

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EN LA
RESPUESTA DINÁMICA DE UN EDIFICIO. APROXIMACIÓN
TEÓRICA-EXPERIMENTAL**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

RAÚL DANIEL PAREDES BERNAL

raulparedesbd@hotmail.com

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS SINGAUCHO ARMAS M.Sc.

jcsingaucho@igepn.edu.ec

Quito, Agosto 2015

DECLARACIÓN

Yo, Raúl Daniel Paredes Bernal declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la Normatividad Institucional vigente.

RAÚL PAREDES BERNAL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Raúl Daniel Paredes Bernal, bajo mi supervisión.

ING. JUAN CARLOS SINGAUCHO
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A Dios y a mi madre Dolorosa.

A mi familia y seres queridos, por su apoyo incondicional, sus enseñanzas y constancia.

Al Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, por su colaboración durante todo este proceso. Así también por demostrarme el profesionalismo y calidad con que se puede desarrollar investigación en el país.

Un especial agradecimiento al Ing. Juan Carlos Singaicho Msc., y al Dr. Matthieu Perrault, por su dirección, paciencia y enseñanzas.

A la constructora Herpayal, por permitirme desarrollar esta investigación dentro de uno de sus proyectos y brindarme la información necesaria en todo momento. Les deseo los mayores éxitos.

A la fábrica de bloques Prefabricados y Equipos, por facilitarme las unidades necesarias para la realización de los ensayos.

A mis amigos por todas las experiencias compartidas durante estos años.

DEDICATORIA

A la memoria de mi hermana Anabel y la de mis abuelos.

A las personas más importantes en mi vida, mis padres, Marcia y Freddy.

A mi hermano, Patricio y su esposa Ibeth.

A Paula.

A mis tíos, Lupe y Paco.

CONTENIDO

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. OBJETIVOS	1
1.2. JUSTIFICACIÓN	2
1.3. ANTECEDENTES	3
1.4. INSTRUMENTACIÓN EN EDIFICIOS.....	6
1.5. CONTEXTO NORMATIVO.....	9
 CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN GENERAL.....	 14
2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL	14
2.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA	16
2.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	25
2.4. ETAPAS CONSTRUCTIVAS	30
 CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PARA LA INSTRUMENTACIÓN Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES	 38
3.1. INSTRUMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	38
3.2. METODOLOGÍA PARA EL PROCESAMIENTO DE SEÑALES.....	42
3.3. DEFINICIONES TEÓRICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE SEÑALES	48
 CAPÍTULO IV: RESULTADOS EXPERIMENTALES	 54
4.1. ESPECTROS DE FRECUENCIAS.....	54
4.2. EVOLUCIÓN DE FRECUENCIAS Y PERIODOS	63
4.3. VALOR FINAL PARA EL PERIODO DE VIBRACIÓN.....	69
4.4. RELACIÓN DE FRECUENCIAS	69
 CAPÍTULO V: DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	 72

5.1. ANTECEDENTES	72
5.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	72
5.3. GEOMETRÍA DEL PRISMA	73
5.4. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES	74
5.5. ENSAYO DE LOS PRISMAS	76
5.6. CÁLCULOS	77
5.7. RESULTADOS	78
CAPÍTULO VI: MODELACIÓN TEÓRICA DE LA EDIFICACIÓN	81
6.1. DEFINICIÓN TEÓRICA A LOS MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA.	81
6.2. METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA NO CONFINADA.....	85
6.3. SELECCIÓN DE UN MODELO APROPIADO.....	91
6.4. MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	99
6.5. ADMINISTRACIÓN DE INCERTIDUMBRES	118
CAPÍTULO VII: COMPATIBILIDAD DE RESULTADOS.....	122
7.1. COMPATIBILIDAD DE RESULTADOS.....	122
7.2. DIRECCIÓN MODAL PARTICIPANTE EN LOS MODELOS	125
7.3. PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA	130
7.4. RIGIDEZ DE PISO	133
7.5. MODELOS S.E.N.E. VS. RESULTADOS EXPERIMENTALES	136
CAPÍTULO VIII: IMPLICACIONES Y EVALUACIÓN DEL CÓDIGO	138
8.1. FÓRMULAS APROXIMADAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.....	138
8.2. COMPATIBILIDAD DE LAS FÓRMULAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE VIBRACIÓN EN EL EDIFICIO ALICANTE.	144

8.3. EFECTO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EN LA ACCELERACIÓN ESPECTRAL.....	147
CAPÍTULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	153
9.1. INSTRUMENTACIÓN	153
9.2. PROCESAMIENTO DE SEÑALES	154
9.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES	155
9.4. ENSAYO DE MURETES DE MAMPOSTERÍA	157
9.5. MODELACIÓN TEÓRICA DE LA EDIFICACIÓN	158
9.6. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN	160
9.7. IMPLICACIONES EN EL CÓDIGO	163
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	166
ANEXOS	172
ANEXO N°1: REGISTRO DE SEÑALES EN EL TIEMPO	173
ANEXO N° 2: CÓDIGOS EN MATLAB PARA EL PROCESAMIENTO DE SEÑALES MEDIANTE LA TRANSFORMADA DE FOURIER	178
ANEXO N°3: RESULTADOS DE LABORATORIO PARA EL ENSAYO DE MATERIALES	187

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1 Densidad de paredes respecto al total de m ² de mampostería.....	20
Gráfico 2.2 Porcentaje de avance en mampostería y estructura para cada una de las fechas de los ensayos.	37
Gráfico 4.1 Frecuencias ensayo Cero: Norte - Sur.....	55
Gráfico 4.2 Frecuencias ensayo Cero: Este - Oeste	55
Gráfico 4.3 Frecuencias ensayo Uno: Norte - Sur.....	56
Gráfico 4.4 Frecuencias ensayo Uno: Este - Oeste	56
Gráfico 4.5 Frecuencias ensayo Dos: Norte - Sur	57
Gráfico 4.6 Frecuencias ensayo Dos: Este - Oeste.....	57
Gráfico 4.7 Frecuencias ensayo Tres: Norte - Sur	58
Gráfico 4.8 Frecuencias ensayo Tres: Este - Oeste.....	58
Gráfico 4.9 Frecuencias ensayo Cuatro: Norte - Sur.....	59
Gráfico 4.10 Frecuencias ensayo Cuatro: Este - Oeste	59
Gráfico 4.11 Frecuencias ensayo Cinco: Norte - Sur	60
Gráfico 4.12 Frecuencias ensayo Cinco: Este - Oeste.....	60
Gráfico 4.13 Frecuencias ensayo Seis: Norte - Sur	61
Gráfico 4.14 Frecuencias ensayo Seis: Este - Oeste	61
Gráfico 4.15 Espectros de Fourier para la dirección Norte-Sur.....	62
Gráfico 4.16 Espectros de Fourier para dirección Este-Oeste	62
Gráfico 4.17 Componentes N-S y E-O para el Ensayo Dos.	63
Gráfico 4.18 Evolución del periodo para la dirección Norte-Sur.....	65
Gráfico 4.19 Evolución de los periodos para la dirección Este-Oeste.....	65
Gráfico 4.20 Evolución del periodo con el avance de la mampostería.	66
Gráfico 4.21 Variación normalizada del 1er periodo traslacional.....	67
Gráfico 4.22 Variación normalizada del 2do periodo traslacional.....	67
Gráfico 4.23 Variación normalizada: modos traslacionales Norte-Sur.	68
Gráfico 4.24 Variación normalizada: modos traslacionales Este-Oeste.	68
Gráfico 5.1 Curva esfuerzo – deformación del murete 1 (sin enlucir).....	78
Gráfico 5.2 Curva esfuerzo – deformación del murete 4 (enlucido).	79
Gráfico 7.1 Comparación teórico-experimental para los primeros modos.....	124

Gráfico 7.2 Implicaciones de la modelación de la mampostería: 1er modo.	125
Gráfico 7.3 Participación modal de la masa en el modelo S.E.N.E.	131
Gráfico 7.4 Participación modal de la masa en el modelo C.E.N.E.	132
Gráfico 7.5 Comparación de la participación modal de la masa con y sin mampostería.	133
Gráfico 7.6 Relación de rigidez entre las direcciones ortogonales	134
Gráfico 7.7 Rigidez lateral en X de cada piso de los modelos C.P. y C.P.P. normalizados al modelo de la estructura sin mampostería (S.P.). ..	135
Gráfico 7.8 Rigidez lateral en Y de cada piso de los modelos C.P. y C.P.P. normalizados al modelo de la estructura sin mampostería (S.P.). ..	135
Gráfico 7.9 Periodo Experimental vs Modelo S.E.N.E.	136
Gráfico 8.1 Evaluación de diferentes expresiones para la determinación del periodo de vibración en el edificio en estudio.	145
Gráfico 8.2 Variación de Sa en el espectro de respuesta por efectos no estructurales.	148
Gráfico 8.3 Relación de Sa C.E.N.E/S.E.N.E para el Edificio Alicante.	148
Gráfico 8.4 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo A.	150
Gráfico 8.5 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo B.	150
Gráfico 8.6 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo C.	151
Gráfico 8.7 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo D.	151
Gráfico 8.8 Relación de Sa C.E.N.E respecto a Sa S.E.N.E.: pórticos en H.A. ...	152
Gráfico 8.9 Relación de Sa C.E.N.E respecto a Sa S.E.N.E.: H.A. con muros. .	152
Gráfico A1.1 Registro Cero: Norte - Sur.	174
Gráfico A1.2 Registro Cero: Este - Oeste.	174
Gráfico A1.3 Registro Uno: Norte - Sur.	174
Gráfico A1.4 Registro Uno: Este - Oeste.	175
Gráfico A1.5 Registro Dos: Norte - Sur.	175
Gráfico A1.6 Registro Dos: Este - Oeste.	175
Gráfico A1.7 Registro Tres: Norte - Sur.	175
Gráfico A1.8 Registro Tres: Este - Oeste.	176
Gráfico A1.9 Registro Cuatro: Norte - Sur.	176
Gráfico A1.10 Registro Cuatro: Este - Oeste.	176
Gráfico A1.11 Registro Cinco: Norte - Sur.	176

Gráfico A1.12 Registro Cinco: Este - Oeste	177
Gráfico A1.13 Registro Seis: Norte - Sur.....	177
Gráfico A1.14 Registro Seis: Este - Oeste	177

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Mortalidad debida a terremotos en relación a la magnitud Ms de los eventos sísmicos en el periodo 1906-2005	2
Figura 1.2 Técnicas para el análisis dinámico.....	4
Figura 1.3 Excitador Mecánico	5
Figura 1.4 Investigaciones en el campo de la vibración ambiental.....	6
Figura 1.5 Instrumentación en edificios.....	8
Figura 2.1 Render Edificio Alicante	14
Figura 2.2 Ubicación del Proyecto Alicante.....	15
Figura 2.3 Corte en el sentido Este-Oeste	17
Figura 2.4 Implantación general edif. Alicante.....	18
Figura 2.5 Planta tipo de departamentos.	20
Figura 2.6 Disposición de Columnas.....	27
Figura 3.1 Principales Modos de Vibración	38
Figura 3.2 Ubicación del equipo en perspectiva (Izq.) y en planta (Drcha).	40
Figura 3.3 Señal original en el dominio del tiempo.....	43
Figura 3.4 Selección mediante STA/LTA	43
Figura 3.5 Taper a cada una de las ventanas	44
Figura 3.6 Espectro de Fourier para una ventana.....	44
Figura 3.7 Espectro suavizado de Fourier para una ventana.....	45
Figura 3.8 Promedio de todas las ventanas.....	45
Figura 3.9 Frecuencia fundamental a partir del espectro de Fourier.....	46
Figura 3.10 Esquema para el procesamiento de señales	47
Figura 3.11 Descomposición en funciones sinusoidales.....	48
Figura 3.12 Registro periódico en T	49
Figura 3.13 Selección de Ventanas.....	50
Figura 3.14 Señal $f(t)$ posterior a la aplicación de $w(x)$	52

Figura 3.15 Ejemplo de la función <i>Detrend</i> .	52
Figura 3.16 Suavizado Konno y Ohmachi	53
Figura 4.1 Relación de frecuencias f_i/f_1 en función del parámetro C	70
Figura 5.1 Geometría del prisma de mampostería (medidas en cm).	73
Figura 5.2 Geometría promedio, bloque de 14 cm (medidas en cm).	74
Figura 6.1 Modelo discreto para un sistema de ngdl.	81
Figura 6.2 Configuración de la deformada del sistema	83
Figura 6.3 Macro vs micro modelación de mampostería	86
Figura 6.4 Deformadas sucesivas de un pórtico con mampostería a medida que se conectan los nodos.	87
Figura 6.5 Ancho efectivo del puntal diagonal.	88
Figura 6.6 Modelo de tres puntales.	91
Figura 6.7 Modelo simple para la comparación de resultados.	92
Figura 6.8 Esquema para la presentación de resultados.	95
Figura 6.9 Valoración de momentos para las expresiones (valores en T-m).	96
Figura 6.10 Diagrama de cortantes para las principales expresiones.	97
Figura 6.11 Modelo de la estructura del edificio Alicante.	101
Figura 6.12 Dimensiones losa tipo Waffle	103
Figura 6.13 Bloque 9cm	105
Figura 6.14 Ejemplo de la definición una sección tipo puntal. Vista en elevación (Izq.) y vista de la sección transversal (Dcha.).	107
Figura 6.15 Vista en planta del modelo con mampostería.	108
Figura 6.16 Perspectiva del modelo con mampostería.	108
Figura 6.17 Conformación de los elementos área de la losa.	109
Figura 6.18 Proceso usado para la modelación de mampostería no confinada.	109
Figura 6.19 Carga muerta por alivianamiento de bloque (verde).	111
Figura 6.20 Configuración de la fuente de masas.	114
Figura 6.21 Modelo Uno	116
Figura 6.22 Modelo Dos	116
Figura 6.23 Modelo Seis	117
Figura 6.24 Modelo Siete	117
Figura 7.1 Deformación 1er modo estructura con mampostería.	127
Figura 7.2 Deformación 2do modo estructura con mampostería.	128

