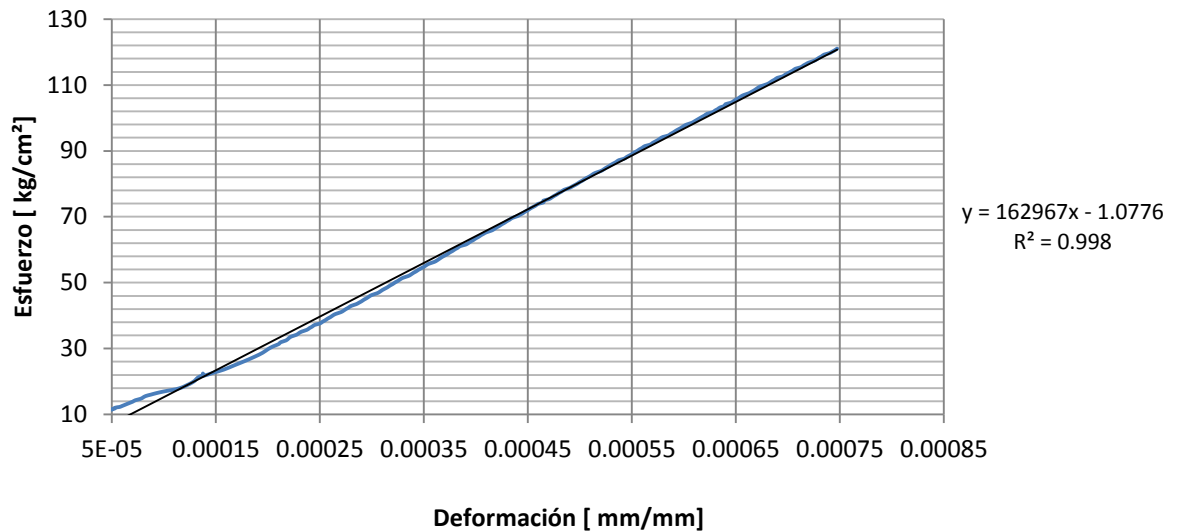
	Núcleo N-4			Núcleo N-8			Núcleo N-9		
Diámetro [cm]	6.90	6.91	6.90	6.92	6.95	6.97	6.68	6.71	6.73
Altura [cm]	13.70	13.73	13.71	13.69	13.74	13.80	13.21	13.25	13.32
Peso [g]	1099.80			1102.30			1063.72		
Carga Máxima [kg]	8200.00			8364.00			8071.26		
Área [cm <sup>2</sup> ]	37.37	37.52	37.43	37.65	37.97	38.18	35.06	35.36	35.55
Resistencia [kg/cm <sup>2</sup> ]	219.42	218.53	219.10	217.78	215.96	214.79	233.86	231.91	230.65
ρ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.14			2.11			2.27		

Resistencia [kg/cm <sup>2</sup> ]	219.02
ρ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.14

**Tabla 5. 5- Resistencia a la compresión Edificio 52**

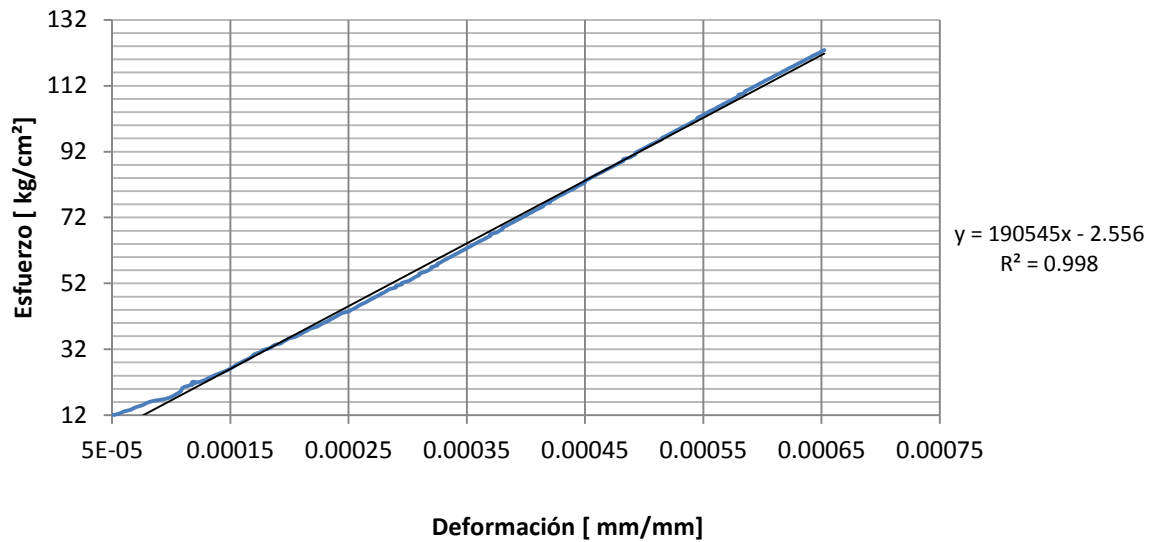
En las *gráficas 5.5 y 5.6* se puede observar el comportamiento del núcleo N-4 perteneciente al edificio Carlos Ortiz S.J. [52] durante el ensayo de módulo de elasticidad.

## Módulo de Elasticidad: Nucleo 4 - I



Gráfica 5. 5- Módulo de elasticidad N4 – I

## Módulo de Elasticidad: Nucleo 4 - II



Gráfica 5. 6 - Módulo de elasticidad N4 –II

Se observa que el método gráfico para los dos ensayos tiene una dispersión baja. Sin embargo se usó tanto el método gráfico como la NTC-4025 para estimar el módulo de elasticidad al igual que en los edificios anteriores. En la *tabla 5.6* se

pueden observar los resultados obtenidos al realizar el ensayo del módulo de elasticidad al núcleo N4.

Edificio No.	Núcleo No.	Ensayo No.	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según NTC - 4025	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según Método Gráfico	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Promedio
52	4	I	157155.45	162967	173726.96
	4	II	184240.37	190545	

**Tabla 5. 6- Resumen de la estimación del módulo de elasticidad N4.**

#### 5.1.4. Comparación entre los valores obtenidos y los valores del reglamento NSR-10 para módulos de elasticidad.

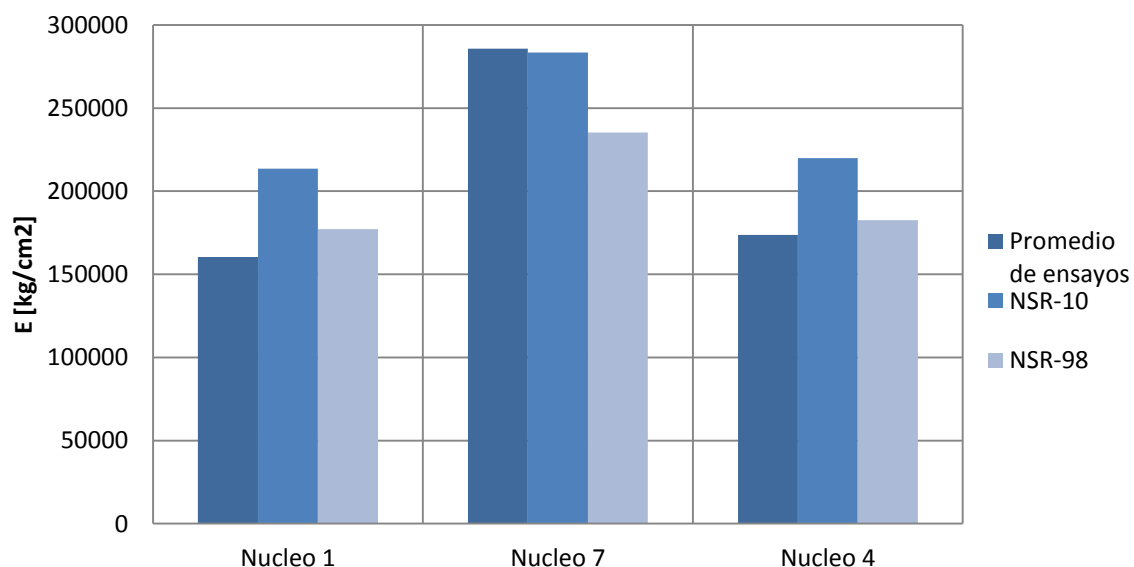
Como valor agregado al presente trabajo de grado, se decidió comparar los módulos que se encontraron por medio de los ensayos con aquellos módulos que, según normativas, se deben utilizar para el diseño de estructuras sismo-resistentes. Para llevar a cabo la comparación, se determinó la resistencia a la compresión de los tres núcleos a los que se les practicó el ensayo de módulo de elasticidad, y luego se utilizó la fórmula que aparece en las normas NSR-10 y NSR-98 respectivamente para hallar el módulo teórico.

Como se establece en el apartado C.8.5 de la NSR-10, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para el concreto puede tomarse como  $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$  [en MPa], para valores de  $w_c$  comprendidos entre 1440 y 2560  $kg/m^3$ . Para concreto de densidad normal,  $E_c$  puede tomarse como  $4700 \sqrt{f'_c}$ . De igual manera, en la NSR-98, se establece que, para concretos de -densidad normal, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , puede estimarse mediante la fórmula  $3900 \sqrt{f'_c}$ . Por lo anterior, se calcularon los valores de los módulos para ambas fórmulas, tratando de establecer cierta relación entre las fechas de construcción de los edificios, y el módulo del concreto utilizado. Los valores calculados se presentan en la *tabla 5.7* y a su vez, se presenta una representación gráfica de los valores hallados en la *gráfica 5.7*.

Edificio	Núcleo	Ensayo	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según NTC - 4025	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Según Met. Gráfico	E [kg/cm <sup>2</sup> ] Promedio	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]	E [kg/cm <sup>2</sup> ] NSR-10	E [kg/cm <sup>2</sup> ] NSR-98
50	1	I	172503.10	180602	160409.57	206.61	213636.73	177273.03
	1	II	143401.17	5132				
51	7	I	283224.70	280322	285792.23	363.84	283498.43	235243.38
	7	II	289026.21	290596				
52	4	I	157155.45	162967	173726.96	219.02	219957.39	182517.83
	4	II	184240.37	190545				

**Tabla 5. 7 - Resumen de la comparación de Ec.**

### Comparación de módulos hallados y módulos teóricos.



**Gráfica 5. 7– Representación de la relación entre los valores de los módulos de elasticidad para cada núcleo.**

De la *gráfica 5.7* se puede analizar que para el núcleo extraído del edificio Félix Restrepo, S.J. [50] y para el edificio Carlos Ortiz S.J. [51], el valor teórico del módulo de elasticidad que mejor se ajusta es el correspondiente a la NSR-98, mientras que para el núcleo extraído del edificio Ángel Valtierra [52], el módulo de elasticidad medido se aproxima más a el valor calculado por la fórmula de la norma de 2010. Esta conclusión, se relaciona con la fecha de construcción de los edificios, puesto a que los módulos de elasticidad de edificios más antiguos a su vez se relacionan con los módulos de elasticidad calculados mediante las fórmulas más antiguas de estimación teórica.

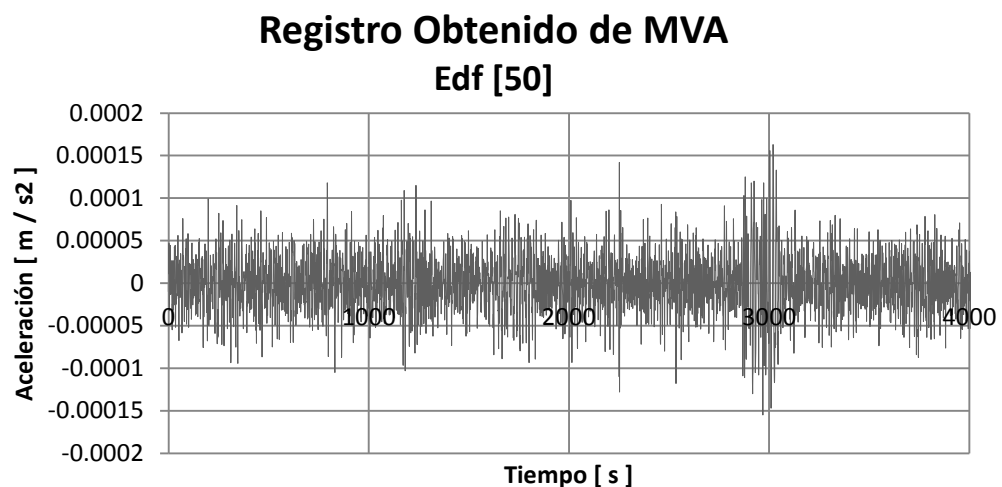
## 5.2. Análisis de señales.