Figura 7.3 Deformación 3er modo estructura con mampostería.	128
Figura 7.4 Deformación 1er modo estructura sin mampostería.....	129
Figura 7.5 Deformación 2do modo estructura sin mampostería.....	129
Figura 7.6 Deformación 3er modo estructura sin mampostería.....	129
Figura 8.1 Espectro sísmico elástico de aceleraciones.	147
Figura A2.1 Procedimiento del programa.	179

LISTADO DE CUADROS

Cuadro 2.1 Distribución arquitectónica Edif. Alicante	16
Cuadro 2.2 Densidad de paredes respecto al área de piso.	19
Cuadro 3.1 Ubicación del equipo en los diferentes ensayos.	39
Cuadro 3.2 Características técnicas del equipo usado.	41
Cuadro 4.1 Periodos y frecuencias resultantes experimentalmente.....	64
Cuadro 4.2 Relación de frecuencias entre los modos para el Edificio Alicante. ...	71
Cuadro 5.1 Ensayo a compresión de bloques.....	74
Cuadro 5.2 Ensayo a compresión de mortero.	75
Cuadro 5.3 Factor de corrección por esbeltez.....	77
Cuadro 5.4 Parámetros utilizados para el cálculo de los prismas.	77
Cuadro 5.5 Resistencia a compresión ($f'm$) de la mampostería.	78
Cuadro 5.6 Resumen de resultados para $f'm$ y E_m de los muretes ensayados. ..	79
Cuadro 6.1 Definición de materiales para el modelado.....	92
Cuadro 6.2 Resumen de propiedades para el cálculo de las expresiones.....	93
Cuadro 6.3 Ancho equivalente resultante.	93
Cuadro 6.4 Valoración de periodos para las expresiones	94
Cuadro 6.5 Valoración de derivas para las expresiones.	94
Cuadro 6.6 Tabla de pesos para la valoración de los esfuerzos.....	95
Cuadro 6.7 Valoración de momentos para las expresiones (en T-m).	95
Cuadro 6.8 Valoración de cortantes para las expresiones (valores en Ton.).	96
Cuadro 6.9 Comparación momentos y cortantes en pórtico sencillo.....	98
Cuadro 6.10 Expresiones para el ancho equivalente del puntal según el objetivo de cálculo.	98

Cuadro 6.11 Altura y Elevaciones del Modelo.....	99
Cuadro 6.12 Secciones de los elementos pórtico	102
Cuadro 6.13 Secciones de los elementos losa.....	103
Cuadro 6.14 Asignaciones muros	104
Cuadro 6.15 Espesores equivalentes para la mampostería.....	105
Cuadro 6.16 Carga muerta por alivianamientos de bloque.	110
Cuadro 6.17 Pesos por m ² de pared	111
Cuadro 6.18 Peso Paredes por m ² de losa	112
Cuadro 6.19 Sobrecarga muerta por m ² en planta	113
Cuadro 6.20 Síntesis de factores considerados para los diferentes modelos. ...	115
Cuadro 6.21 Error relativo en el peso propio por la modelación.....	119
Cuadro 6.22 Tabla de incertidumbres.	121
Cuadro 7.1 Periodos de vibración resultantes de la modelación.....	123
Cuadro 7.2 Participación modal de cada dirección.	126
Cuadro 8.1 Coeficientes Ct y α según la norma NEC-11.	139
Cuadro 8.2 Coeficientes Ct y α según la norma NSR-10	140
Cuadro 8.3 Evaluación de diferentes expresiones para la determinación del periodo de vibración en el edificio en estudio.....	144

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 2.1 Mampostería de 10 y 20 cm contigua.	21
Fotografía 2.2 Mampostería de 20 y 15 cm contigua con trabes.....	21
Fotografía 2.3 Mortero.....	22
Fotografía 2.4 Chicotes en las columnas que conectan mampostería.....	36
Fotografía 2.5 Malla de plástico en esquinas	22
Fotografía 2.6 Instalaciones embebidas en la mampostería.	23
Fotografía 2.7 Dinteles.	23
Fotografía 2.8 Enlucido en paredes.	24
Fotografía 2.9 Instalaciones bajo la losa.	24
Fotografía 2.10 Estructura en H.A. Edificio Alicante	25
Fotografía 2.11 Muros de sostenimiento en Subsuelo 1.	26

Fotografía 2.12 Vigas trave.	28
Fotografía 2.13 Losa nervada (Izq.) y Losa de terraza (Drcha.).....	29
Fotografía 2.14 Escaleras	29
Fotografía 2.15 Estado constructivo en ensayo cero.	30
Fotografía 2.16 Estado constructivo en ensayo uno.	31
Fotografía 2.17 Estado constructivo en ensayo dos.....	32
Fotografía 2.18 Estado constructivo en ensayo tres.	33
Fotografía 2.19 Estado constructivo en ensayo cuatro.	34
Fotografía 2.20 Estado constructivo en ensayo cinco.	35
Fotografía 2.21 Estado constructivo en ensayo seis.	36
Fotografía 3.1 Equipo Ref-Tek 160-03b	40
Fotografía 5.1 Prismas de mampostería enlucidos y no enlucidos, por ensayar..	73
Fotografía 5.2 Enlucido de los prismas.	76
Fotografía 5.3 Ensayo de los prismas de mampostería.	76
Fotografía 5.4 Tipo de falla muretes sin enlucir.....	80
Fotografía 5.5 Tipos de falla muretes enlucidos.....	80

RESUMEN

El presente proyecto de titulación desarrolla el estudio teórico y experimental de las propiedades dinámicas de un edificio de siete pisos y un subsuelo en la ciudad de Quito. El edificio está construido en hormigón armado con vigas descolgadas y sin muros estructurales. En este estudio se ha logrado identificar el aporte de los elementos no estructurales (principalmente paredes de mampostería) en las propiedades dinámicas de la estructura como periodos (frecuencias) y participaciones modales de la masa.

Para cumplir con este objetivo se realizó ensayos de vibración ambiental en la edificación durante diferentes etapas constructivas. A partir de esto se identificó la variación de las propiedades dinámicas con la aparición de los diferentes elementos no estructurales y el grado de contribución de los mismos.

Por otra parte, la investigación se complementa con la modelación computacional de la edificación. De este modo se ha corroborado la concordancia de los resultados y se ha determinado las principales configuraciones modales y participaciones de la masa en cada etapa. Para la modelación se partió de parámetros para la mampostería obtenidos por ensayos a compresión de prismas en laboratorio. Además, en la modelación de mampostería no confinada se validó la metodología de puntales (macro-modelado).

En síntesis, la rigidización de la estructura por acción de los elementos no estructurales se tradujo en un menor periodo. Esto implicó un incremento en la aceleración espectral elástica (según el tipo de suelo) y en consecuencia una mayor demanda sísmica. Del mismo modo se evaluó las fórmulas para la determinación del periodo de vibración presentes en diferentes códigos y literatura. Esto permitió realizar una generalización aproximada del efecto de los elementos no estructurales en edificaciones de diferentes alturas.

ABSTRACT

This study analyses the dynamic properties of a building in Quito-Ecuador by experimental and theoretical methodologies. The edification in study consists of seven floors and a basement. It is composed of moment resisting frames built in reinforced concrete. This research aims to identify the contribution of non-structural elements, especially masonry infill walls, in the dynamic properties of the structure. These properties are the natural periods (frequencies) and modal participation masses.

To accomplish this objective, ambient vibration tests have been performed in different construction stages. In this way any change in the dynamic properties, due to non-structural elements, could be identified. These changes allow the recognition of the contributing elements and the participation degree of each one.

Moreover, this research is supported by a theoretical modeling of the building. In this way it is possible to corroborate the concordance of the results and identify the main modal configurations and modal participation masses. To calibrate the model, masonry prisms have been tested under compressive strengths. It has been also evaluated the diagonal struts method as a valid methodology for the modeling of infilled masonry.

Finally, the stiffening due to the presence of non-structural elements affecting the system means a decrease in the natural period. This implies an increment in the spectral acceleration response and therefore higher seismic demands. In the same way, different codes and literature formulas to determine the natural period of buildings were evaluated. It allows an approximate generalization of the effect of non-structural elements in buildings in function of their height.

PRESENTACIÓN

El uso de mampostería no confinada para la separación de espacios es muy común en Ecuador. En la mayoría de casos no se considera el aporte estructural de la misma y por ende se prescinde de esta en el diseño. No obstante, a lo largo del tiempo se ha observado que la mampostería incrementa la rigidez de la edificación. Este fenómeno no siempre tiende por el lado de la seguridad ya que puede desarrollar efectos locales como columna corta, piso blando, entre otros. Además, decrece el periodo de vibración lo cual implica un posible incremento en la demanda sísmica.

De todas estas implicaciones en el presente proyecto de titulación se aborda el efecto de la mampostería no confinada en las propiedades dinámicas de una edificación. Para esto se presenta el estudio teórico experimental de un edificio residencial, aporticado y en hormigón armado de la siguiente manera:

En el Capítulo Uno se detalla los objetivos de esta investigación. Se presenta la importancia de la instrumentación en el análisis de estructuras existentes para el estudio sísmico. Además, se hace una revisión al contexto normativo de la misma.

En el Capítulo Dos se detalla las diferentes características estructurales y no estructurales del edificio en estudio. Además se resume el estado constructivo al momento de realizar los diferentes ensayos de vibración ambiental.

En el Capítulo Tres se presenta la metodología para la instrumentación y procesamiento de señales. En base a este procedimiento, en el Capítulo Cuatro se desarrollan y analizan los resultados obtenidos de manera experimental. Se resalta cualquier variación en el periodo para los diferentes estados constructivos y adicionalmente se identifica la naturaleza de la edificación (a cortante o a flexión).

Para poder comparar estos resultados con modelos teóricos se debe reducir la incertidumbre de ciertos parámetros. Por este motivo, en el Capítulo Cinco se describe la realización de ensayo de muretes de mampostería con el bloque utilizado en obra. La principal finalidad es obtener el módulo de elasticidad real necesario para calibrar la modelación.

En base a estos parámetros se desarrolla la modelación teórico-computacional de los elementos estructurales y no estructurales como se detalla en el Capítulo Seis. En la misma se presenta una validación de la metodología y una disertación sobre las incertidumbres como criterio para interpretar los resultados.

Estos resultados de la modelación se presentan en el Capítulo Siete. Allí se comparan con los obtenidos experimentalmente y además se identifica las participaciones modales de la masa.

Finalmente, en el Capítulo Ocho se evalúan diferentes expresiones presentadas en códigos y la literatura para la estimación del periodo de vibración. Además, se analiza en base al Código Ecuatoriano el efecto de los elementos no estructurales en la demanda sísmica dada por la aceleración espectral. Así mismo, se generaliza una estimación de la variación en la aceleración para edificios según su altura.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la variación en las propiedades dinámicas de una edificación en el rango elástico durante diferentes etapas constructivas a partir de pruebas experimentales de vibración ambiental y modelos computacionales.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

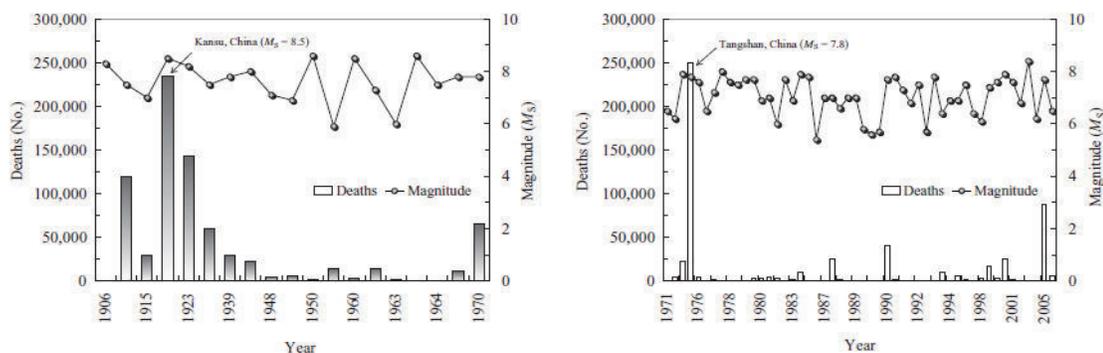
- Exponer la influencia de los elementos no estructurales, principalmente mampostería, en las propiedades dinámicas de una estructura.
- Validar los resultados obtenidos experimentalmente por medio de registros de vibración ambiental con los modelos teóricos a partir de modelaciones computacionales.
- Determinar los efectos de los elementos no estructurales en la aceleración espectral de una edificación a través de la normativa ecuatoriana NEC-15 debido a la variación de las propiedades dinámicas.
- Comparar los resultados obtenidos para el periodo fundamental de vibración con diferentes ecuaciones propuestas en códigos y en la literatura.
- Comprobar la validez de una metodología para la modelación de elementos no estructurales en cuanto a las propiedades dinámicas resultantes.

1.2. JUSTIFICACIÓN

La ciudad de Quito ha experimentado desde los últimos años un mayor dinamismo en el sector de la construcción debido a diversos factores. Entre estos se menciona una mayor inversión pública y privada, mayor acceso a créditos hipotecarios y una alta rentabilidad del sector inmobiliario. Por otra parte, la reubicación del antiguo aeropuerto libera al sector urbano de Quito del cono de aproximación que limitaba la construcción en altura en varios sectores de la ciudad. Por todo esto, la industria de la construcción en la ciudad le apuesta a edificaciones de mayor altura y rentabilidad por metro cuadrado de terreno.

Tanto la inversión en la construcción como las personas que hagan uso de la infraestructura deben ser salvaguardadas ante el alto peligro sísmico de la región. En general, los fenómenos naturales han afectado de manera considerable en la pérdida de vidas humanas y en la economía global. En el mundo cabe destacar dos terremotos que cobraron la vida de alrededor de 250.000 personas cada uno. El primero producido en Haiyuan (China, 1920) con una magnitud $M_w=8.5$, y el segundo en Tangshan (China, 1976) con $M_w= 7.8$. Sin embargo, en otros terremotos con magnitudes similares o mayores (Figura 1.1) el desenlace ha sido menos adverso. Esto debido principalmente a la vulnerabilidad en el sitio de ocurrencia, ya sea por cuestiones técnicas (códigos constructivos sismo-resistentes), factores sociales, factores económicos, geográficos, entre otros.

Figura 1.1 Mortalidad debida a terremotos en relación a la magnitud M_s de los eventos sísmicos en el periodo 1906-2005



Fuente: Elnashai, A. S., Di Sarno, L. (2008). Fundamentals of earthquake engineering. New York. pp. 347.

De esta manera se evidencia la importancia en el desarrollo científico y tecnológico de la ingeniería estructural como medio para la reducción de la vulnerabilidad de edificaciones y estructuras civiles ante desastres naturales como terremotos.

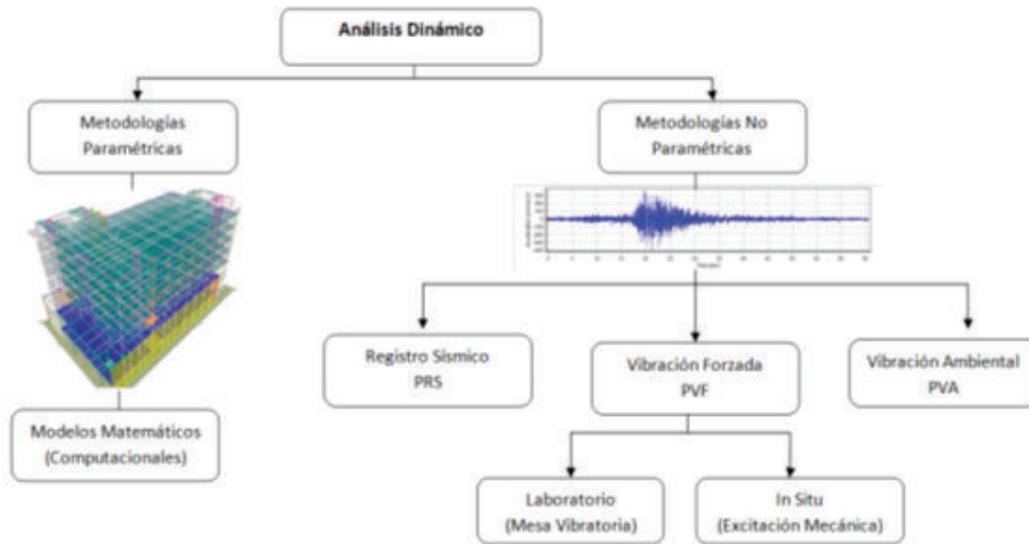
Por las razones descritas, esta investigación busca colaborar con tal objetivo a partir del estudio las propiedades dinámicas de un edificio tipo ubicado en el Distrito Metropolitano de Quito. Las propiedades dinámicas son de gran importancia pues definen las solicitaciones sísmicas de una estructura. Así mismo, mediante esta investigación también se permite generalizar conclusiones que fortalezcan la validez del código de construcción vigente en el país y se plantean nuevos temas de investigación.

1.3. ANTECEDENTES

En el análisis de las propiedades dinámicas se presentan dos técnicas diferentes. La primera, *paramétrica*, en la cual se establece un modelo matemático en base a la teoría de dinámica de estructuras. A partir de esto se obtienen estimaciones matemáticas a las propiedades dinámicas. Sin embargo, existe una incertidumbre asociada a los parámetros geométricos, a las condiciones de rigidez y a las masas en el modelo (Moreno et al. 2010). La fuente de estas incertidumbres puede ser debida a variaciones en la masa por condiciones de ocupación, a las propiedades reales de los materiales, a la participación de elementos no estructurales, a la interacción suelo-estructura, entre otros.

Por otra parte se presentan las técnicas *no paramétricas*. Estas se obtienen a través de registros experimentales. Para este tipo de pruebas, las propiedades dinámicas de un sistema se pueden desarrollar mediante tres tipos de ensayos descritos en la Figura 1.2.

Figura 1.2 Técnicas para el análisis dinámico.



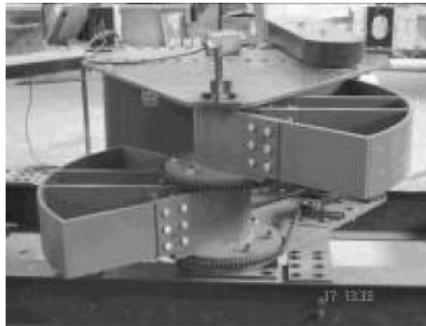
Elaborado por: Raúl Paredes B.

La primera técnica, por *registro sísmico*, está relacionada con los datos obtenidos durante eventos sísmicos en estructuras instrumentadas. Este tipo de análisis es el más nutrido de información ya que los registros se obtienen a escala real y ante fuertes amplitudes de movimiento. Sin embargo, debido a la incertidumbre en la ocurrencia de los eventos sísmicos se requiere de instrumentación permanente en la estructura, lo cual puede llegar a ser costoso. De estos registros se han desarrollado amplias investigaciones (Ventura et al. 2003; Celebi et al., 1993; Mucciarelli et al., 2004).

En segundo lugar, las *vibraciones forzadas* son aquellas en las cuales se induce a la estructura a una excitación de manera artificial. Esto se consigue a través de dispositivos mecánicos. Los ensayos pueden realizarse tanto en laboratorio a través de una mesa vibratoria, o por medio de dispositivos mecánicos ubicados en el último piso del edificio (ver Figura 1.3). La ventaja de los ensayos en laboratorio radica en la capacidad para controlar las características de la excitación. Sin embargo, la construcción de los modelos a escala tiene sus limitaciones en cuanto a tamaño y peso. Por otro lado, los ensayos de vibración forzada en sitio permiten obtener registros bajo las condiciones reales de construcción de la estructura. La limitante en este procedimiento reside en que debido a la baja capacidad de los

dispositivos mecánicos para generar fuerzas de excitación no es posible identificar el comportamiento inelástico de la estructura (De la Colina et al. 2008).

Figura 1.3 Excitador mecánico utilizado para ensayos de vibración forzada.



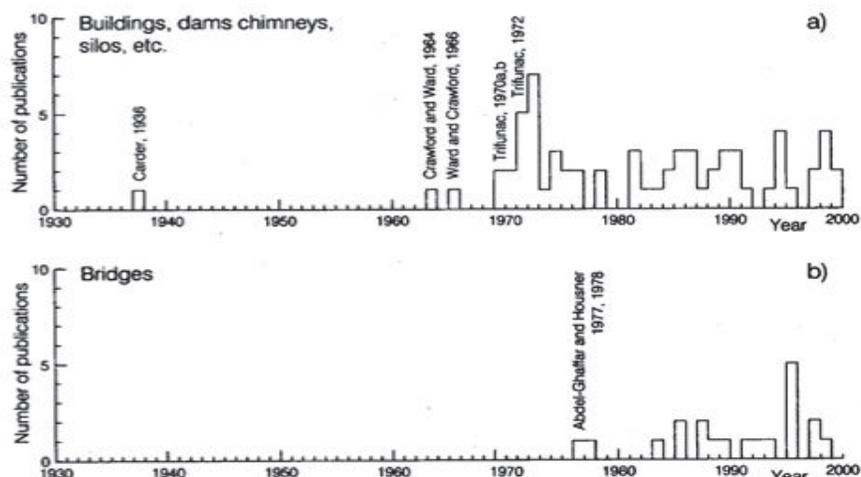
Fuente: De la Colina, J., & Valdés, J. (2008). Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles. *Revista Tecnológica-ESPOL*, 21.

Finalmente, el método de registro por *vibración ambiental* es uno de los más comunes debido a que no requiere instrumentación permanente en la estructura como tampoco el uso de equipos mecánicos adicionales. El muestreo puede realizarse en cualquier momento y la fuerza de excitación se basa en los factores ambientales. Estos factores pueden ser por viento, micro-movimientos del suelo, tránsito de vehículos, entre otros. Cabe recalcar que esto permite obtener resultados únicamente en el rango elástico-lineal. Los resultados obtenidos por vibraciones forzadas en comparación a los obtenidos por vibración ambiental pueden ser considerados como consistentes y comparables, como ha sido demostrado en algunas investigaciones (Trifunac, 1972; Lamarche et al., 2004).

El método de vibraciones ambientales fue utilizado inicialmente en 1936 por el U.S. Coast and Geodetic Survey (USC&GS) para la determinación de los periodos fundamentales de varios edificios (Carder, 1936). Pasaron treinta años para que se retomara el interés en estas investigaciones de la mano de Crawford & Ward (1964). A partir de entonces (Figura 1.4a) cientos de investigaciones se han desarrollado utilizando esta técnica. El rango de aplicaciones también se ha diversificado en diferentes campos como: Determinación del grado de reforzamiento de una estructura a partir de la medición de la respuesta dinámica antes y después del reforzamiento (Celebi & Liu, 1998). Formulación de ecuaciones

para la determinación de los periodos de vibración para diferentes tipologías (Kim & Lee, 2014; Goel & Chopra, 1997, 1998; Oliveira & Navarro, 2010; Carrillo et al. 2013). Determinación del periodo del suelo usando vibración ambiental y el cociente espectral H/V (Ritta et al. 2012; Rico et al. 2009). En la Figura 1.4b también se presenta el avance en el campo de los puentes (Abdel-Ghaffar & Housner, 1977).

Figura 1.4 Investigaciones en el campo de la vibración ambiental. (a) Ensayos en edificios, presas, silos, etc. (b) Ensayos en puentes.



Fuente: Ivanovic, S. S., Trifunac, M. D., & Todorovska, M. I. (2000). Ambient vibration tests of structures-a review. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 37(4), 165-197.

En base a lo mencionado, la metodología por vibración ambiental se ofrece como una alternativa rápida y económica en la determinación del periodo de vibración real de una estructura. Por esta razón y por los 79 años de investigación en el tema se ha decidido utilizar esta metodología en el desarrollo de la presente investigación dirigida a la determinación del periodo de vibración de un edificio en la ciudad de Quito-Ecuador.

1.4. INSTRUMENTACIÓN EN EDIFICIOS

El principal objetivo de la instrumentación sísmica en estructuras consiste en mejorar el entendimiento sobre el comportamiento de las edificaciones. De esta manera se puede enriquecer las prácticas de diseño y construcción, y así minimizar

el daño ocasionado por eventos adversos (Celebi, 2000). A través de instrumentación permanente es posible el continuo monitoreo de las estructuras ante daños en el tiempo o ante eventos sísmicos. Es por estas razones que se debe considerar imperiosa la instrumentación permanente en edificaciones cuyo carácter sea de interés público como hospitales, escuelas, ministerios, así como también edificaciones privadas de gran tamaño.

Por otro lado, a través de instrumentación no permanente se pueden realizar estudios a un menor costo. Esto debido a que con la misma instrumentación es posible tomar datos en varias edificaciones. En este sentido es posible desarrollar estudios como la determinación de una ecuación para el cálculo del periodo de vibración según la tipología, crear curvas de fragilidad en el rango elástico o realizar estudios de vulnerabilidad en una zona, entre otros. Adicionalmente, permite realizar una evaluación de las propiedades de una edificación como el análisis de los modos de vibración, la verificación de los criterios de diseño, la verificación experimental del amortiguamiento, entre otros.

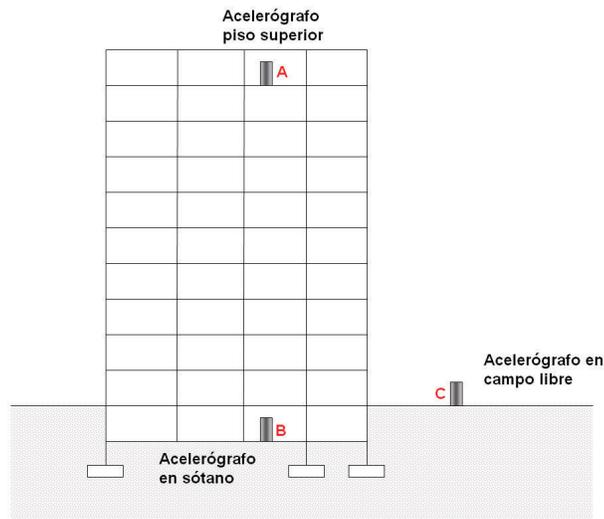
Toda esta información es de vital importancia para correlacionar el comportamiento de la estructura en su estado real de servicio y los modelos propuestos en el diseño. A partir de los resultados se puede prever un mejoramiento estructural, si fuere necesario y garantizar la seguridad de las estructuras y de las personas que lo habitan con el paso del tiempo.

Para la instrumentación de edificaciones y estructuras se hace uso de acelerómetros. Estos se ubican en las tres direcciones ortogonales: norte-sur, este-oeste y vertical para identificar las componentes del movimiento.