Como se explicó previamente en el presente documento, para poder obtener registros representativos del comportamiento de los edificios, era de vital importancia la existencia de fuentes de vibración importantes. Dichas fuentes deben ser capaces de generar vibraciones en los edificios de tal manera que al momento de calcular los espectros de Fourier y las funciones de transferencia, los periodos salten a la vista y se facilite el proceso de análisis.

En los registros tomados a diferentes horarios se observó que aunque las aceleraciones eran diferentes, la frecuencia dominante se encontraba en el mismo rango para los todos los registros tomados. En el siguiente numeral se presenta como se realizó el análisis de señales de cada uno de los edificios en estudio por separado.

### 5.2.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50].

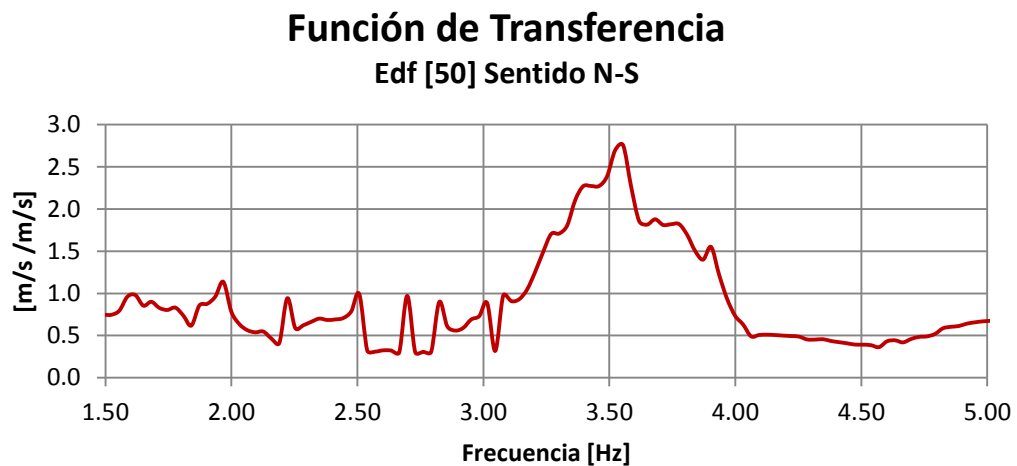
En la gráfica inferior podemos observar uno de los registros típicos que obtuvimos al realizar la medición de vibraciones ambientales en el edificio 50, vale la pena aclarar que solo se muestra esta gráfica en el trabajo debido a que todos los registros que se obtuvieron en el MVA de este edificio tienen un comportamiento similar.



**Gráfica 5. 8-0- Registro de Aceleración vs Tiempo Ed. [50]**

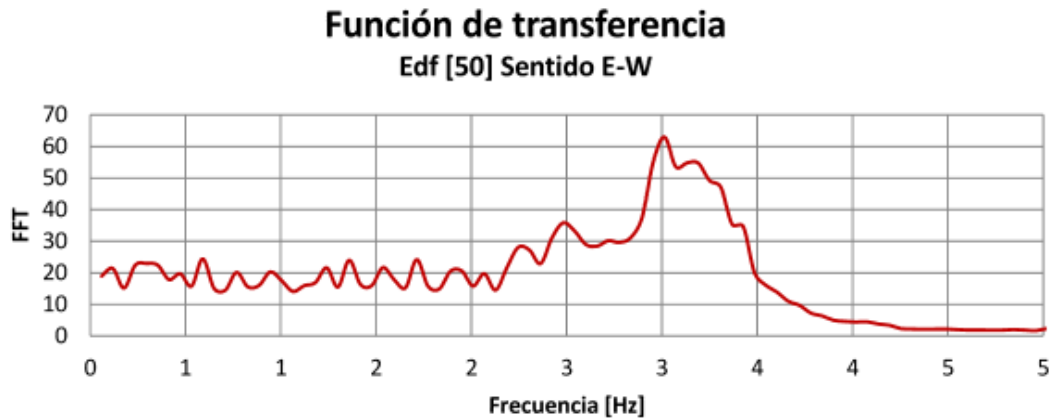


El análisis de las señales registradas por la medición de vibraciones ambientales en el rango elástico en el sentido N-S permitió determinar que la frecuencia dominante promedio en este sentido es de 3.61 Hz es decir un periodo de vibración igual a 0.277 s. A continuación se presenta una de las gráficas más representativas obtenidas después de calcular los espectros de Fourier y realizar la función de transferencia a una señal arrojada por los acelerómetros. Se puede observar en la *gráfica.5.8* que el pico de la aceleración se genera en 3.52 Hz, sin embargo también se puede observar que la señal presenta una serie de altibajos que simplemente se generan por la forma irregular y aleatoria en que las diferentes cargas (viento, personas en movimiento, flujo vehicular de la carrera 7<sup>ma</sup>, etc.) generan sollicitación dinámica en la estructura.



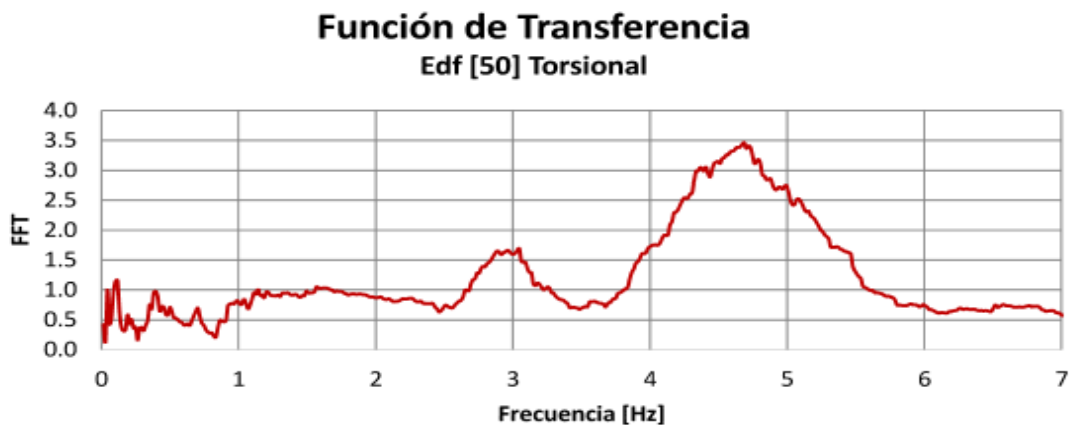
**Gráfica 5. 9- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 50 en el sentido N-S.**

El análisis de las señales registradas por la medición de vibraciones ambientales en el sentido E-W permitió determinar que la frecuencia fundamental promedio es de 3.101 Hz es decir un periodo de vibración igual a 0.322 s. A continuación se presenta una de las gráficas representativas obtenidas después de realizar la función de transferencia a una señal arrojada por los acelerómetros ubicados en el sentido E-W. En la función de transferencia presentada en la *gráfica 5.9* se puede notar que el pico se encuentra en 3.013 Hz o 0.332 s.



**Gráfica 5. 10- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 50 en el sentido E-W.**

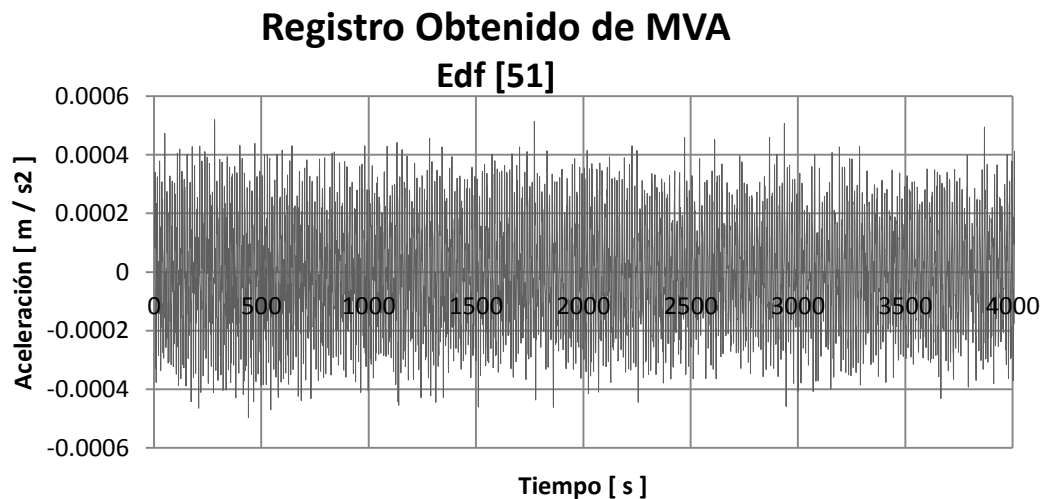
El análisis de señales en el sentido torsional arroja una frecuencia torsional promedio de 4.754 Hz, es decir un periodo torsional equivalente a 0.210 s. También, se observa en la *gráfica 5.9* que el pico más grande se genera en 4.7 Hz. Sin embargo, en este registro aparece algo peculiar. Al lado izquierdo del pico mayor se genera un sobresalto de la señal en el valor de 3 Hz; este pico de menor magnitud se debe a que los acelerómetros alcanzaron a medir el modo dominante en el sentido E-W, lo cual es un acontecimiento bastante normal durante estudio y medición de vibraciones ambientales por medio de acelerómetros.



**Gráfica 5. 11 - Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 50 en el sentido Torsional.**

#### 5.2.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].

En la gráfica inferior podemos observar uno de los registros típicos que obtuvimos al realizar la medición de vibraciones ambientales en el edificio 51, vale la pena aclarar que solo se muestra esta gráfica en el trabajo debido a que todos los registros que se obtuvieron en el MVA de este edificio tienen un comportamiento similar.



**Gráfica 5. 9-0- Registro de Aceleración vs Tiempo Ed. [51]**

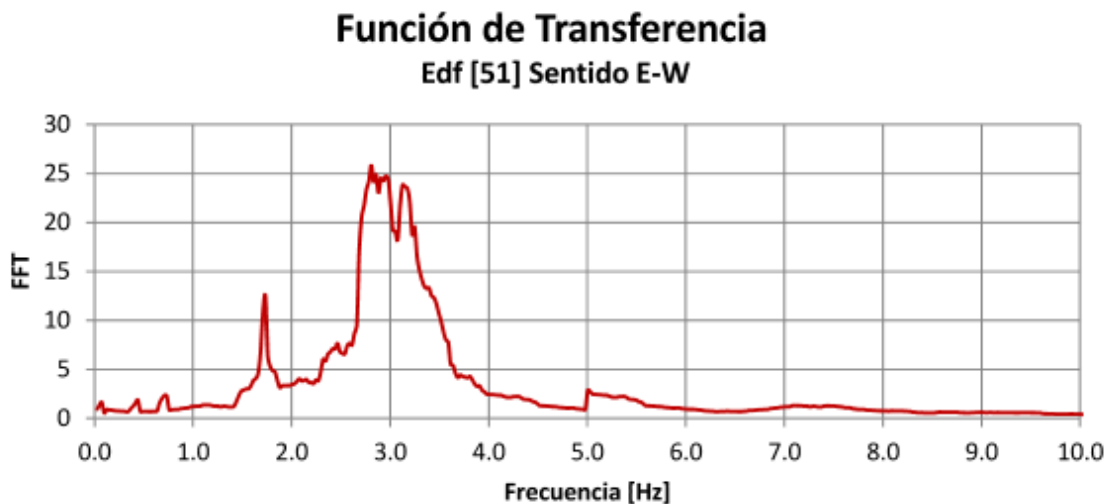
El análisis de las señales registradas en la medición de vibraciones ambientales en el rango elástico en el sentido N-S permitió determinar que la frecuencia dominante en este sentido es de 3.064 Hz es decir un periodo de vibración igual a 0.326 s. La *gráfica 5.10* es el registro más representativo de las señales analizadas durante las mediciones en este sentido. Vale la pena aclarar que todos los registros obtenidos tienen un comportamiento similar al que se muestra en la *gráfica 5.10* la cual tiene el pico de la aceleración en 3.052 Hz.