El modelo más simple para la instrumentación de edificios consiste de un acelerómetro en el piso más alto (Figura 1.5 punto A), lugar donde no se presentan nodos (deformaciones cero) para los primeros modos de vibración. Adicionalmente se recomienda disponer de un sensor en la base del edificio (Figura 1.5 punto B). Este segundo con el objetivo de estudiar la interacción suelo – estructura y reconocer la respuesta del edificio ante el movimiento de la base. Por otra parte en algunos casos se hace necesario un tercer acelerómetro, denominado acelerómetro de campo libre (Figura 1.6 punto C). Este último se lo ubica fuera del

edificio, a una distancia equivalente a 1.5 - 2 veces la altura del edificio más alto (Celebi, 2000). La finalidad de este es la determinación del movimiento del suelo sin la influencia del edificio.

Figura 1.5 Esquema recomendado para la instrumentación en edificios.



Fuente: Universidad de Costa Rica. (2009). Laboratorio de Ingeniería Sísmica. <http://www.estructuras.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=Inicio>

En la instrumentación de edificaciones a mayor detalle, se instalan sensores en los diferentes pisos del edificio de manera que sea posible el análisis de los modos de vibración y el comportamiento de cada piso respecto a los otros.

El reglamento Colombiano para la construcción NSR-98 presenta un complemento a su capítulo A-11 (INGEOMINAS, 2002) denominado “Requisitos mínimos para la instalación de acelerómetros”. Este reglamento describe recomendaciones para los equipos a instalarse permanente. Entre ellas se destacan los siguientes:

- El equipo debe contar con un sistema de sincronización del tiempo mediante antena GPS y registrar la señal en tiempo absoluto o tiempo estándar GMT.
- El acelerómetro debe contar con un sistema de almacenamiento que permita la captura de por lo menos 30 eventos con duraciones aproximadas de 60 s.
- El equipo debe contar con un sistema de detección automática STA/LTA (Short Term Average/Long Term Average) o niveles de triggering/detriggering.

- El ancho de banda del sistema de detección debe al menos cubrir un rango de 0.1 a 10 Hz.
- La tasa de muestreo debe ser mínimo de 100 sps aunque se recomienda 200 sps con un rango superior a 100 dB.
- La resolución del digitalizador será por lo menos de 18 bits y el nivel de ruido electrónico menor a 1 bit.
- La alimentación eléctrica será la misma energía comercial pero además debe contar con una batería con autonomía mínima de 36 horas.
- El sitio donde se instale debe estar libre de tránsito de automotores y personas así como de vibraciones inducidas por maquinaria.

En el Ecuador la información de los registros obtenidos en diferentes edificios permite vincularlos a la Red Nacional de Acelerómetros (RENAC) (IGEPN, 2015), administrado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN). Esto posibilita el fortalecimiento de la base de datos necesaria para el estudio de peligro sísmico que permite la construcción de ecuaciones de atenuación, estudio dinámico del suelo, elaboración de espectros de respuesta, entre otros. A su vez, también favorece al fortalecimiento del código nacional de construcción.

1.5. CONTEXTO NORMATIVO

Latinoamérica, por estar situada en el cinturón de Fuego del Pacífico, ha sido constantemente afectada por fuertes terremotos que han acabado en severas tragedias humanas y económicas. Es por esta razón que a través de los años los códigos de construcción se han robustecido con el fin de reducir la vulnerabilidad estructural de las edificaciones.

Como parte de la normativa en varios códigos se ha implementado un capítulo referente a "Instrumentación Sísmica". Este tema ha tenido gran participación desde alrededor de 1998 y ha favorecido al oportuno fortalecimiento de la base de datos sísmica en los países respectivos. A continuación se resume parte de la normativa inscrita en diferentes países.

Panamá

A partir de Agosto de 1999 se adiciona a su *Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá* (REP 2004) el artículo 1.10 “Instrumentación Sísmica de Edificios” mediante el cual se regula la implementación de acelerógrafos para cierto tipo de edificaciones. Se señala principalmente los siguientes requisitos:

- Dotación de acelerómetros de movimiento fuerte a nivel de la base para todo edificio mayor de 15 pisos ó 5.000 m².
- Para edificios mayores a 20 pisos se instalará un acelerógrafo adicional en la azotea o nivel inferior al techo.

Esta ley designa a La Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura la responsabilidad de la instalación, mantenimiento, y administración de los acelerógrafos.

Colombia:

En su *Norma Sismo Resistente* NSR-10, Colombia incluye el capítulo A.11 “Instrumentación Sísmica” por la cual establece que se puede otorgar el certificado de permiso de ocupación cuando se hayan instalado los instrumentos de acuerdo a la normativa. Este reglamento divide las solicitudes según tres categorías.

Zonas de Amenaza Sísmica Alta:

- En edificaciones con más de 20.000 m² de construcción y entre 3 y 10 pisos deberá colocarse como mínimo un instrumento sísmico en el inferior de la edificación.
- En edificaciones con más de 20.000 m² y entre 11 y 20 pisos deberá colocarse al menos dos instrumentos sísmicos, localizados, uno en el nivel inferior y otro en la cubierta.
- En toda edificación de más de 21 pisos deberá hacerse uso de tres instrumentos. Uno en el nivel inferior, otro en la cubierta y el último a mitad de la altura.

- En todo conjunto habitacional que tenga más de 200 unidades de vivienda y que no sea de interés social se debe colocar un instrumento de campo abierto.

Zonas de Amenaza Sísmica Intermedia:

- En edificaciones con área construida de más de 30.000 m² y que tenga entre 5 y 15 pisos deberá colocarse un instrumento sísmico como mínimo en la base.
- En edificaciones con más de 30.000 m² y entre 16 y 25 pisos, dos instrumentos, uno en la base y otro en la cubierta.
- En toda edificación de más de 25 pisos tres instrumentos sísmicos, en base, cubierta y media altura.
- Conjuntos habitacionales de más de 300 unidades que no sean de interés social un instrumento de campo abierto.

Zonas de Amenaza Sísmica Baja:

- En edificaciones ubicadas en esta zona no es obligatorio la instrumentación.

Venezuela:

La norma venezolana COVENIN 1756:2001-2 para Edificaciones Sismorresistentes en su capítulo C-13 documenta la necesidad de instrumentación sísmica para los siguientes casos:

- En edificaciones donde se estime importante la contribución de modos, es recomendable disponer como mínimo de tres equipos de registro.
- En edificaciones de más de 10 pisos de altura
- Para áreas construidas de al menos 6.000 m² o edificaciones que tengan más de seis (6) pisos de altura se deben disponer como mínimo dos equipos.
- Los equipos deben ubicarse en la base, a media altura y cerca de la parte superior de la edificación

- Todos los equipos deben situarse manteniendo aproximadamente el mismo alineamiento vertical, de los distintos niveles

La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS, será la encargada de seleccionar el instrumento más adecuado.

Chile:

En la norma chilena NCh 433/96, Capítulo 4.4 “Instrumentación Sísmica” no se realiza un estricto planteamiento de los requerimientos en función del área de construcción; sin embargo, se hace constancia de la necesidad de su instalación a juicio de la Autoridad.

“Al proyectarse una obra, la Autoridad Competente podrá exigir que en el proyecto se complemente la inclusión de por lo menos dos recintos adecuados para la instalación de acelerógrafos de movimiento fuerte.” (Capítulo 4.4)

Perú:

En Perú según la norma E.030 *Diseño Sismorresistente*, Capítulo VIII “Instrumentación”, como requisito en la finalización de una obra el propietario deberá presentar un certificado de instalación de instrumentación otorgado por el Geofísico del Perú así como un contrato para el mantenimiento de los equipos (Artículo 29).

En edificaciones con un área igual o mayor a 10.000 m² deberá instrumentarse con un acelerógrafo triaxial (Artículo 25).

México

Si bien México no plantea en su Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (no existe normativa nacional) un texto referente a instrumentación sísmica, existe el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES).

CIRES es una entidad que funciona como asociación civil sin fines de lucro fundada desde 1986. Esta asociación presenta el proyecto SADE “Sistema Acelerométrico

Digital para Estructuras” desde el 2003 para registrar el efecto de sismos fuertes en puntos de las estructuras. Adicionalmente, también se conectan al Sistema de Alerta Sísmica Mexicano (SASMEX), el cual funciona como sistema de alerta temprana.

Estados Unidos

El código de construcción mayormente usado en Estados Unidos es el *Uniform Building Code* (Code U.B., 1997). En el Capítulo 16, Apéndice División II: *Earthquake Recording Instrumentation* (Sección 1649-1652), se menciona la necesidad de instrumentación sísmica con tres acelerógrafos para edificaciones con las siguientes condiciones:

- Edificios de más de seis pisos con un área total de piso de 5574 m² o mayor.
- Edificios de más de diez pisos, sin importar su área.

Los acelerómetros deberán estar ubicados en la base, en el punto medio y en la terraza del edificio. Estos deben ser de fácil acceso para su mantenimiento.

Ecuador:

En el país no existe ninguna referencia a instrumentación sísmica dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 aprobada en el 2014. No existe tampoco ninguna referencia previa en la norma anterior CEC2000.

Por otra parte el IG-EPN mantiene la red RENAC “Red Nacional de Acelerógrafos”, con el cual se ha logrado cubrir con instrumentos de monitoreo las tres regiones (Costa, Sierra y Oriente). Este proyecto se presenta con el principal objetivo de estudiar el movimiento del suelo en las principales ciudades. A pesar de obtener registros importantes para establecer el grado de respuesta sísmica en las edificaciones, el proyecto no contempla la instrumentación permanente de edificaciones.

CAPÍTULO II

CASO DE ESTUDIO

2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El edificio Alicante (Figura 2.1) es un proyecto de vivienda multifamiliar desarrollado por la constructora Herpayal Cía. Ltda. La construcción del mismo inició en 2014 y finalizó en Junio de 2015.

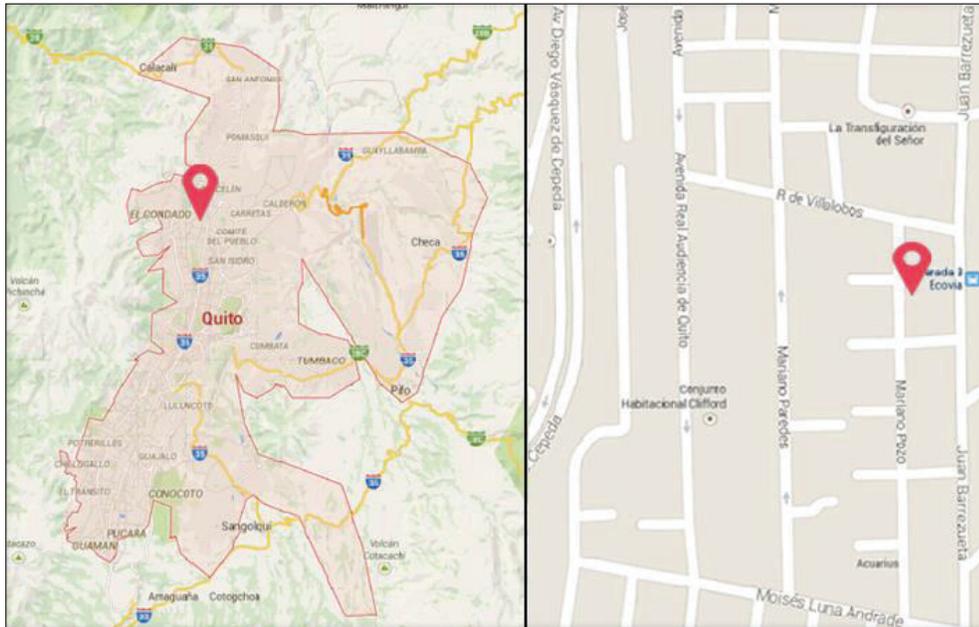
Figura 2.1 Render Edificio Alicante



Fuente: Herpayal. (2014). Alicante. <http://www.herpayal.com/index.php/prve/ali2>

La edificación se encuentra ubicada en el norte de Quito, en el sector de Ponciano Alto, entre las calles Mariano Pozo y Rodrigo Villalobos (Figura 2.2).

Figura 2.2 Ubicación del Proyecto Alicante.



Fuente: Google Maps (2015). Quito. www.google.com.ec/maps/place/Quito

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Colindante al edificio se presenta lo siguiente:

- Norte: Casa de dos pisos que arranca a nivel de vereda. Esta está separada del terreno del edificio Alicante por un retiro lateral.
- Sur: Estructura de cuatro pisos que arranca a nivel de vereda. Dos pisos se encuentran adosados al terreno del edificio Alicante.
- Este: Terreno sin construir.
- Oeste: Calle Mariano Pozo. Distancia hasta el terreno frontal de 11.89 m (veredas y calle).

2.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

2.2.1. DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA

El edificio Alicante se levanta sobre un terreno de 930 m². En total la edificación tiene un área construida de 6118 m², de los cuales el 81,78% (5003.66 m²) corresponde a áreas cubiertas. El edificio se conforma por 28 departamentos, 36 estacionamientos y 28 bodegas. Los mismos se distribuyen de la siguiente manera:

Cuadro 2.1 Distribución arquitectónica edificio Alicante

PISO	NIVEL	ÁREA PISO (m ²)	CONTIENE
Subsuelo 2	N. -2,88	930,00	21 Parqueaderos
			14 Bodegas
			Cuarto de Bombas
Subsuelo 1	N. +0,00	894,59	15 Parqueaderos
			14 Bodegas
			Cuarto Generador
			Cuarto de Basura
			Guardianía
			Área Recreativa
Primer Piso	N. +2,88	756,15	Departamento 101 (116,59 m2)
			Departamento 102 (85,57 m2)
			Departamento 103 (85,57 m2)
			Departamento 104 (115,98 m2)
Segundo Piso	N. +5,76	562,90	Departamento 201 (116,59 m2)
			Departamento 202 (85,57 m2)
			Departamento 203 (85,57 m2)
			Departamento 204 (115,98 m2)
			Departamento 205 (76,78 m2)
Tercer Piso	N. +8,64	562,90	Departamento 301 (116,59 m2)
			Departamento 302 (85,57 m2)
			Departamento 303 (85,57 m2)
			Departamento 304 (115,98 m2)
			Departamento 305 (76,78 m2)
			Departamento 402 (85,57 m2)
Cuarto Piso	N. +11,52	562,90	Departamento 401 (116,59 m2)
			Departamento 402 (85,57 m2)
			Departamento 403 (85,57 m2)
			Departamento 404 (115,98 m2)
			Departamento 405 (76,78 m2)

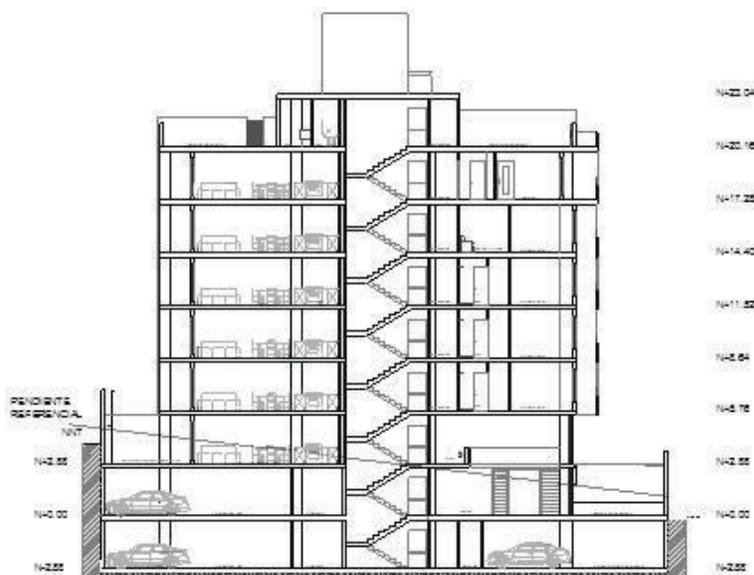
Cuadro 2.1 Continuación

PISO	NIVEL	ÁREA PISO (m ²)	CONTIENE
Quinto Piso	N. +14,40	562,90	Departamento 501 (116,59 m2)
			Departamento 502 (85,57 m2)
			Departamento 503 (85,57 m2)
			Departamento 504 (115,98 m2)
			Departamento 605 PB (76,78 m2)
Sexto Piso	N. +17,28	566,21	Departamento 601 (116,59 m2)
			Departamento 602 (85,57 m2)
			Departamento 603 (85,57 m2)
			Departamento 604 (115,98 m2)
			Departamento 605 PA (60,62 m2)
Terraza	N. +20,16	530,90	Sala Comunal
			Área Recreativa
			Departamento 605 Terraza
Planta	N. +23,04	178,60	Cuarto de Máquinas y ductos
Planta	N. +27,42	10,23	Cubierta Inaccesible Máquinas

Fuente: Herpayal Cía. Ltda. (2013). Láminas Edificio Alicante. Arq. Padrón M.J.

Elaborado por: Raúl Paredes B.

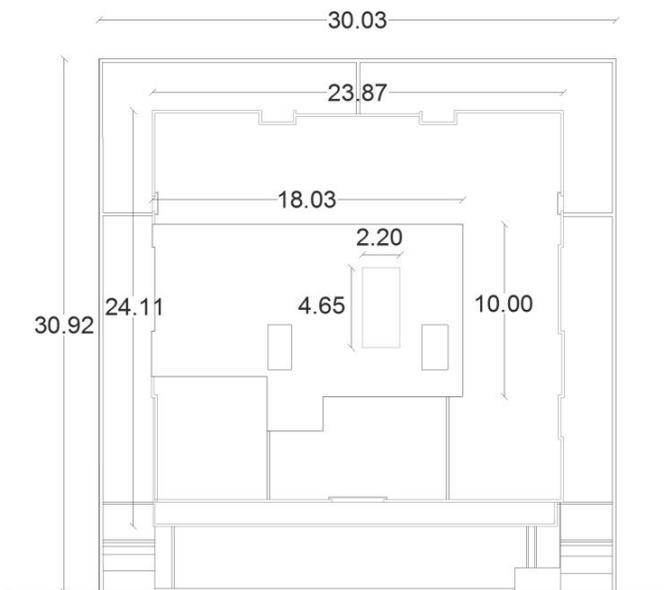
El nivel de vereda coincide con el nivel +0.00 de la edificación, de manera que la planta a nivel de vereda es el Subsuelo 1. Sin embargo, en la parte posterior de este mismo se encuentra bajo el nivel del suelo como se observa en la Figura 2.3.

Figura 2.3 Corte en el sentido Este-Oeste del edificio Alicante.

Fuente: Herpayal Cía. Ltda. (2013). Láminas Edificio Alicante. Arq. Padrón M.J.

Las dimensiones en planta de los diferentes pisos son muy similares para ambas direcciones. Los subsuelos 1 y 2 se desarrollan en una planta de 30,03 x 30,92 m mientras los pisos superiores tienen por dimensiones 23,98 x 24,11 m. La cubierta de la sala comunal es de aproximadamente 18,03 x 10,00 m y la cubierta de ascensores de 2,20 x 4,65 m. A continuación en la Figura 2.4 se observa una implantación de las mismas:

Figura 2.4 Implantación general del edif. Alicante.



Fuente: Herpayal Cía. Ltda. (2013). Láminas Edificio Alicante. Arq. Padrón M.J.

2.2.2. ACABADOS

2.2.2.1. Pisos

Los departamentos en el edificio Alicante presentan pisos de porcelanato y cerámica en cocina, baños y lavandería. Las demás áreas internas se encuentran revestidas con piso flotante. Las áreas comunales: pasillos, accesos, salas comunales están recubiertos por cerámica.

2.2.2.2. Paredes

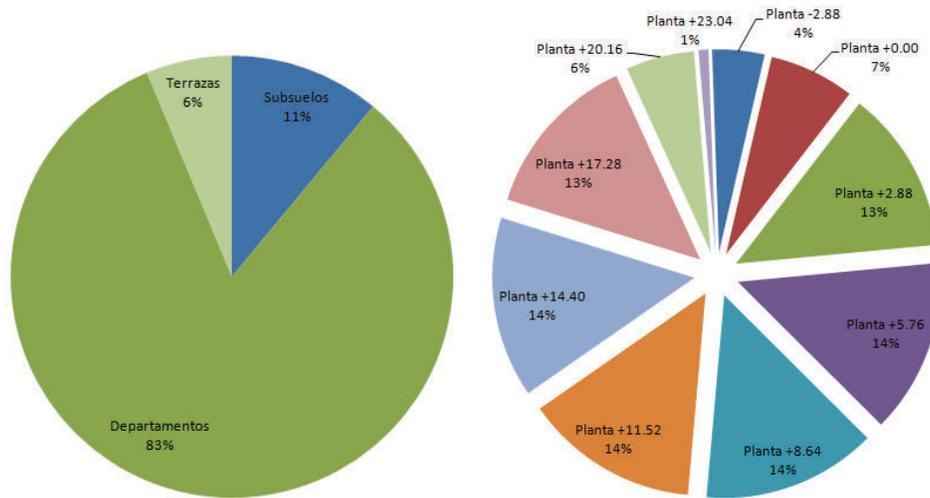
El edificio Alicante está compuesto por más de **6.000 m²** de mampostería. Como ya se mencionó, es una edificación de tipo multifamiliar con departamentos de entre 76,18 m² y 137,40 m², y de dos y tres dormitorios. Bajo estas condiciones, en este edificio se determinó que la ocupación total de paredes por área de piso es del **5,64%** (Cuadro 2.2). De este valor, el **46%** de paredes se presentan en la dirección X (Norte-Sur) y el restante **54%** en la dirección Y (Este-Oeste). Por otra parte, del total de metros cuadrados de mampostería total construida, el **82,70%** se concentra en los pisos de departamentos (N+2,88 a N+17,28) como se observa en el Gráfico 2.1. En el mismo gráfico también se resalta que mientras en cada planta de departamentos se tiene en promedio 13.6% del total de metros cuadrados de mampostería, en las plantas de subsuelos la cantidad de paredes es menor a la mitad (< 7%).

Cuadro 2.2 Densidad de paredes respecto al área de piso.

	Bloque 10 (m)	Bloque 15 (m)	Bloque 20 (m)	Antepechos (m)	Área paredes en planta (m²)	Área Piso (m²)	Densidad (%)
Planta -2.88	72,98	24,15	0,00	0,00	10,92	930,00	1,17
Planta +0.00	110,14	46,37	2,15	0,00	18,40	894,59	2,06
Planta +2.88	146,82	98,88	29,20	73,62	45,57	756,15	6,03
Planta +5.76	162,22	106,91	27,38	72,55	47,45	562,90	8,43
Planta +8.64	162,22	106,91	27,38	72,55	47,45	562,90	8,43
Planta +11.52	162,22	106,91	27,38	72,55	47,45	562,90	8,43
Planta +14.40	169,67	109,45	28,49	72,23	48,75	562,90	8,66
Planta +17.28	153,69	103,91	27,38	67,61	47,62	566,21	8,41
Planta +20.16	23,05	59,85	0,00	117,09	28,47	530,90	5,36
Planta +23.04	11,60	0,00	0,00	17,79	3,03	178,60	1,70
Planta +27.42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,23	0,00
TOTAL	1174,60	763,34	169,35	566,00	345,10	6118,28	5,64

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 2.1 Densidad de paredes respecto al total de m² de mampostería por tipo de uso y piso en el edif. Alicante.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

En la Figura 2.5 se presenta una planta tipo del Edificio Alicante. La misma está compuesta por cinco departamentos de entre 86 y 116m². En la figura se visualiza de mejor manera la densidad de paredes presente por planta.

Figura 2.5 Planta tipo de departamentos.



Fuente: Herpayal Cía. Ltda. (2013). Láminas Edificio Alicante. Arq. Padrón M.J.

La mampostería ha sido desarrollada con bloque de hormigón. Las separaciones entre departamentos son de 20 cm de espesor. Las internas entre espacios dentro de cada departamento tienen 10 cm, y la mampostería correspondiente a paredes hacia el exterior 15 cm. Adicionalmente, hay tramos exteriores (elementos de fachada) en que se tiene espesores de 30 y 35 cm; esto se construyó juntando bloques de 20 y 10 cm, y de 20 y 15 cm respectivamente (Fotografía 2.1 y 2.2).

Se aclara que al referirse a separación de 10, el espesor real del bloque es de 9 cm. Esto sumado al enlucido de 5mm a cada lado se obtiene la separación arquitectónica de 10cm. Lo mismo sucede con los bloques de 15 y de 20.

Fotografía 2.1 Mampostería de 10 y 20 cm contigua.



Fotografía 2.2 Mampostería de 20 y 15 cm contigua con trabes.



El mortero utilizado (Fotografía 2.3) tiene una relación promedio de cemento-arena de 1:5. El mismo ocupa entre cada fila de bloques aproximadamente 5 mm. En total, se ocupan alrededor de 9.5 bloques por metro cuadrado de pared.

Fotografía 2.3 Mortero utilizado para mampostería.



Adicionalmente, de las columnas se extienden chicotes de 50 cm que han sido embebidos en el mortero de la mampostería aproximadamente cada dos o tres filas (Fotografía 2.4). Además de esto, no existe ningún otro tipo de arriostramiento horizontal o vertical. Cabe destacar que se trata de mampostería no confinada y no estructural. En este sentido, la mampostería se levantó posterior a la fundición de todos los elementos estructurales, de manera que no existe confinamiento alguno en los paneles. Segundo, no hay presencia de ningún refuerzo a la tracción o corte en la mampostería, con excepción de una malla de plástico (Fotografía 2.5) en ciertas esquinas para evitar la fisuración debido a la concentración de esfuerzos por dilatación y contracción de materiales.

Fotografía 2.4 Chicotes en las columnas que conectan a la mampostería.



Fotografía 2.5 Malla de plástico en esquinas.



A través de la mampostería se extienden diferentes instalaciones como bajantes sanitarios, tuberías de agua potable y conexiones eléctricas (Fotografía 2.6). Por otra parte, sobre los huecos de puertas se fundió en sitio dinteles de 10 cm de alto como se muestra en la Fotografía 2.7. De la misma manera se fundió cornisas sobre antepechos de ventanas y algunos elementos de fachada que cuelgan de la losa.

Fotografía 2.6 Instalaciones embebidas en la mampostería.



Fotografía 2.7 Dinteles contruidos sobre las puertas.



Sobre la mampostería de bloque se enlució con arena cernida en mezcla sencilla con cemento (Fotografía 2.8). Los espesores de enlucido están alrededor de los tres milímetros en zonas secas y hasta cinco milímetros en zonas húmedas. Finalmente, en los casos para los cuales no hay cerámica en paredes el enlucido se recubrió por el pasteado y de manera final por la capa de pintura.

Fotografía 2.8 Enlucido aplicado en paredes.



2.2.2.3. Techos

Por debajo de las losas cuelgan todas las instalaciones sanitarias, de agua potable y de bomberos (Fotografía 2.9). Adicionalmente, todos los techos han sido cubiertos con cielo falso en yeso a excepción de las zonas de parqueaderos.

Fotografía 2.9 Instalaciones que recorren bajo la losa.



2.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La información que se detalla a continuación está basada en los planos estructurales concedidos gentilmente por la constructora (Villacís, 2014).