Por otra parte el análisis realizado en el sentido E-W permitió determinar que la frecuencia fundamental promedio es de 1.636 Hz; es decir un periodo de vibración igual a 0.611 s. En la *gráfica 5.11* se presenta una de las gráficas representativas obtenidas después de realizar la función de transferencia a una señal registrada por los acelerómetros ubicados en el sentido E-W en el edificio Ángel Valtierra[51].



**Gráfica 5. 12- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 51 en el sentido N-S**

En la *gráfica 5.12* se pueden observar dos picos ubicados en 1.7 y 3 Hz aproximadamente; comportamiento que se debe a que los acelerómetros registran las aceleraciones máximas generadas por la excitación predominante del sentido N-S (3 Hz) y la excitación predominante del sentido en estudio E-W (1.7 Hz)



**Gráfica 5. 13- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 51 en el sentido E-W**

La *gráfica 5.13* es una de las gráficas representativas obtenidas después de realizar la función de transferencia a una de las señales registradas en el estudio de las vibraciones ambientales en el sentido torsional. El análisis de señales en el

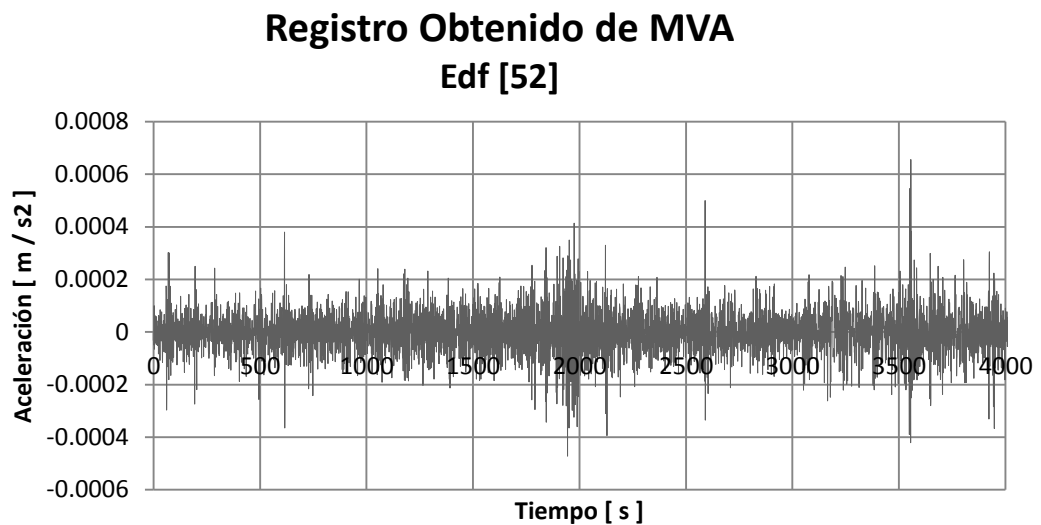
sentido torsional arrojó una frecuencia torsional promedio de 3.526 Hz, es decir un periodo torsional equivalente a 0.284 s.



**Gráfica 5. 14- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 51 en el sentido Torsional.**

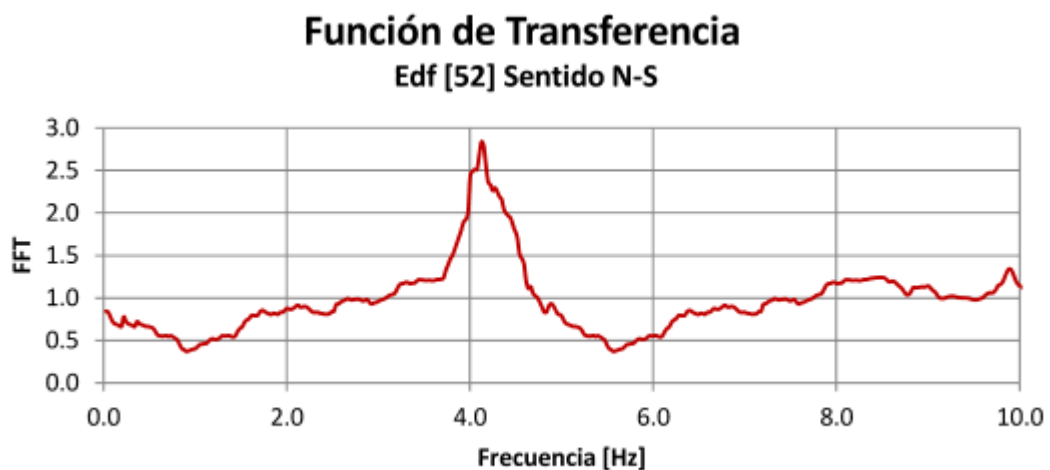
#### 5.2.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].

En la gráfica inferior podemos observar uno de los registros típicos que obtuvimos al realizar la medición de vibraciones ambientales en el edificio 52, vale la pena aclarar que solo se muestra esta gráfica en el trabajo debido a que todos los registros que se obtuvieron en el MVA de este edificio tienen un comportamiento similar.



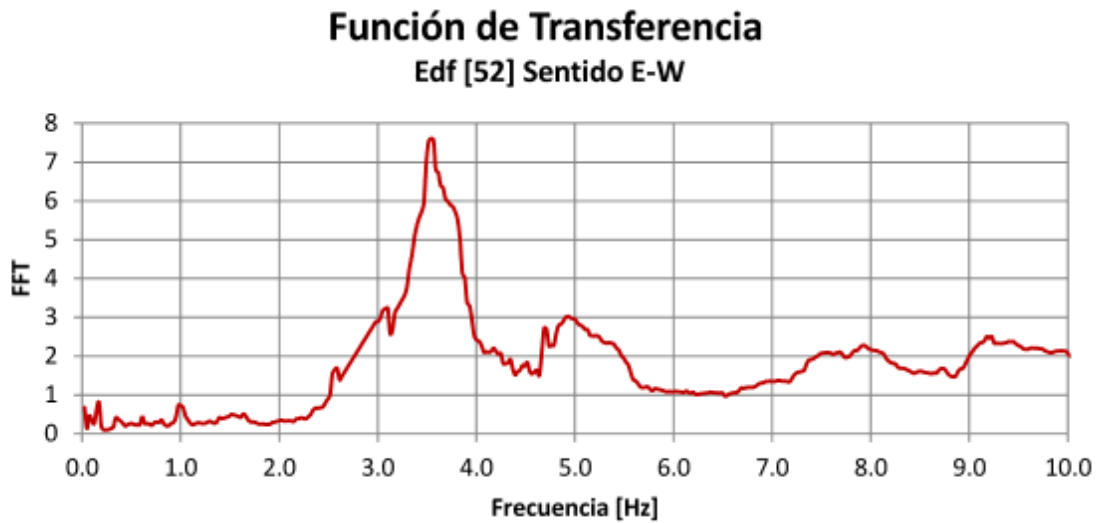
**Gráfica 5. 141-0 Registro de Aceleración vs Tiempo Ed. [52]**

El análisis de las señales registradas en la medición de vibraciones ambientales en el rango elástico en el sentido N-S permitió determinar que la frecuencia fundamental dominante es de 4.23 Hz, es decir un periodo de vibración igual a 0.236 s. La *gráfica 5.14* es un registro representativo de las señales analizadas durante las mediciones en este sentido; vale la pena aclarar que todos los registros obtenidos tienen un comportamiento similar al que se muestra en la *gráfica 5.14* la cual tiene el pico de la aceleración en 4.2 Hz



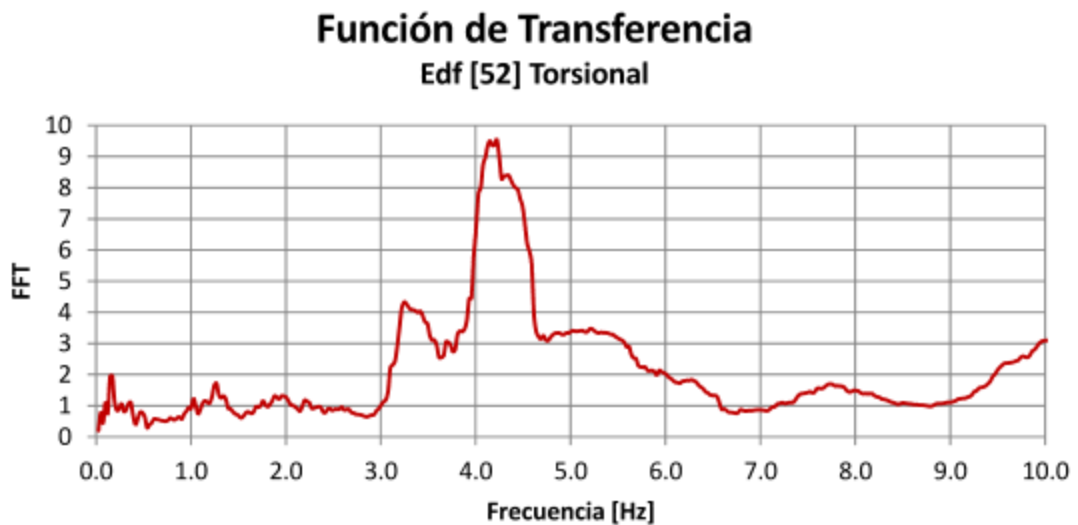
***Gráfica 5. 15- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 52 en el sentido N-S***

El análisis de las señales registradas por la medición de vibraciones ambientales en el sentido E-W permitió determinar que la frecuencia fundamental promedio es de 3.434 Hz es decir un periodo de vibración igual a 0.291 s. A continuación se presenta una de las gráficas de función de transferencia más representativas de todas las calculadas para las mediciones tomadas.



**Gráfica 5. 16- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 52 en el sentido E-W**

La *gráfica 5.16* es una de las gráficas representativas obtenidas después de calcular la función de transferencia a una de las señales registradas por el estudio de vibraciones ambientales en el sentido torsional. El análisis de señales en el sentido torsional arrojó una frecuencia torsional promedio de 4.121 Hz, es decir un periodo torsional equivalente a 0.243 s.



**Gráfica 5. 17- Función de Transferencia representativa de las mediciones realizadas al edificio 52 en el sentido Torsional**

La grafica anterior nos permite observar nuevamente el fenómeno que se presenta cuando los acelerómetros no sólo registran la frecuencia dominante en el sentido en estudio, sino que también registran frecuencias predominantes en otra dirección. En este caso el pico más alto corresponde al modo de vibración torsional del edificio Carlos Ortiz S.J. [52] mientras que el pico ubicado en 3.4 Hz es el perteneciente al modo de vibración en el sentido E-W.

Vale la pena aclarar que los anteriores registros son muestras representativas de la totalidad de las señales obtenidas durante el proceso de medición y análisis; por esta razón se invita al lector a conocer los registros y el análisis de señales en su totalidad, para ello acudir al *Anexo 3*.

### **5.3. Calibración numérica.**

Como se mencionó en el *capítulo 4*, la calibración numérica consiste en ajustar el modelo estructural generado en SAP2000 a partir de los registros obtenidos mediante la medición de vibraciones ambientales y el posterior análisis de las señales registradas. Partiendo del modelo numérico definido por la geometría descrita en planos, y el levantamiento en campo de elementos tanto estructurales como no-estructurales, se obtiene un periodo base de cada edificio en los 3 sentidos en estudio (EW, NS y Torsional). Para llevar a cabo este modelo, antes se debió realizar la caracterización de los materiales, pues los módulos y las densidades de estos son factores de vital importancia para los modelos matemáticos, ya que el módulo afecta la rigidez de la estructura, y la densidad la masa de esta.