El edificio Alicante está constituido en su totalidad por una estructura en hormigón armado (Fotografía 2.10). El mismo está compuesto por vigas descolgadas y losas nervadas. El edificio no presenta muros de corte, sin embargo en subsuelos existen muros de sostenimiento.

El edificio está conformado por cinco ejes principales de columnas en el sentido X (Norte-Sur) y cuatro en el sentido Y (Este-Oeste). Adicionalmente, existen tres ejes secundarios de columnas más pequeñas para las gradas y el ducto del ascensor. Las luces más grandes son de 5,8 m en el sentido X, y de 7,50 m en el sentido Y. Adicional a esto, el edificio presenta un volado de 1,70 m de largo (Fotografía 2.12).

Fotografía 2.10 Estructura en H.A. en el edif. Alicante



2.3.1. CIMENTACIÓN

La cimentación de columnas parte del nivel N-5,24, nivel al cual según estudio de suelos la capacidad portante es de $2,0 \text{ kg/cm}^2$. Es decir, la base de la cimentación se ubica 2,36 m bajo el nivel del contrapiso. El sistema de cimentación está conformado por zapatas aisladas. La dimensión de la zapata más cargada es de $4,15 \times 4,15 \text{ m}$ en planta y 1,00 m de alto. Además, cadenas de 20 cm de peralte conectan todas las columnas a nivel de contrapiso.

La cimentación de los muros es corrida con 30 cm de espesor y 80 cm de ancho. La base de la cimentación de los muros está a 1,00 m bajo el nivel N-2.88.

2.3.2. MUROS DE SOSTENIMIENTO

Los muros de sostenimiento tienen un espesor de 20 cm. Los mismos se extienden en el subsuelo 2 en todo su perímetro, a excepción de la rampa de acceso. Los mismos continúan al subsuelo 1 a todo lo alto en la parte posterior. Lateralmente, la altura que alcanzan los muros se va escalonando como se observa en la Fotografía 2.11. Se puede observar además que la altura restante de entrepiso se rellena con mampostería y la losa superior se sostiene de columnas que nacen de los muros. La parte frontal del Subsuelo 1 se encuentra a nivel de vereda por lo cual no hay presencia de muros en esta zona.

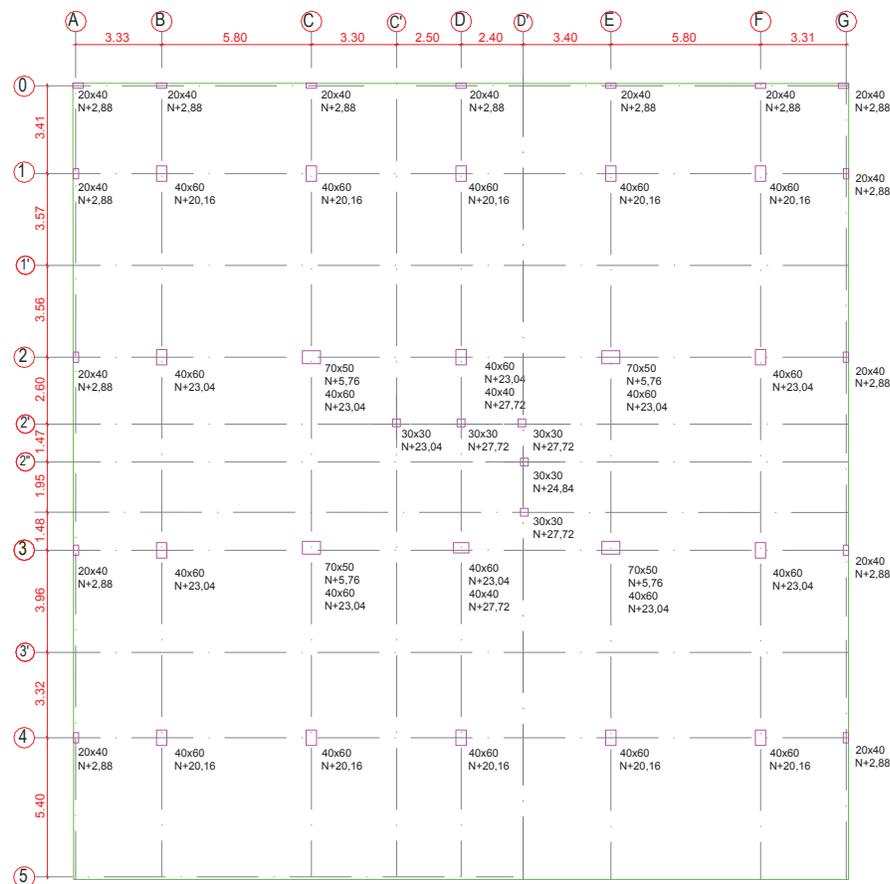
Fotografía 2.11 Muros de sostenimiento en Subsuelo 1. Se observa espacio entre losa y muro



2.3.3. ELEMENTOS MARCO

La estructura está conformada por 20 columnas principales (Figura 2.6). Todas inician en el nivel de cimentación N-5,24 y se elevan según correspondan hasta los niveles N+20,16, N+23,04 o N+27,72. Las columnas más cargadas (centrales) tienen una sección de 70 x 50 cm hasta la losa N+5,76 y luego se reducen a 60 x 40 cm. Las demás columnas son de 60 x 40 cm en toda su altitud. Adicionalmente, existen cinco columnas de 30 x 30 para el ducto de gradas y de ascensor. Estas columnas nacen en el mismo nivel de cimentación y se elevan hasta el nivel N+27,72. Otras 15 columnas de 20 x 40 se presentan a lo largo de los perímetros laterales para sostener la losa N+2,88. Estas nacen de los muros de sostenimiento.

Figura 2.6 Disposición de columnas en planta.



Fuente: Villacís, O. (2014). Planos Proyecto de Vivienda Alicante. Láminas E-1 a E-7.

Por otra parte, las vigas principales presentan secciones de 50 x 50 cm. De estas parten otras vigas trabe (Fotografía 2.12) de 30 x 50 cm en las luces más largas (Ejes 1', 2'', 3'). Adicionalmente, las vigas perimetrales a los ductos son de 25 x 25 cm. En las cubiertas de niveles N+24,84 y N+27,72 las vigas presentan secciones de 40 x 40 cm y 20 x 30 cm. Cabe resaltar que en los volados no se construyó vigas descolgadas como se pudo evidenciar en la Fotografía 2.12.

Fotografía 2.12 Vigas trabe apoyadas sobre vigas principales.



2.3.4. LOSAS

El edificio está compuesto por losas nervadas en hormigón armado (Fotografía 2.13). Las losas son huecas a excepción de todas aquellas que se encuentran en contacto con el medio externo o sean parqueadero. Como se puede ver en la Fotografía 2.13, la losa de terraza presenta dos tipos de alivianamiento. Los casetones negros son bloques de espuma flex removibles, mientras que la zona blanca son bloques de alivianamiento en piedra pómez. Los casetones removibles se presentan en zonas donde se levantar  otra cubierta superior, mientras, las zonas con bloque alivianado estarán expuestas al ambiente de manera directa. Todas las losas nervadas son de 25 cm de los cuales 5 cm conforman la loseta de compresión. Los nervios son de 10 cm de ancho y la longitud de alivianamiento es

de 60 cm. Por otra parte, la losa N+24,84, sobre la cual van los equipos del ascensor es maciza con 10 cm de espesor.

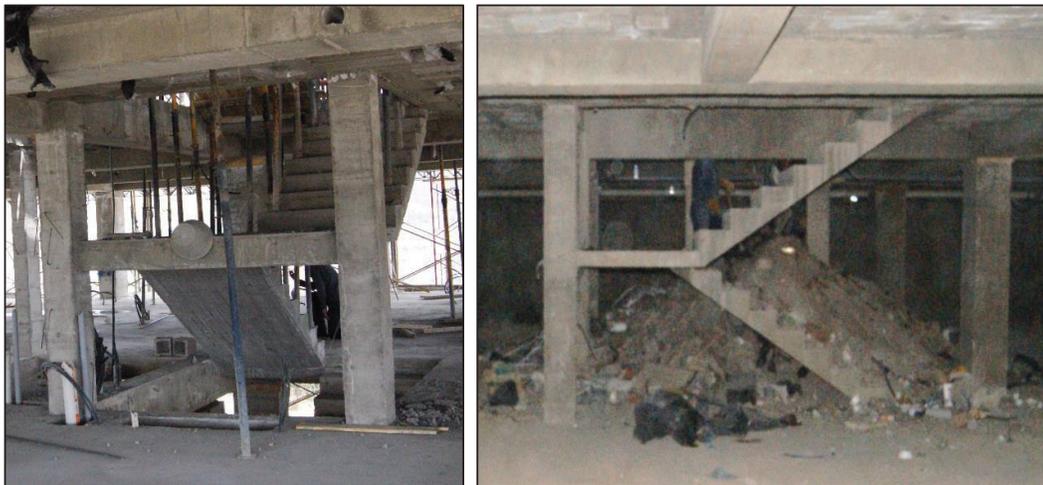
Fotografía 2.13 Losa nervada (Izq.) y Losa de terraza (Drcha.)



2.3.5. ESCALERAS

Las escaleras se desarrollan en losa de 12 cm apoyada sobre vigas de 25 x 25 cm, como se puede ver en la Fotografía 2.16. Estas vigas se apoyan sobre las columnas de 30 x 30 cm ya mencionadas.

Fotografía 2.14 Escaleras



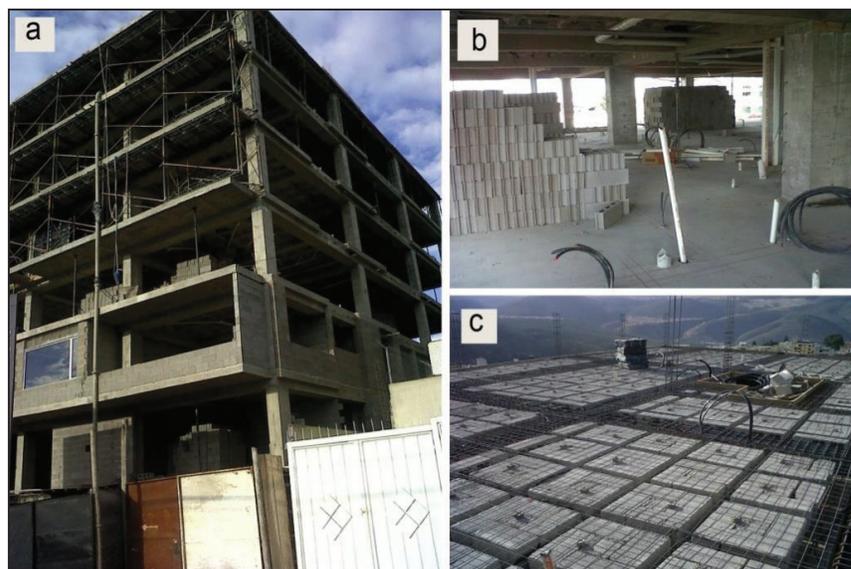
2.4. ETAPAS CONSTRUCTIVAS

A continuación se hace una revisión del estado constructivo para cada una de las fechas en que se realizaron los ensayos de vibración ambiental en la edificación. De igual manera se resalta ciertas observaciones que pudiesen afectar a los resultados de los ensayos.

2.4.1. ENSAYO CERO – 4 DE SEPTIEMBRE DE 2014

- Estructura completa hasta Losa N+17,28 (sexto piso) (Fotografía 2.15a).
- Columnas entre niveles N+17,28 y N+20,16 fundidas.
- Losa N+20,16 (terrace) encofrada. Acero de refuerzo y bloques de aliviamiento colocados (Fotografía 2.15c).
- En piso cuatro únicamente se presenta pared lateral a la grada.
- Mampostería entre pisos uno y dos avanzada. Piso tres en proceso.
- Mampostería en subsuelo uno realizada.
- Planta libre en subsuelo dos, no presenta mampostería.
- Se resalta presencia de bloques de albañilería apiñados en varias zonas de las plantas. (Fotografía 2.15b)

Fotografía 2.15 Estado constructivo en ensayo cero.



2.4.2. ENSAYO UNO – 16 DE SEPTIEMBRE DE 2014

- Estructura completa hasta Losa N+20,16 (terraza) (Fotografía 2.16a).
- Columnas fundidas entre niveles N+20,16 y N+23,04 (Fotografía 2.16b).
- Armado del refuerzo en vigas nivel N+23,04 (Cubierta sala comunal).
- Ausencia de mampostería en terraza.
- En piso quinto únicamente paredes en fachada norte y sur (Fotografía 2.16c).
- Mampostería en pisos tres y cuatro en proceso (Fotografía 2.16d).
- Subsuelo uno, piso uno y piso dos con mampostería avanzada.
- Planta libre en subsuelo dos, no presenta mampostería.
- En primer piso, departamento modelo 103 pasteado y con ventanería.
- En piso dos, departamento 205 pasteado y con ventanería para uso como oficina.
- Se resalta presencia de bloques de albañilería apiñados en varias zonas de las plantas.

Fotografía 2.16 Estado constructivo en ensayo uno.



2.4.3. ENSAYO DOS – 3 DE OCTUBRE DE 2014.

- Estructura completa hasta losa N+23,04 (Fotografía 2.17a).
- Columnas fundidas entre niveles N+23,04 y N+24,84 (Fotografía 2.17b).
- Armado del refuerzo en vigas nivel N+24,84.
- Mampostería de terraza únicamente en pared de fachada norte.
- En piso seis, mampostería en paredes de fachada norte y sur.
- En piso cinco, mampostería en ducto de gradas así como en fachadas norte y sur. Mampostería de fachada este en proceso.
- Pisos uno al cuatro con mampostería avanzada, incluyendo fundición de dinteles (Fotografía 2.17c).
- Subsuelo dos se mantiene sin mampostería.
- Paredes entre subsuelo uno y piso dos en proceso de enlucido.
- Colocación de baldosas y porcelanatos en piso uno.
- En departamento 103, cielo falso instalado. De la misma manera modulares de cocina, puertas y vestidores (Fotografía 2.17d).
- Se resalta bloques de albañilería apiñados en varias zonas de las plantas.

Fotografía 2.17 Estado constructivo en ensayo dos.



2.4.4. ENSAYO TRES – 20 DE NOVIEMBRE DE 2014.

- Estructura finalizada, a excepción de gradas internas del departamento dúplex 605 (Fotografía 2.18a y 2.18c).
- Mampostería completa entre subsuelo uno y piso cinco. A excepción de pared a gradas internas del departamento 605 y paredes de ingreso a ducto de ascensores (en proceso).
- Mampostería en niveles N+23,04 y N+24,84 completada (Fotografía 2.18b).
- Paredes de terraza en proceso. Por terminar antepecho oeste y levantar separación de terraza privada del departamento 605.
- Subsuelo dos se mantiene sin mampostería.
- Enlucidos avanzados en piso cinco. Entre piso uno y piso cuatro completado.
- Enlucido exterior completo en fachada norte. Fachada oeste en proceso.
- Colocación de baldosas en piso cuarto. (Fotografía 2.18d)
- Perfilería de aluminio en proceso hasta piso tres.
- Piso tres en proceso de colocación de cielo falso. En pisos inferiores completo, excepto, en pasillos. (Fotografía 2.18d).
- Pasteado en proceso en piso dos.
- Se resalta presencia de bloques de albañilería apiñados en terraza.

Fotografía 2.18 Estado constructivo en ensayo tres.



2.4.5. ENSAYO CUATRO – 17 DE DICIEMBRE DE 2014

- Estructura completa. Gradas internas de departamento dúplex 605 aún faltantes (Fotografía 2.19b).
- Mampostería y enlucido avanzado en terraza (Fotografía 2.19c).
- Mampostería en subsuelo dos en proceso.
- Enlucido interno completo entre subsuelo uno y piso seis.
- Pasteado y colocación de modulares en departamento 604.
- Colocación de baldosas en piso seis. Pisos inferiores completos (interno).
- Colocación de cielo falso en piso cuatro. Pisos inferiores completos, excepto, en pasillos.
- Ventanería completa en fachada norte y este. Demás fachadas en proceso.
- Pasteado en piso tres en proceso. Pisos inferiores completo en paredes internas de departamentos (Fotografía 2.19d).
- Modulares en proceso en piso uno.
- Enlucido exterior de fachada sur en proceso. Demás fachadas completas. (Fotografía 2.19a).
- Se resalta presencia de bloques de albañilería apiñados en terraza, como también bolsas de mortero para enlucir en primer piso.

Fotografía 2.19 Estado constructivo en ensayo cuatro.



2.4.6. ENSAYO CINCO – 10 DE FEBRERO DE 2015.

- Mampostería y enlucido terminado en todos los pisos (Fotografía 2.20b).
- Enlucido exterior completo. Grafiado en proceso (Fotografía 2.20a).
- Ventanería completa.
- Piso seis en proceso de colocación de baldosa y cielo falso.
- Cielo falso completo en pisos inferiores, a excepción de pasillos.
- Gradas internas de departamento dúplex 605 fundido entre niveles N+14,40 y N+17,28. Por completar entre N+17,28 y N+20,16.
- Pasamanos instalados en balcones.
- Pasteado de paredes en piso cinco en proceso. Pisos inferiores completos a excepción de pasillos.
- Modulares en proceso en piso cuatro. (Fotografía 2.20c).
- Puertas de ascensor colocadas. Ascensor en proceso de instalación (Fotografía 2.20d).
- Instalación de piso flotante únicamente en departamento modelo 604.
- Cerramiento completo.

Fotografía 2.20 Estado constructivo en ensayo cinco.



2.4.7. ENSAYO SEIS – 22 DE JUNIO DE 2015.

- Estructura completa (Fotografía 2.21a).
- Modulares de cocina baños, puertas y closets completos, incluyendo granito y grifería.
- En pisos, cerámica completa (Fotografía 2.21b). Piso flotante en proceso de terminado en último piso (sexto) (Fotografía 2.21c).
- Pintura y demás acabados finalizados.
- Bodega con materiales apilados en subsuelo 1 y 2 (Fotografía 2.21d).
- Ascensor en funcionamiento.

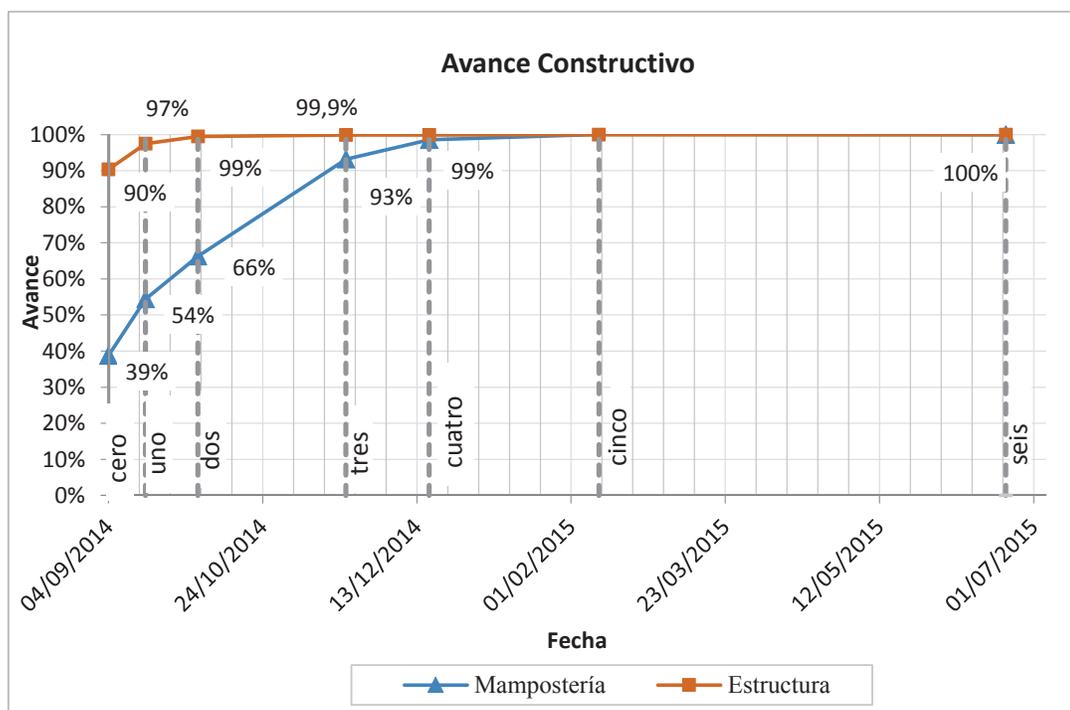
Fotografía 2.21 Estado constructivo en ensayo seis.



2.4.8. RESUMEN DEL AVANCE CONSTRUCTIVO

En el Gráfico 2.2 se presenta el avance aproximado de construcción para mampostería y estructura. Estos datos se presentan en base a las fechas en las cuales se realizó los ensayos de vibración ambiental. En total corresponden 128 días entre el ensayo cero y el quinto, fecha a la cual ya se alcanza el cien por ciento para estructura y mampostería. Cabe resaltar que el ensayo cero parte de un avance en mampostería del 39% y en estructura del 90%.

Gráfico 2.2 Porcentaje de avance en mampostería y estructura para cada una de las fechas de los ensayos.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

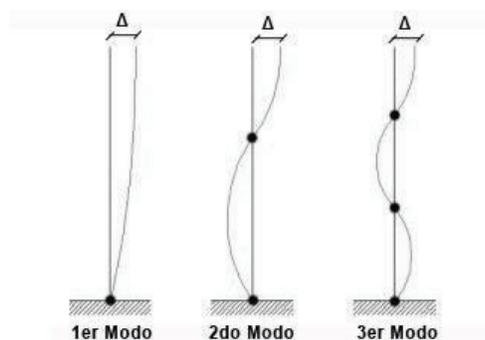
CAPÍTULO III

METODOLOGÍA PARA LA INSTRUMENTACIÓN Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES.

3.1. INSTRUMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

En la instrumentación de edificios por vibración ambiental, el tipo de arreglo de sensores a usarse depende del objetivo que se plantee. En el caso de esta investigación la aplicación se dirige a la determinación del periodo natural de vibración de la estructura. Por esta razón, el arreglo se resume a un equipo compuesto de tres sensores. Uno por cada dirección: Norte-Sur, Este-Oeste y Vertical. Este equipo debe ser colocado en el punto accesible más alto de la edificación, donde para cualquier modo de vibración el desplazamiento no es nulo (Figura 3.1).

Figura 3.1 Configuración de los principales modos de vibración.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

El tiempo recomendado para cada grabación debe ser entre 1000 y 2000 veces el periodo fundamental de la estructura (Cantieni, 2005). Es decir si el periodo aproximado del edificio en estudio está entre 0.5 y 1 segundo, el tiempo

recomendado de grabación estará entre 8 y 17 minutos. Por todo esto, el tiempo que se utilizó para cada registro corresponde a 15 minutos.

Adicionalmente, la tasa de muestreo (F_s) utilizada ha sido de 200 muestras por segundo (mps), a excepción del ensayo cero en el cual se utilizó una tasa de 100 mps.

3.1.1. UBICACIÓN DEL EQUIPO

En el edificio en estudio los sensores se ubicaron en el nivel más alto y accesible de la edificación (Figura 3.2). En algunos casos se colocó lo más cercano al centro de gravedad (céntrico). Para otros casos el equipo fue instalado ya sea en las esquinas del edificio o en el punto medio de una de las fachadas (excéntrico). La ubicación del equipo para cada uno de los ensayos se resume en el Cuadro 3.1.

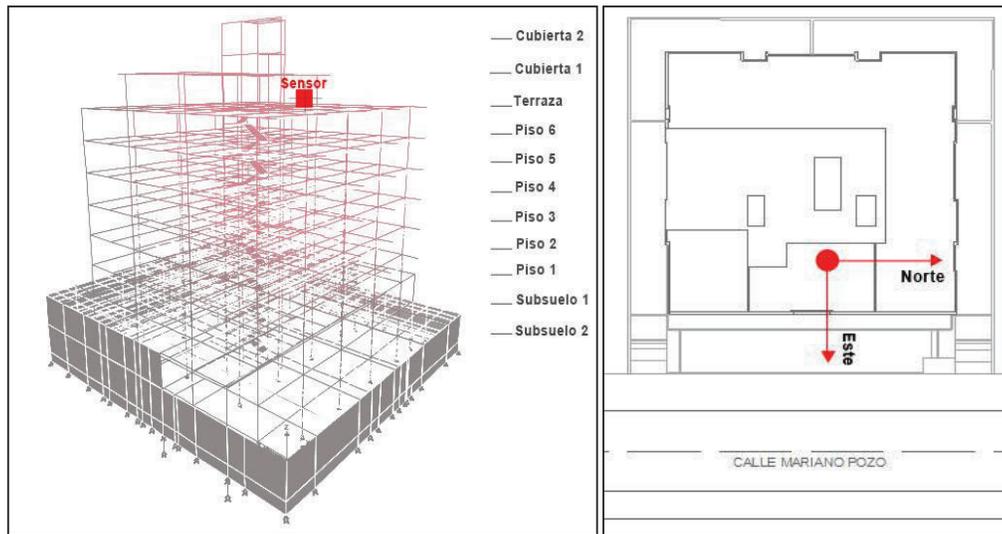
Cuadro 3.1 Ubicación en planta del equipo en los diferentes ensayos.

Ensayo	Fecha	Elevación		Planta	
		Nivel	Uso	Céntrico	Excéntrico
Cero	04/09/2014	N+17.28	Sexto Piso	x	
Uno	16/09/2014	N+20.16	Terraza		X
Dos	03/10/2014	N+20.16	Terraza		X
Tres	20/11/2014	N+20.16	Terraza		X
Cuatro	17/12/2014	N+20.16	Terraza	x	
Cinco	10/02/2014	N+20.16	Terraza		X
Seis	22/06/2014	N+20.16	Terraza		X

Elaborado por: Raúl Paredes B.

La dirección de los sensores se hizo coincidir con la orientación de la estructura. Así, el sensor Norte-Sur corresponde al sentido paralelo a la vía y el sensor Este-Oeste al sentido perpendicular a la vía (Figura 3.2).

Figura 3.2 Ubicación del equipo en perspectiva (Izq.) y en planta (Drcha).



Elaborado por: Raúl Paredes B.

3.1.2. EQUIPO UTILIZADO

El equipo ocupado es un REF-TEK 160-03 marca Trimble. El mismo ha sido provisto por el IG-EPN. Este equipo es utilizado principalmente para su instalación inmediata después de un sismo en la zona de interés. Por esta razón, es un equipo práctico que no necesita de conexiones pues lleva integrado tanto los sensores en las tres direcciones (triaxial) como el digitalizador. El mismo posee un velocímetro (sismómetro) y un acelerómetro.

Fotografía 3.1 Equipo Ref-Tek 160-03b



Las características técnicas del equipo REF-TEK 160-03 se resumen en el Cuadro 3.2.

Cuadro 3.2 Características técnicas del equipo usado.