Posterior a la calibración de los valores mencionados anteriormente, y modificando el modelo estructural (uniones, entrepiso y secciones), para que se asemeje lo más posible al comportamiento descrito por las señales determinadas por la medición de vibraciones ambientales en el rango elástico mediante acelerómetros,

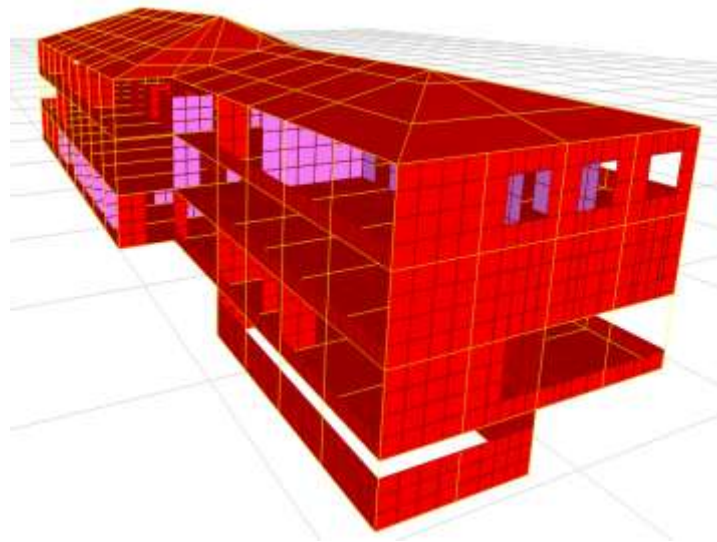


se buscó la calibración de cada uno de los modelos numéricos hasta llegar a un error inferior al 10%; es decir que la diferencia entre los periodos fundamentales de vibración obtenidos mediante el uso de SAP2000 y los periodos estimados mediante el análisis de señales no sea mayor al 10%.

A continuación se pueden observar los resultados obtenidos durante el proceso de calibración de los modelos numéricos y el porcentaje de dispersión logrado.

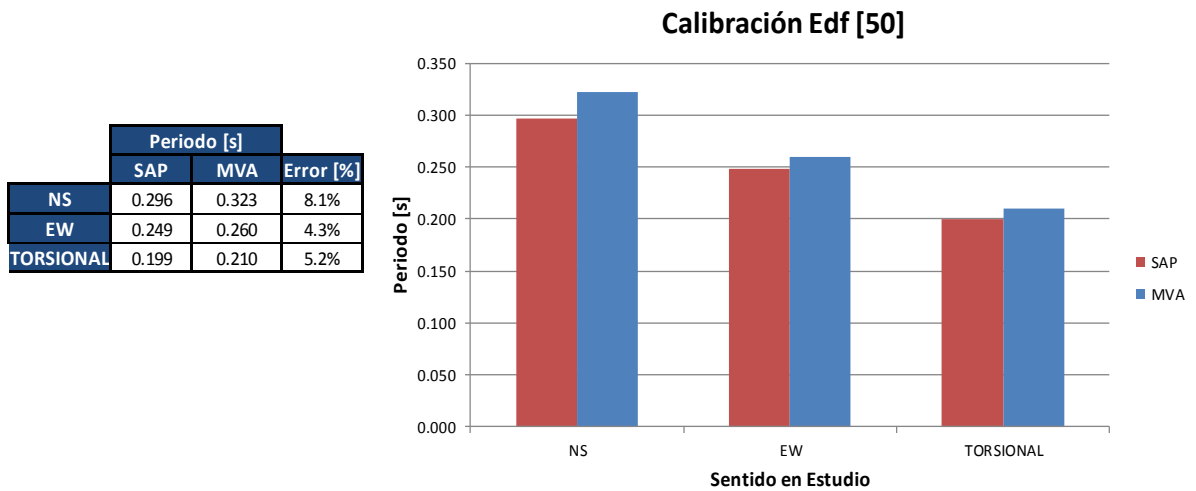
### 5.3.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50].

El modelo matemático del edificio Félix Restrepo S.J. [50] se elaboró después de haber medido en campo los elementos estructurales y arquitectónicos tales como columnas, vigas que se encontraran a simple vista, muros divisorios, fachadas, ventanas, etc. En la *figura 5.1* se presenta una imagen del modelo matemático creado para representar el comportamiento del edificio Félix Restrepo S.J. [50].



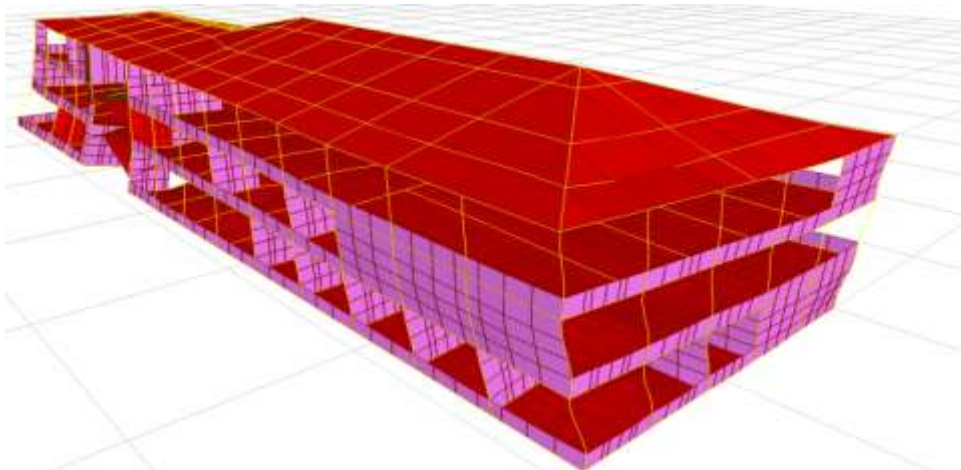
**Figura 5. 1– Modelo matemático del edificio Félix Restrepo S.J. [50].**

En la *gráfica 5.17* se ilustra la comparación entre el periodo obtenido por el modelo numérico del edificio (SAP2000) y el periodo estimado por el análisis de señales (MVA). También se presenta el error final obtenido después del proceso iterativo en el cual por medio de cambios de rigidez (módulo  $E$ , geometría, conexiones) y masa se buscó llegar a diferencias menores al 10%.

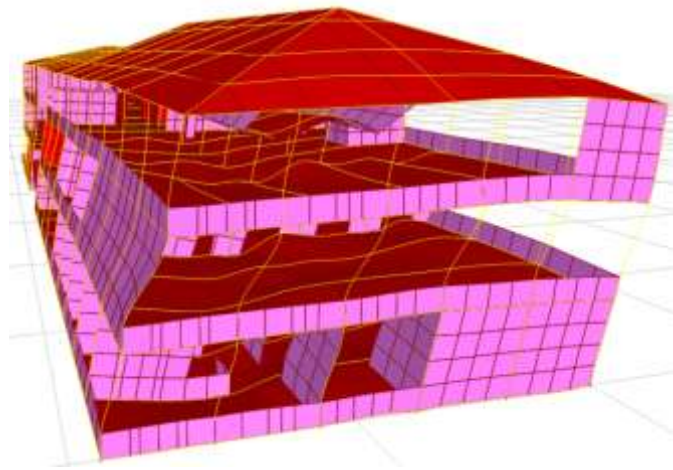


**Gráfica 5. 18- Resultado de la calibración del Edificio 50.**

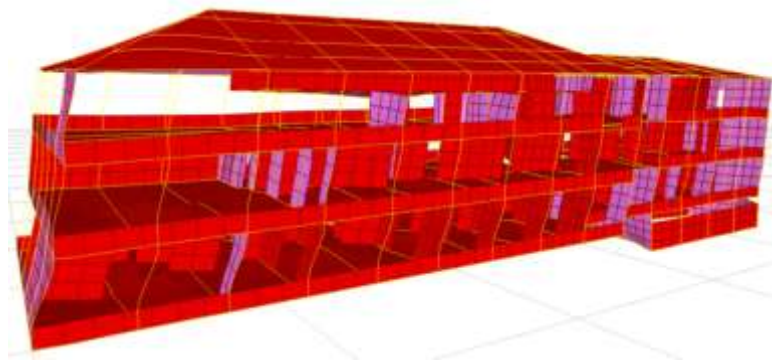
Los resultados muestran que la diferencia más alta se presenta en el sentido N-S con un error del 8.1%. En el sentido E-W el proceso de calibración permitió llegar a un porcentaje cercano al 4% mientras que en el sentido torsional la diferencia fue del 5.2%. Vale la pena aclarar que el proceso iterativo no permitió llegar a valores inferiores de dispersión en el sentido N-S debido a que cuando este disminuye del 8.1% el error del sentido torsional de forma inmediata e inversamente proporcional empieza a crecer. Por tal motivo se afirma que los valores logrados representan una calibración adecuada. Las siguientes *figuras* muestran las deformaciones modales del edificio Félix Restrepo S.J. [50].



**Figura 5. 2– Deformación modal Torsional edificio Félix Restrepo S.J. [50].**



**Figura 5. 2– Deformación modal EW edificio Félix Restrepo S.J. [50].**



**Figura 5. 3– Deformación modal NS del edificio Félix Restrepo S.J. [50].**

El edificio Félix Restrepo S.J [50] consta de 3 pisos, un sótano de 1/4 del tamaño normal en planta de los otros pisos y un mezzanine construido en el último piso en el año 1985. Un edificio de estas características construido con pórticos de concreto en ambas direcciones tiene un periodo fundamental de vibración cercano a 0.3 s. Sin embargo este edificio antiguo solo cuenta con columnas perimetrales y muros cargueros con espesores de hasta 30 cm los cuales actúan como “columnas” cuando son excitados por cargas laterales; debido a la gran inercia que desarrollan estos muros en su sentido largo la rigidez del edificio aumenta de forma considerable y es por esto los periodos tienden a ser inferiores a 0.3 s. Otro

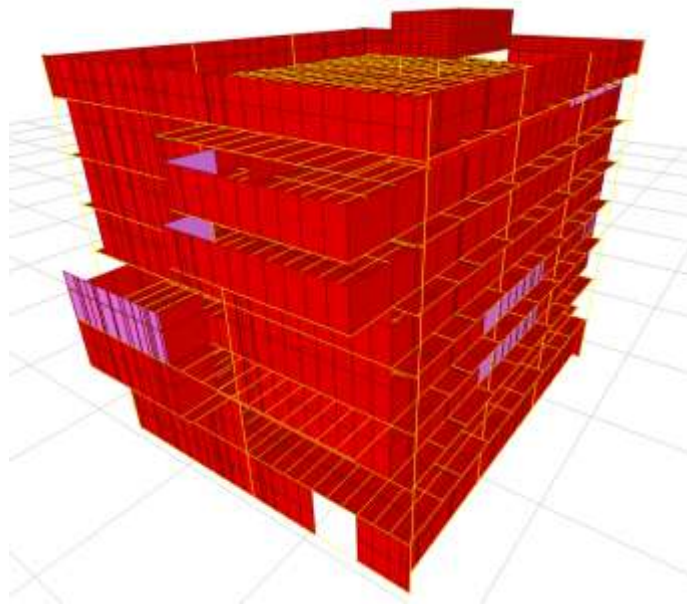
factor que puede haber hecho que el periodo disminuyera a menos de 0.3 s, es que el edificio en cuestión fue construido antes de junio de 1970 para residencias y actualmente en el edificio existen cargas muertas adicionales (como muros divisorios nuevos) y una carga viva mucho mayor a la de diseño, contando personas y maquinaria como incubadoras, neveras, y demás máquinas referentes a la facultad de microbiología de la universidad Javeriana, que actualmente ocupa el edificio.

Al realizar el modelo base, se modelaron aquellos muros que se consideraron como cargueros. Por esta hipótesis, el periodo de este modelo no se ajustó a aquel periodo calculado por medio del análisis de las señales. Para lograr la calibración del periodo de vibración del edificio Félix Restrepo S.J [50] fue necesario medir cada uno de los muros que podrían llegar a afectar la rigidez de la estructura. Una vez que se tomaron todas las dimensiones de los muros que componen la estructura, se volvió a modelar el edificio incluyendo dichos muros. En este paso, también se cambiaron los parámetros que se estimaron por medio de los ensayos que se le aplicaron a los núcleos extraídos de las columnas del edificio en cuestión. En el programa SAP2000, se remplazaron los valores típicos del peso por unidad de volumen y del módulo de elasticidad que se habían usado en principio para el modelo base, por aquellos que resultaron de los análisis de los resultados de los núcleos extraídos. Después de haber realizado el procedimiento anterior, el periodo fundamental de vibración del edificio Félix Restrepo S.J [50] ajustó con aquel estimado por medio del análisis de las señales con los errores presentados en la *gráfica 3.17*.

### **5.3.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].**

El modelo matemático del edificio Ángel Valtierra S.J. [51] prácticamente se basó en los planos obtenidos del archivo histórico de la universidad pues como se menciona más adelante en el presente documento, este edificio es el que menos cambios ha tenido tanto en la parte estructural como arquitectónica.

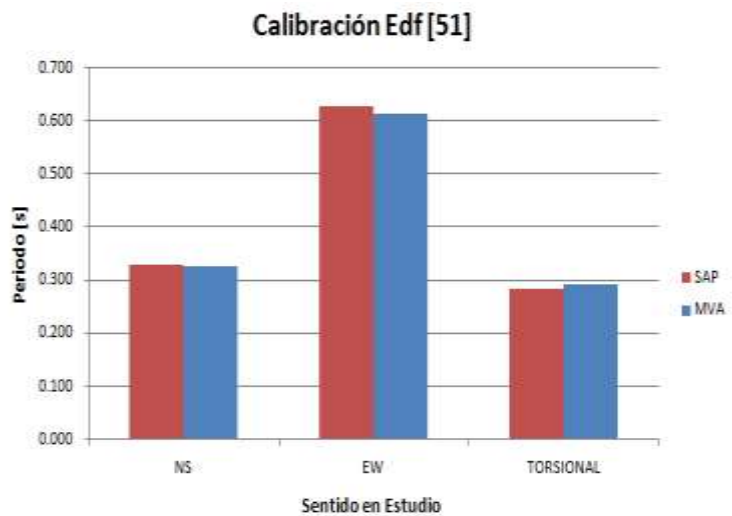
En la *figura 5.4* se presenta una imagen del modelo matemático del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].



**Figura 5. 4– Modelo matemático del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].**

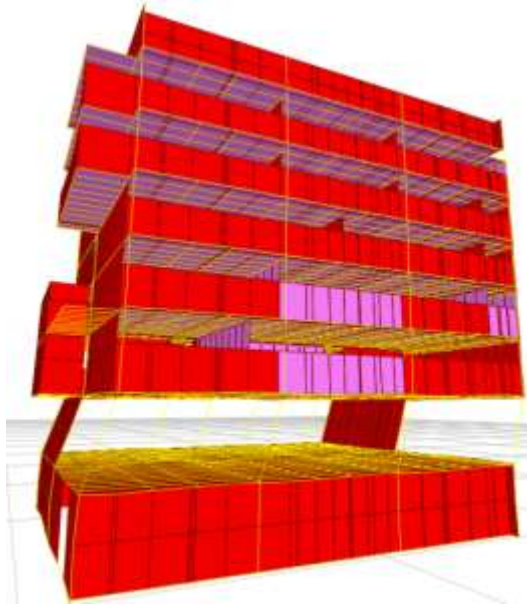
En la *gráfica 5.18* se muestra la comparación entre el periodo obtenido por el modelo numérico (SAP2000) y el periodo estimado en el análisis de señales (MVA). También se presenta el error final obtenido después del proceso iterativo que permitió alcanzar una dispersión inferior al 3% entre los valores.

	Periodo [s]		Error [%]
	SAP	MVA	
NS	0.330	0.326	1.0%
EW	0.626	0.611	2.4%
TORSIONAL	0.284	0.291	2.2%

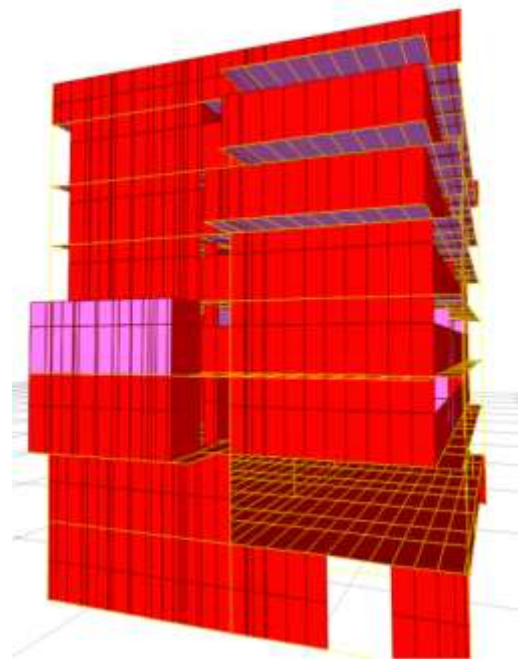


**Gráfica 5. 19- Resultado de la calibración del Edificio 51.**

Se puede observar en la gráfica anterior que la diferencia más alta se presenta en el sentido E-W con un error del 2.4%, en el sentido Torsional el error es de 2.2% y en el sentido N-S se obtuvo un error mínimo del 1.0 %. Las siguientes *figuras* muestran las deformaciones modales del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].



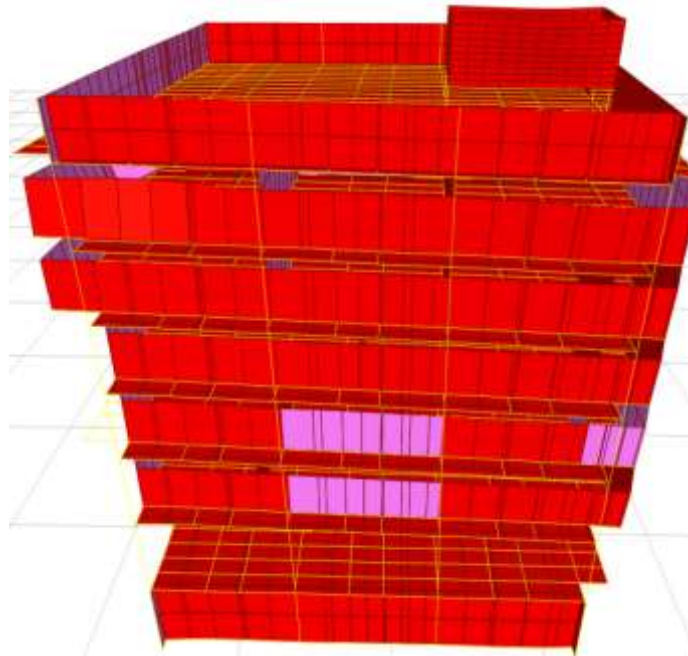
**Figura 5. 5– Deformación modal EW del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].**



**Figura 5. 6– Deformación modal NS del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].**

En la *Figura 5.5* podemos ver lo que aparenta ser un piso débil generado por la ausencia de un sistema resistente rígido en la dirección EW. Esto ocurre debido a que en este piso a diferencia de los otros, las columnas no se encuentran acompañadas de muros rígidos; además en el sentido en el que se aprecia la máxima deformación, es el sentido débil de las columnas rectangulares. Es por ello que se recomienda aumentar la rigidez del sistema hasta que las deformaciones en este piso disminuyan de forma considerable. Para este reforzamiento estructural se puede optar por aumentar las dimensiones de las columnas en el sentido débil o implementar algún sistema de arriostramiento.





**Figura 5. 7– Deformación modal Torsional del edificio Ángel Valtierra S.J. [51].**

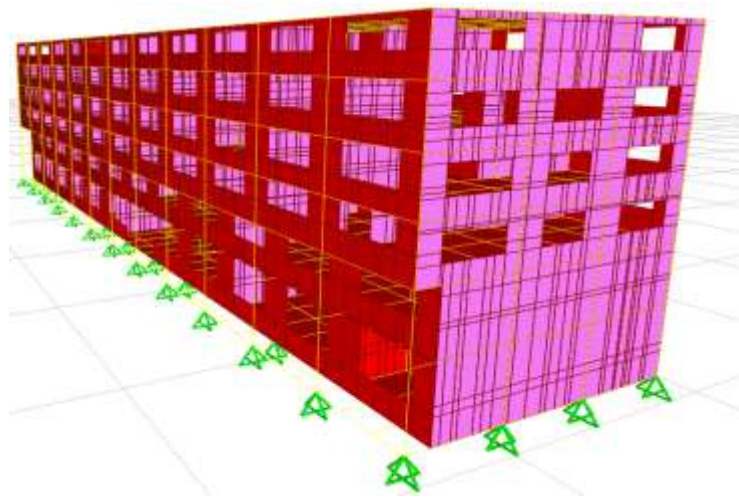
Podemos afirmar que el proceso de calibración en el edificio Ángel Valtierra S.J. [51] tomó menos tiempo y el error logrado fue el más bajo en comparación con los otros edificios. Este error se debe a varias razones. La primera de ellas, es que el edificio se encontraba correctamente representado en los planos que obtuvimos del archivo histórico de la universidad. Esto nos permitió asegurar que el modelo matemático, representara sin mayor error el comportamiento del edificio real. El edificio Ángel Valtierra S.J., [51], no ha presentado cambios significativos en su uso desde su construcción, ya que este edificio a diferencia de los otros analizados, si fue diseñado para salones y laboratorios, como es utilizado actualmente. El hecho de que su uso no haya cambiado, nos da cierta seguridad de que la masa con la que se diseñó originalmente dicha estructura, tampoco haya tenido mayor cambio.

Otro factor que permitió realizar el modelo matemático del edificio Ángel Valtierra S.J., [51] con facilidad, es que no presenta irregularidades como los otros dos edificios analizados, tales como el mezzanine del Félix Restrepo, S.J. [50] o el

hecho de que la estructura del edificio Carlos Ortiz, S.J. [52] no forme pórticos en el sentido N-S.

### 5.3.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].

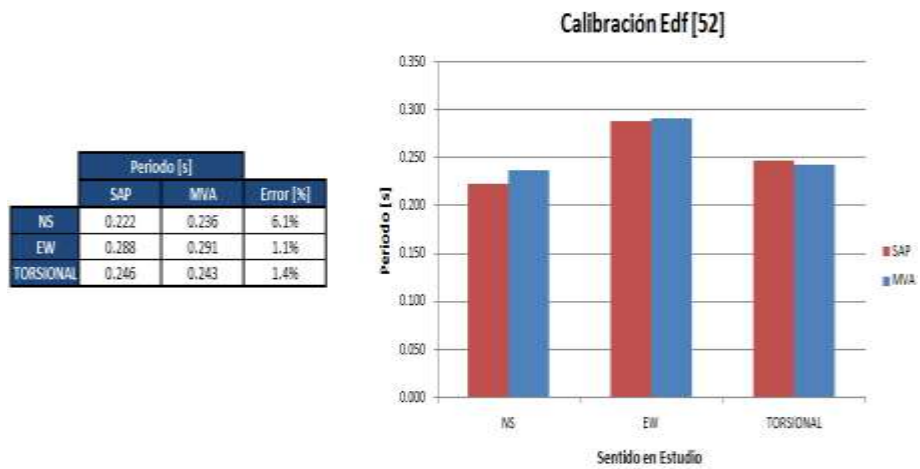
Para el edificio Carlos Ortiz, S.J. [52] al igual que para el edificio Félix Restrepo, S.J. [50], fue necesario hacer una medición de los elementos estructurales como los mencionados en el apartado 5.3.1. Después de haber determinado estas dimensiones reales de todos los elementos, se realizó el modelo matemático que se presenta en la *Figura 5.8*.



**Figura 5. 8– Modelo matemático del edificio Carlos Ortiz, S.J. [52].**

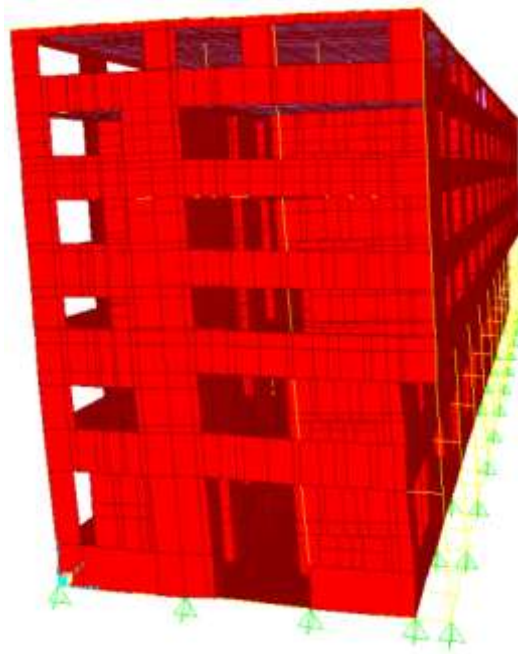
En la *gráfica 5.19* se muestra la comparación entre el periodo obtenido por el modelo matemático en SAP2000 y el periodo estimado en el análisis de señales (MVA). También se presenta el error final obtenido después del proceso iterativo que permitió alcanzar una dispersión inferior al 10% entre los valores.



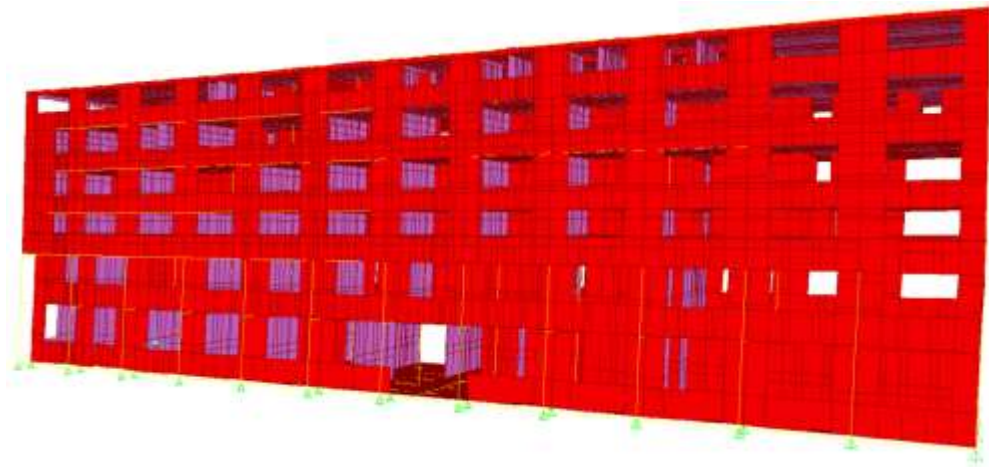


**Gráfica 5. 20- Resultado de la calibración del Edificio 52.**

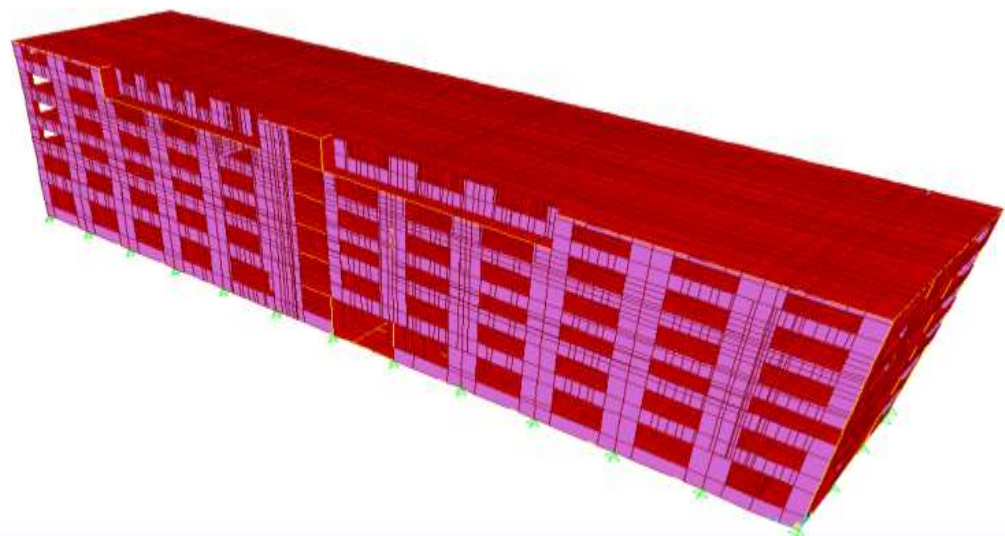
Las siguientes *figuras* muestran las deformaciones modales del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].



**Figura 5. 9– Deformación modal EW del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**



**Figura 5. 10– Deformación modal NS del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**



**Figura 5. 11– Deformación modal Torsional del edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**

Se puede afirmar que el edificio Carlos Ortiz, S.J. [52], fue el edificio que más tiempo tomó para lograr su calibración. Lo anterior, se atribuye a que tomó bastante tiempo determinar el sistema estructural de este edificio. Como se descubrió al revisar el edificio en campo, el presente edificio no presenta vigas en el sentido N-S entre las columnas exteriores. Debido a esta equivocación en el primer modelo base, el primer periodo fundamental del modelo matemático se diferenciaba ampliamente de aquel periodo resultado del análisis de las señales.

La falta de vigas en el sentido N-S era la principal diferencia entre el modelo matemático y el edificio real, pero también se incluyeron en el modelo matemático definitivo muros del 6to piso que se habían obviado ya que el día de la toma de dimensiones en campo, esta zona del edificio se encontraba en aseo intenso y no se nos permitió el ingreso.

Como se presenta en la *gráfica 5.19* el mayor error entre los periodos calculados y aquellos periodos resultantes de los modelos matemáticos se encuentra en el sentido N-S, esto puede que se deba al cambio sobre la ausencia de las vigas como se mencionó previamente.

En el modelo base, se había asignado un diámetro para las columnas circulares exteriores de 42 cm. En el momento que se realizó la extracción de los núcleos, al taladrar la columna para poder anclar el extractor de núcleos, nos percatamos de que la columna tenía un recubrimiento en una mezcla de mortero pobre de aproximadamente 3 cm, por eso, el diámetro de estas columnas se redujo a 36 cm para el análisis. En la *figura 5.12* se ilustra el recubrimiento de aproximadamente 3 cm en uno de los núcleos extraídos.



**Figura 5.1 2– Recubrimiento de 3 cm de mortero en las columnas exteriores del edificio Carlos Ortiz, S.J. [52].**

Como se puede notar este recubrimiento es de aproximadamente 3 cm de espesor por lo cual la sección real de la columna se reduce en gran proporción. Sin embargo vale la pena aclarar que en el momento que se pretenda realizar un estudio de vulnerabilidad es importante modelar este recubrimiento ya que este puede aportar rigidez cuando se realice un análisis no lineal. En este trabajo se aclara que no se consideró este espesor en el momento de realizar la modelación ya que observamos que el modelo se comporta de mejor manera sin esta área adicional.

## 6. ANALISIS ESPECTRAL.

Tratando de buscar una manera para complementar el presente trabajo de grado, se decidió realizar un análisis espectral. Este análisis, permitirá establecer la veracidad de los modelos matemático en el momento de que se calculen los desplazamientos resultantes de las aplicación de las fuerzas sísmicas. Dicho análisis se realizó utilizando el espectro de diseño para la zona 2 de la microzonificación sísmica de Bogotá, zona en la cual se encuentran los tres edificios analizados. En la zona de piedemonte, el espectro tiene una meseta con un valor de  $0.75\text{ g}$  que va desde periodos de  $0.20$  hasta  $1.3$  segundos.



**Gráfica 6. 1– Espectro de diseño para zona de piedemonte Bogotá.**

Los periodos de vibración de los edificios analizados, se encuentran en la meseta del espectro, es por esto que los edificios van a experimentar una aceleración máxima igual a  $0.75\text{ g}$ . Para realizar este análisis, se utilizó la combinación de cargas:  $1.2D+1.6L+E$ . Al mismo tiempo, se tuvo en consideración el efecto del sismo en ambas direcciones, combinando el sismo en un sentido con el 30% del

sismo en sentido ortogonal. Esta consideración se realizó para los sismos en cada uno de los dos sentidos.

Para el análisis modal espectral, no se tuvo en cuenta la rigidez de los muros debido a que en el momento que se presente el sismo, estos elementos van a ser los primeros que fallen y la rigidez del edificio va a ser solamente la rigidez aportada por el sistema de pórticos. El hecho de que los muros ya no hagan parte del sistema estructural disminuirá la rigidez lateral del edificio y con esta, los periodos de vibración.

Para lograr lo planteado anteriormente planteado en los modelos matemáticos, se modificaron las propiedades de las áreas asignando un factor multiplicador de 0 en las propiedades inerciales de las mismas. Al cambiar esta propiedad, el programa ya no tendrá en cuenta la rigidez, pero seguirá teniendo en cuenta la masa de cada uno de los muros.

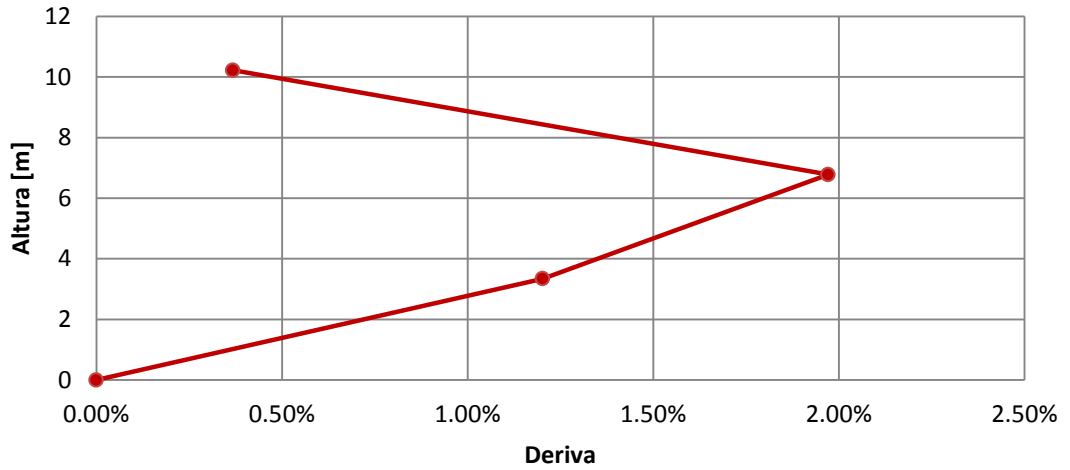
En las siguientes secciones del capítulo se presentaran los resultados del análisis espectral para cada uno de los edificios.

### **6.1. Edificio Félix Restrepo S.J. [50].**

Al realizar en análisis espectral en el edificio Félix Restrepo S.J. [50], nos encontramos con valores de deriva típicos para un edificio de este tipo. Dicho edificio, tiene una rigidez bastante alta, esto se le atribuye a la alta cantidad de muros divisorios de grandes dimensiones que se han construido con el paso de los años.

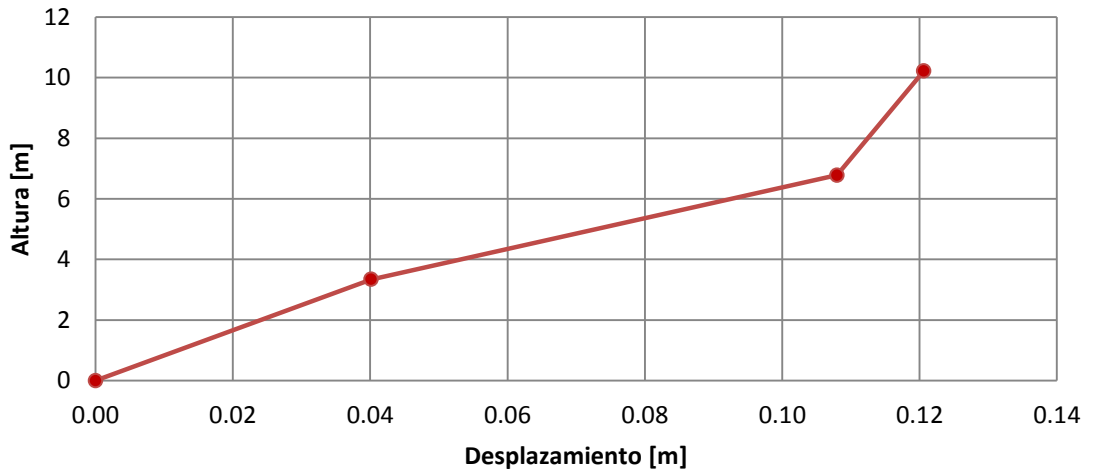
En las *gráficas 6.2 y 6.3* se presentan los valores de deriva y desplazamiento relativo para el sismo de diseño en el edificio Félix Restrepo S.J. [50]. En estas gráficas se aprecia que los valores de deriva para el primer y segundo piso sobrepasan el valor máximo de 1% como se indica en la Tabla A.6.4-1 del reglamento NSR-10.

**Deriva para sismo de diseño  
Edificio Félix Restrepo S.J. [50]**



**Gráfica 6. 2– Deriva para el sismo de diseño: Edificio Félix Restrepo S.J. [50].**

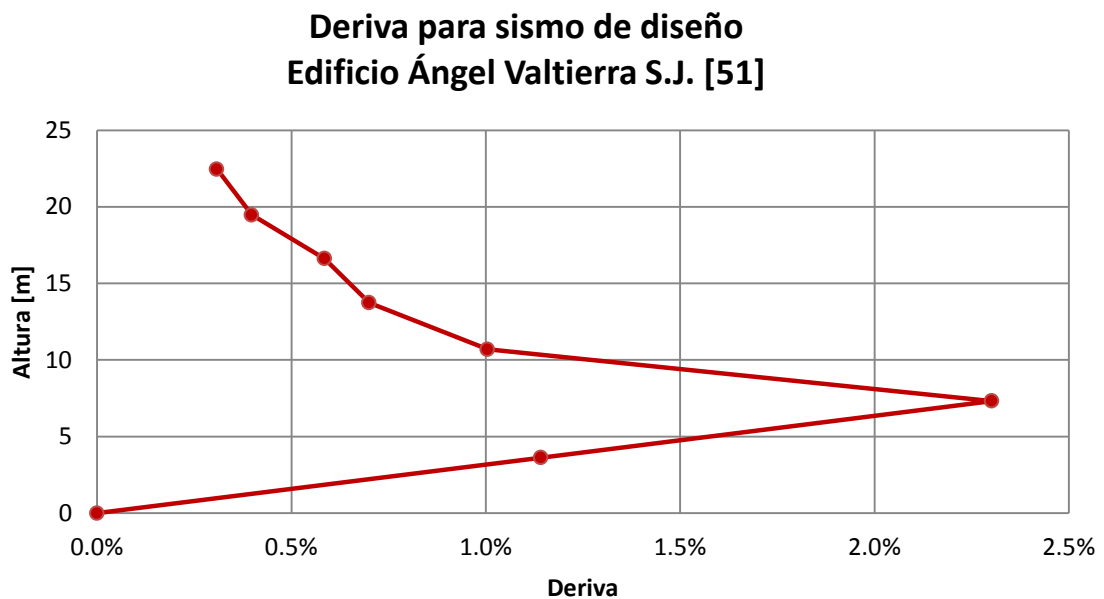
**Desplazamiento para sismo de diseño  
Edificio Félix Restrepo S.J. [50]**



**Gráfica 6. 3– Desplazamiento para el sismo de diseño: Edificio Félix Restrepo S.J. [50].**

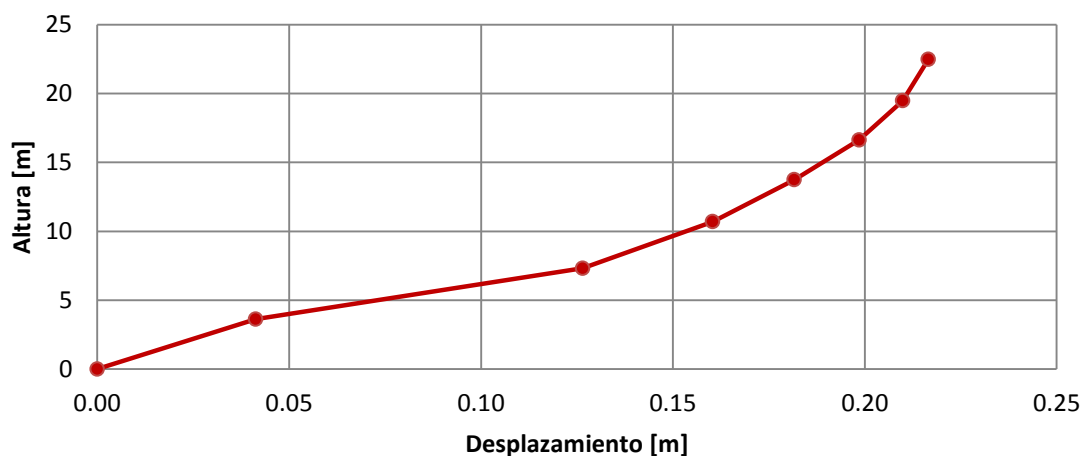
## 6.2. Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].

Del análisis espectral del edificio Ángel Valtierra S.J. [51] también se obtuvieron valores de deriva que sobrepasan los límites del reglamento NSR-10. Como se presenta en la *gráfica 6.5*, a partir del segundo piso de la estructura, se tienen valores de desplazamiento bastante importantes. Estos desplazamientos se atribuyen al hecho de que en el segundo piso (Cafetería de ciencias básicas) no existen muros divisorios ni de fachada, esto hace que la rigidez de este piso, en comparación con la de los demás niveles, sea inferior. El valor de deriva para los primeros dos pisos sobrepasa el 1% debido a que el desplazamiento para el primer piso en el análisis espectral es de 4 cm mientras que para el segundo piso es de más de 12 cm.



**Gráfica 6. 4– Deriva para el sismo de diseño: Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].**

### Desplazamiento para sismo de diseño Edificio Ángel Valtierra S.J. [51]

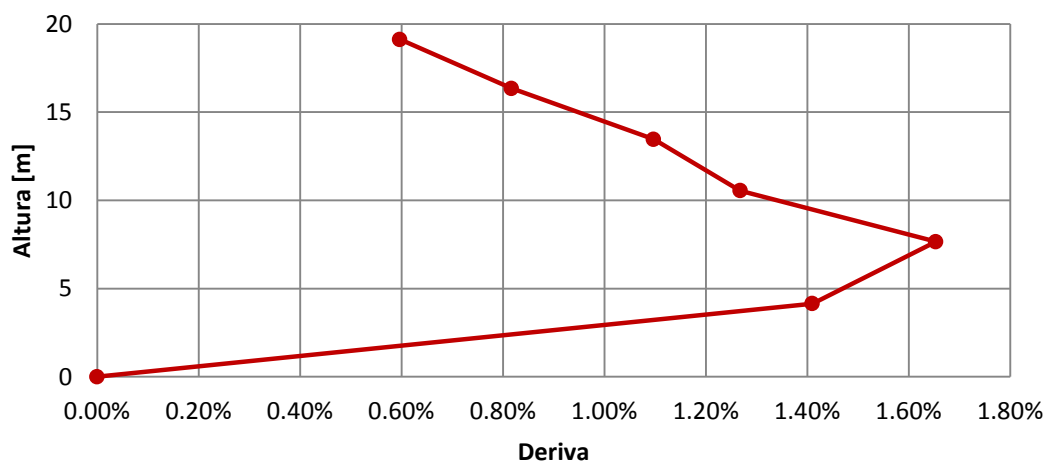


Gráfica 6. 5– Desplazamiento para el sismo de diseño: Edificio Ángel Valtierra S.J. [51].

### 6.3. Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].

Los valores de las derivas resultados del análisis espectral para el edificio Carlos Ortiz S.J. [52] sobrepasan los valores de diseño en 4 de sus 6 pisos. El edificio, en su parte más alta, tiene un desplazamiento total de 23 cm, como se presenta en la gráfica 6.7. Este desplazamiento bastante alto para un edificio de más de 19 metros de altura.

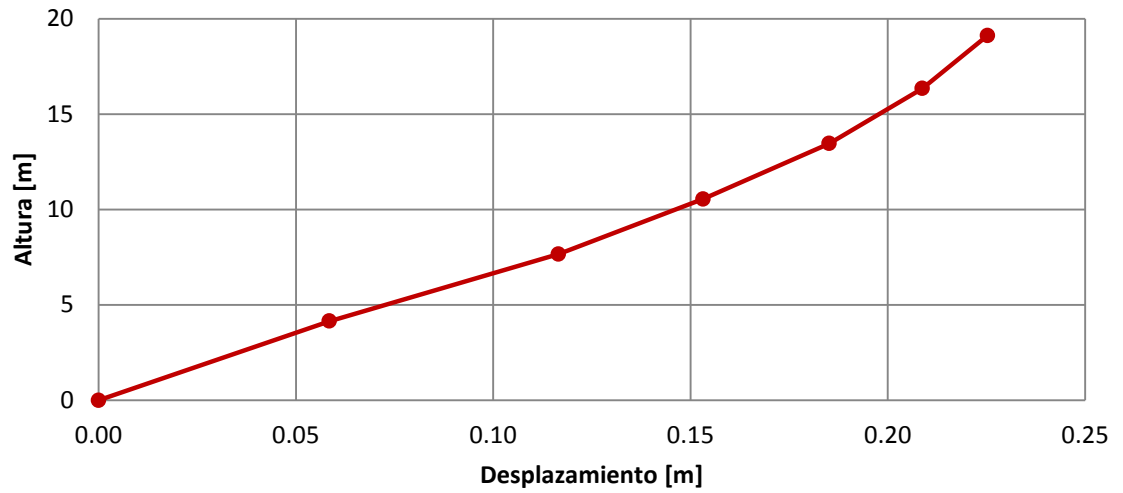
### Deriva para sismo de diseño Edificio Carlos Ortiz S.J. [52]



Gráfica 6. 6– Deriva para el sismo de diseño: Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].



### Desplazamiento para sismo de diseño Edificio Carlos Ortiz S.J. [52]



**Gráfica 6. 7– Desplazamiento para el sismo de diseño: Edificio Carlos Ortiz S.J. [52].**

## 7. CONCLUSIONES.

Durante el desarrollo del presente trabajo de grado los resultados obtenidos permitieron llegar a diferentes conclusiones generadas a partir del cumplimiento de cada uno de los objetivos propuestos inicialmente.

Los ensayos de resistencia y módulo de elasticidad realizados a los núcleos de concreto extraídos permitieron realizar un análisis más detallado en cada uno de los tres edificios en estudio. Del análisis de los resultados, se concluyó que el módulo de elasticidad estimado para los edificios Félix Restrepo S.J. [50] y Carlos Ortiz S.J. [52] está por debajo de los permitidos para el diseño de estructuras nuevas según las normativas NSR-98 y NSR-10. Sin embargo, el módulo estimado del edificio Ángel Valtierra S.J. [51] si cumple las dos normas colombianas de sismo resistencia como se pudo observar el apartado 4.1.4. Lo anterior se debe a que este edificio es el de construcción más reciente en comparación con los otros dos analizados.

Por otra parte los resultados obtenidos de los ensayos de resistencia a la compresión permiten concluir que el concreto presente en los tres edificios no es un factor crítico que pueda causar preocupación. Lo anterior se afirma debido a que los ensayos aplicados a los núcleos arrojaron valores de resistencia a la compresión dentro del rango de 210 a 350 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente, los cuales son valores bastante buenos para haber estado tratando con concretos de tal edad.

El desarrollo de los modelos matemáticos, demostró que es de vital importancia llevar un riguroso proceso de levantamiento geométrico de los elementos estructurales y no estructurales. Lo anterior se concluye debido a que, como bien sabemos, las dimensiones de los elementos estructurales como columnas, vigas, losas, muros, etc., son el principal factor capaz de variar la masa y la rigidez de una estructura. De todas las dimensiones tomadas en campo es de donde se parte para poder llegar a un modelo matemático que tenga las mismas características geométricas que el edificio real. Todo esto con el fin de asemejar el

comportamiento dinámico de los modelos matemáticos generados en SAP2000, a la realidad teniendo como parámetros de control la masa y la rigidez de la estructura.

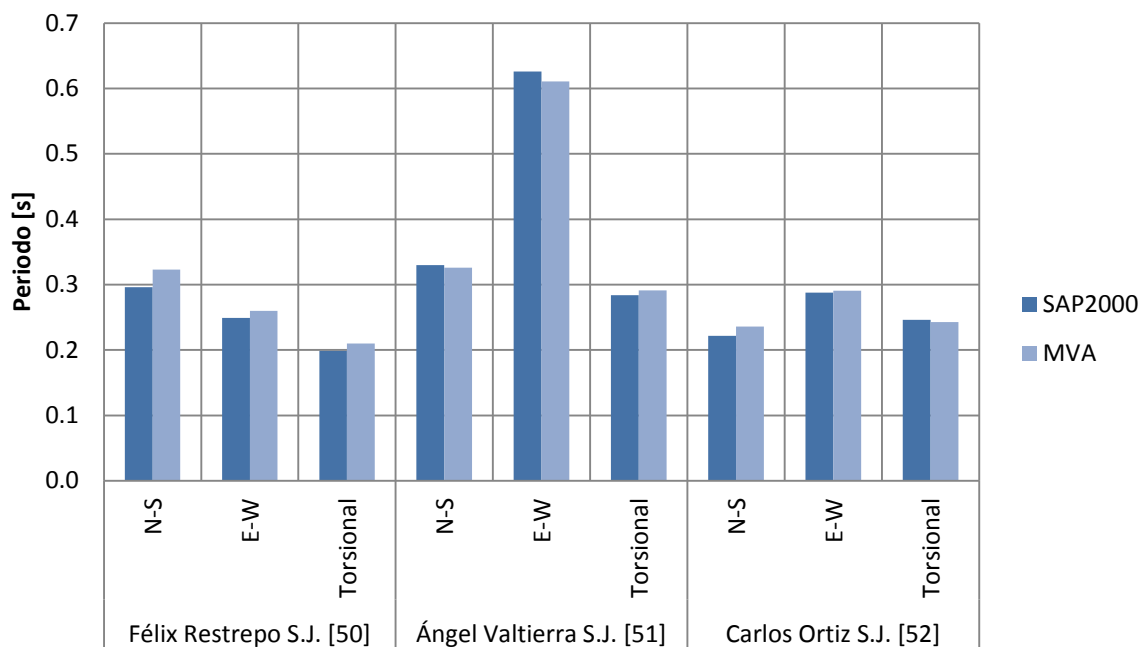
La medición de las vibraciones ambientales realizada en los diferentes niveles de los edificios nos permitió estimar las frecuencias fundamentales de vibración de estos mismos. Se concluyó que los periodos fundamentales estimados están dentro del rango de valores típicos para esta clase de edificios ya que estos se encuentran cerca de aquellos estimados mediante la fórmula empírica:

$$T \cong \frac{\# \text{ de pisos}}{10}$$

El análisis espectral que se realizó utilizando la microzonificación sísmica de Bogotá, permitió concluir que los edificios Félix Restrepo S.J. [50] y Carlos Ortiz S.J. [52] se encuentran dentro del valor de deriva admisible, inferior al 1%. Por otra parte se concluyó que el edificio Ángel Valtierra S.J. [51] alcanza un valor de 1.3% de deriva por lo cual no cumple con la NSR-10. El hecho de que este valor sobrepase el límite del reglamento, se atribuye a que no existen muros de mampostería en el piso de la cafetería de ciencias básicas, por eso, la rigidez de este piso es inferior a aquella de los otros pisos. Esta anomalía, se podría clasificar como un piso flexible según la Tabla A.3-7 de la NSR-10 (Irregularidades en la altura) ya que la rigidez de este piso es significativamente menor a la del resto de pisos.

Al finalizar el trabajo de grado, se puede afirmar que se llegó a unos modelos matemáticos debidamente calibrados, los cuales simulan con un error inferior al 10% el comportamiento dinámico de cada uno de los tres edificios analizados como se presenta en la *gráfica 7.1*.

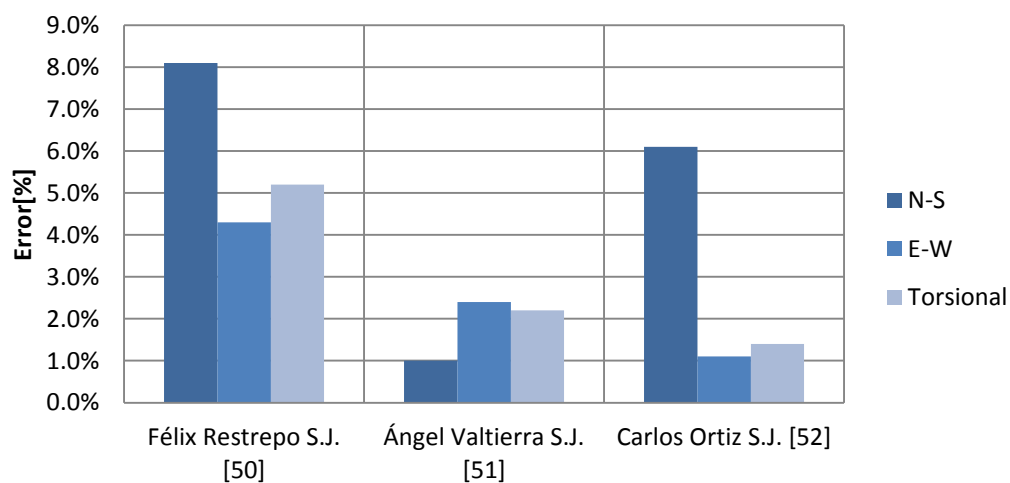
## Calibración de los periodos fundamentales.



**Gráfica 7.1 – Calibración de los periodos fundamentales para cada edificio.**

Se puede asegurar que los modelos matemáticos se comportan de similar manera a los edificios reales como se pudo establecer con los resultados del análisis espectral y se ratificó con los bajos errores presentados en el capítulo 4 y se ilustra en la *gráfica 7.2*.

## Error en la calibración para cada edificio.



**Gráfica 7.2 – Error en la calibración de los periodos fundamentales para cada edificio.**

## 8. LIMITACIONES.

En el desarrollo del proyecto de grado se presentaron dificultades en cada una de las diferentes etapas. Dichas dificultades en cierto modo impidieron alcanzar un grado de precisión más alto en el resultado final. Las principales limitaciones de las que se habla a continuación tienen que ver con la falta de información encontrada en los planos arquitectónicos y estructurales suministrados por *El Archivo Histórico de la Pontificia Universidad Javeriana*, además de la incertidumbre generada en la caracterización de los materiales por el impedimento de extraer una mayor cantidad de núcleos para su posterior análisis.

Para alcanzar una calibración más certera de los modelos numéricos es necesario contar con la mayor cantidad posible de planos estructurales, esto con el fin de generar simulaciones virtuales lo más parecidas a la realidad. Sin embargo los planos suministrados por *el archivo histórico* carecen de información relevante como las dimensiones de elementos estructurales (columnas, vigas, viguetas, losa de entepiso, etc.) y cimentaciones por ser, en su gran mayoría, planos arquitectónicos de los edificios. Los planos utilizados se encuentran dibujados a mano, esto impide un grado de precisión mayor al ya alcanzado, debido a que se hace imposible determinar ciertas acotaciones que se han ido borrando con el paso de los años.

Además de todo lo dicho anteriormente, ocurre que la mayoría de los planos son de bastante antiguos (1979) y no presentan las reformas arquitectónicas que durante la vida útil de los edificios se han realizado. Por lo anterior, fue necesario medir las dimensiones de muros, puertas, ventanas y pasillos. Sin embargo, la incertidumbre que se genera al realizar un levantamiento manual de los elementos no estructurales se hace significativamente grande, pues es prácticamente imposible no ignorar ningún elemento sea estructural o arquitectónico durante el levantamiento.

El impedimento de extraer una cantidad superior a 3 núcleos de concreto por edificio debido a la antigüedad y la vulnerabilidad estructural, ocasiona que la

muestra estadística en estudio sea menos real y los resultados no alcancen un grado de confiabilidad mayor. Sin embargo como lo vamos a ver en los siguientes capítulos, los resultados obtenidos son aceptables debido a que el error alcanzado en el proceso de calibración es menor al 10%. Esto genera una limitación de recursos que no es un impedimento para realizar el proyecto de grado, pero que si genera incertidumbre.

## 9. GLOSARIO.

Las definiciones que se presentan a continuación hacen parte de los términos que se podrán encontrar en dentro del desarrollo del documento y se relacionan con aquellos términos utilizados por la NSR-10.

- **Cimentación** – Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.
- **Diafragma estructural**–Elemento estructural, como una losa de piso o cubierta, que transmite fuerzas que actúan en el plano del diafragma hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. En un sistema con diafragma estructural o diafragma rígido, la losa de piso no presenta deformaciones sobre su plano.
- **Elemento tipo Frame** – Elemento utilizado en SAP2000 para la modelación de algunos elementos lineales como columnas, vigas y viguetas.
- **Elemento tipo Shell** – Elemento utilizado en SAP 2000 para la modelación de elementos finitos como losas, muros divisorios, muros pantalla o muros de contención.
- **Sistema Estructural** – Elementos estructurales interconectados que en conjunto cumplen la función de transmisión de cargas al suelo.
- **Módulo de elasticidad** – Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.
- **MVA** – Medición de vibraciones ambientales.

## 10. BIBLIOGRAFIA.

---

- <sup>i</sup> Edificio Fonade. “Características dinámicas del edificio Fonade ubicado en la calle 26 No.13-19 de Bogotá D.C.” Centro de investigación en materias y obras civiles,2001
- <sup>ii</sup> BACY-CYMAS. “Concepto técnico sobre el efecto de las vibraciones producidas por el hincado de pilotes en suelos blandos de Bogotá”. Ediciones Uniandes, 2004.
- <sup>iii</sup> CARRILLO LEÓN, Wilmer Julián. “Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto”. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá D.C., 2009.
- <sup>iv</sup> MUÑOZ, Edgar et al. “Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural”. Pontificia Universidad Javeriana, Grupo de investigación de estructuras, Bogotá D.C., 2010.
- <sup>v</sup> MUÑOZ, Edgar et al. “Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basados en confiabilidad estructural”. Pontificia Universidad Javeriana, Grupo de investigación de estructuras, Bogotá D.C., 2008.
- <sup>vi</sup> CIFUENTES CEBALLOS, Liliana Osmelia. “Medición e interpretación de las vibraciones ambientales: Estudio del caso del edificio de parqueaderos Don Guillermo Castro”. Director: Ing. Daniel Ruiz. Pontificia Universidad Javeriana, Departamento de Ingeniería civil, Bogotá D.C., 2007.
- <sup>vii</sup> Paul Smith, Estudio del comportamiento dinámico del viaducto portachuelo basándose en medición de vibraciones ambientales. Pontificia Universidad Javeriana - Bogotá D.C Carrera en ingeniería civil, 2012, *Persona orientada*: Francisco Galvis y Mauricio Bahamón, *Dirigió*: Edgar Muñoz.
- <sup>viii</sup> Ivanovic, S. S., Trifunac, M. D., Novikova, E. I., Gladkov, A. A., &Todorovska, M. I. “Ambient vibration tests of a seven-story reinforced concrete building in Van Nuys, California, damaged by the 1994 Northridge earthquake”. Universidad de California, 2000.
- <sup>ix</sup>Gentile, C., & Saisi, A. “Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment”.Politécnico de Milán, 2007.
- <sup>x</sup> GARCIA REYES, L., “Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico”, Universidad de los Andes, Bogotá DC, 1998.

- 
- xi Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. ICONTEC. “Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas”. NTC 3658. Bogotá, Colombia 1994.
- xii Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. ICONTEC. “Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson en concreto a compresión”. NTC 4025. Bogotá, Colombia 2006.
- xiii Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. ICONTEC. “Refrentado de cilindros de concreto”. NTC 504. Bogotá, Colombia 1995.
- xiv M. Gallego (comunicación personal, 11 de octubre de 2012).