Generalidades	
Tamaño	20.3 cm alto x 21.9 cm diámetro
Peso	5.3 kg
Temperatura Operación	-30° - +60°C
Consumo elec.	<400 mW
Acelerómetro	
Tipo	3-Componentes ortogonales MEMS
Rango	± 4g
Frecuencia de Respuesta	DC - 45Hz.
Damping	0.7 al crítico
Sismómetro	
Tipo	Bobina móvil / Masa
Frecuencia Natural	2 Hz.
AD Convertidor	
Tipo	Delta-Sigma Modulación / Resolución 24-bit
Rango Dinámico	>137dB @ 100sps
Canales	6
Impedancia	Acorde al Sensor
Frecuencia de muestreo	200 sps (default); 100, 250, 500 sps opcional
Tiempo	
Tipo	Receptor GPS
Precisión	± 10 µseg.
Interface	
Tipo	Arreglo de 16 LED
Poder	Switch Magnético
Wifi	1802.11b/g (monitoreo tiempo-real)
Almacenamiento	
Tipo	USB Flash (hasta 8gb)

Fuente: Trimble (2014), Ref Tek High Resolution Aftershok System: Model 160-03.
Texas, U.S.A.

3.2. METODOLOGÍA PARA EL PROCESAMIENTO DE SEÑALES

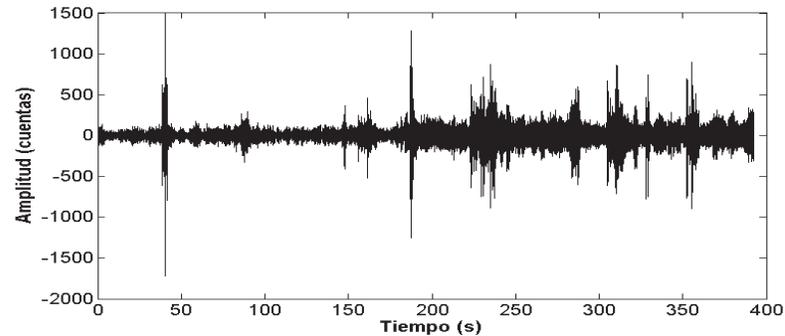
El procesamiento de señales por vibración ambiental es posible a partir de diferentes metodologías. La mayoría de ellas en el dominio de las frecuencias. Entre estas están métodos como: *Frequency Domain Descomposition* (FDD) (Brincker et al., 2001), *Enhanced Frequency Domain Descomposition* (EFDD) (Jacobsen et al., 2006), *Stochastic Subspace Identification* (SSI) (Brincker & Andersen., 2006) y el método *Peak Picking* (PP) (Ren & Zong, 2004, p.3). La complejidad de estos métodos varía según los objetivos de la aplicación y las condiciones de los registros. Estos objetivos pueden ser únicamente determinar el periodo de vibración, o bien hacer un análisis modal completo bajo un arreglo de sensores. Por otra parte, el procesamiento a aplicarse depende además de la calidad de los registros obtenidos. Esto puede verse influenciado por presencia de ruido en la señal o por condiciones mismas de la estructura, como puede ser la regularidad, tamaño o presencia de dispositivos especiales.

Para el presente estudio el objetivo principal es la determinación de los periodos fundamentales de vibración de la estructura. Cabe destacar además que la edificación en estudio es de geometría regular y las condiciones obtenidas en los registros de las grabaciones no presentan mayor ruido. Por todo esto, la metodología con la cual se han obtenido resultados coherentes y un procesamiento no muy complejo es la de picado de picos (*peak picking*). Este método se basa en determinar las frecuencias fundamentales (y sus inversos, los periodos) a partir de los picos más relevantes de la respuesta de la señal en el dominio de las frecuencias.

Para este estudio la técnica aplicada para el procesamiento de las señales ha sido similar a la utilizada por Guillier B. y otros (2014). Para aplicarla se siguen los siguientes pasos:

1. Se subdivide a la señal original (Figura 3.3) en ventanas de 25 segundos.

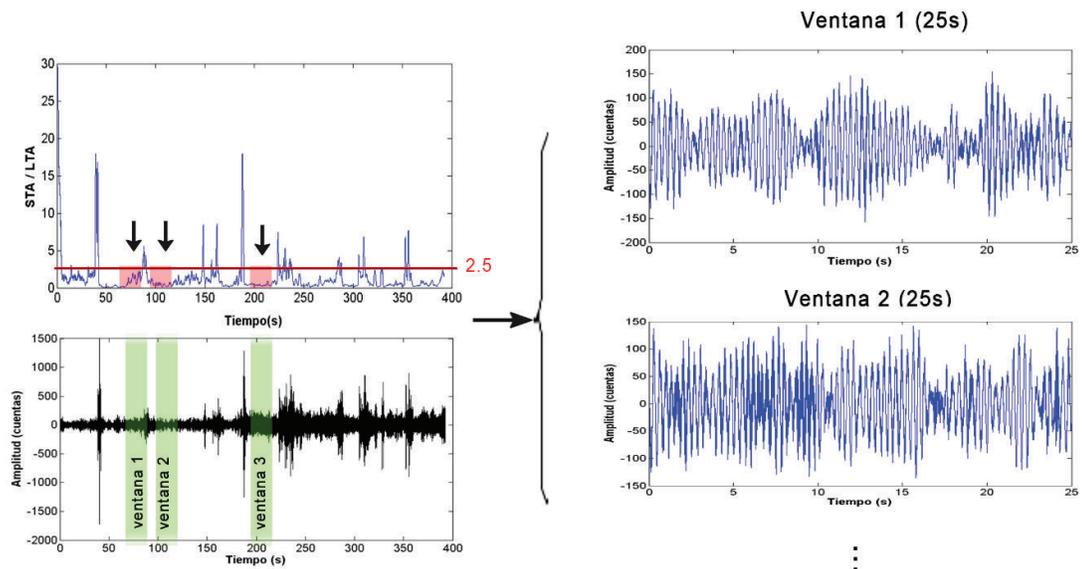
Figura 3.3 Señal original en el dominio del tiempo



Elaborado por: Raúl Paredes B.

- 2.- Se seleccionan las ventanas que no se encuentren contaminadas con impulsos diferentes a los producidos por vibración ambiental. Para esto se aplica el algoritmo STA/LTA (Short Term Average / Long Term Average) para un STA= 1 s. y LTA=30 s. El umbral de valores STA/LTA para aceptar la ventana debe estar de preferencia entre 0.2 y 2.5, o máximo entre 0 y 3 (Figura 3.4).

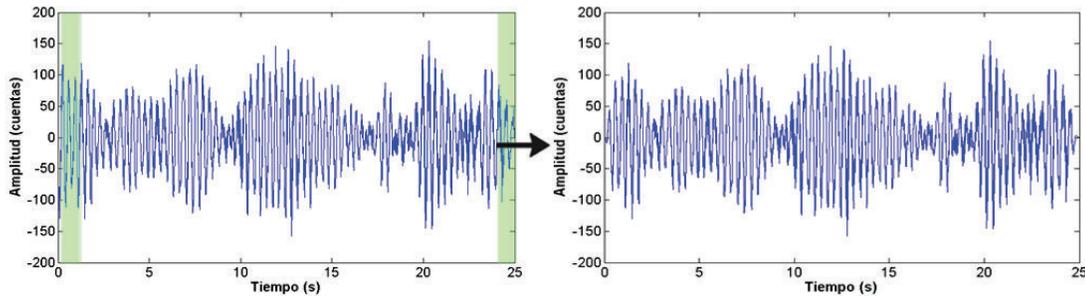
Figura 3.4 Selección de ventanas mediante relación STA/LTA



Elaborado por: Raúl Paredes B.

3.- Se suaviza el inicio y final de cada ventana con el objetivo de encerrar la señal. Para esto se aplica un filtro tipo *Taper* al 5% (Figura 3.5).

Figura 3.5 Aplicación de *Taper* a cada una de las ventanas.

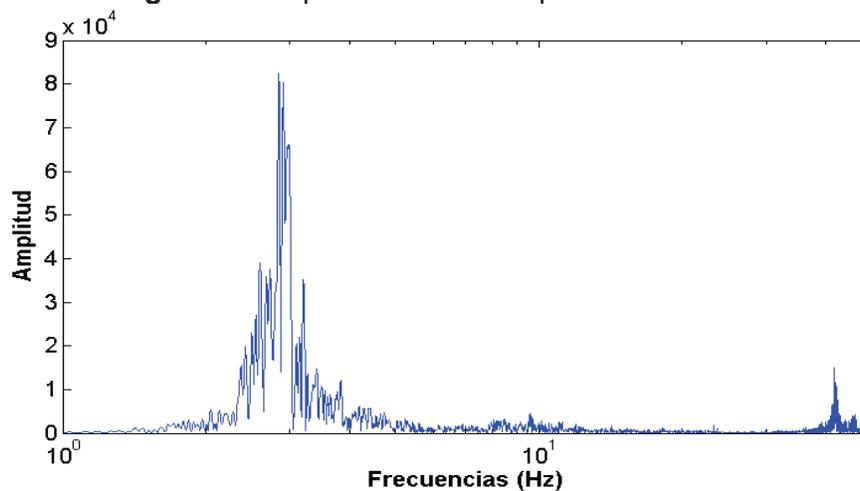


Elaborado por: Raúl Paredes B.

4.- Se elimina la tendencia con un *Detrend* para evitar efectos acumulativos en la señal de cada ventana.

5.- Se calcula la transformada de Fourier para la señal. Los resultados de la transformada se presentan en escala semi-logarítmica en x (Figura 3.6).

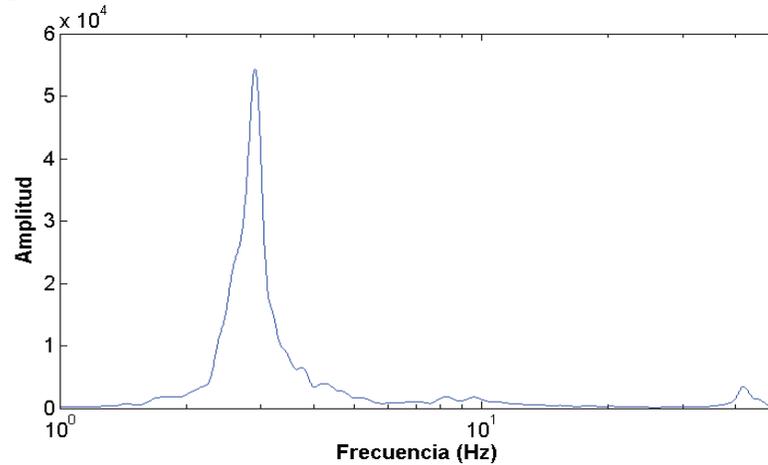
Figura 3.6 Espectro de Fourier para una ventana.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.- Se suaviza el espectro de Fourier resultante bajo el método de Konno y Ohmachi (1998) con una constante b de 40 o más (Figura 3.7).

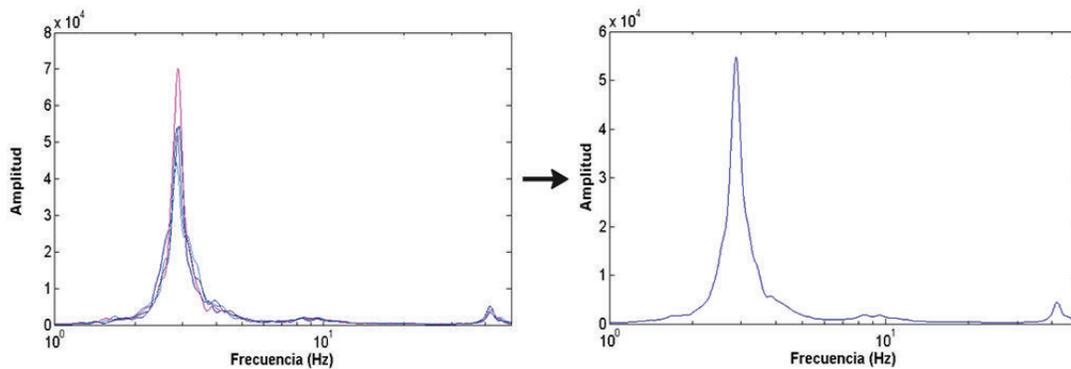
Figura 3.7 Espectro suavizado de Fourier para una ventana.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

7.- Se superponen los espectros obtenidos de cada ventana para obtener el promedio de todas ellas (Figura 3.8).

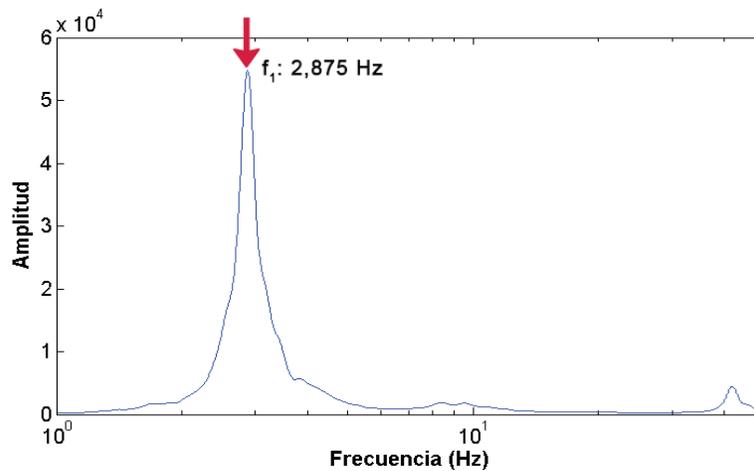
Figura 3.8 Promedio de todas las ventanas de Fourier resultantes.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

8.- La frecuencia fundamental se determina a partir del valor en las abscisas del pico más sobresaliente (Figura 3.9). El periodo es el inverso del valor de la frecuencia.

Figura 3.9 Picado de la frecuencia fundamental en el espectro de Fourier.



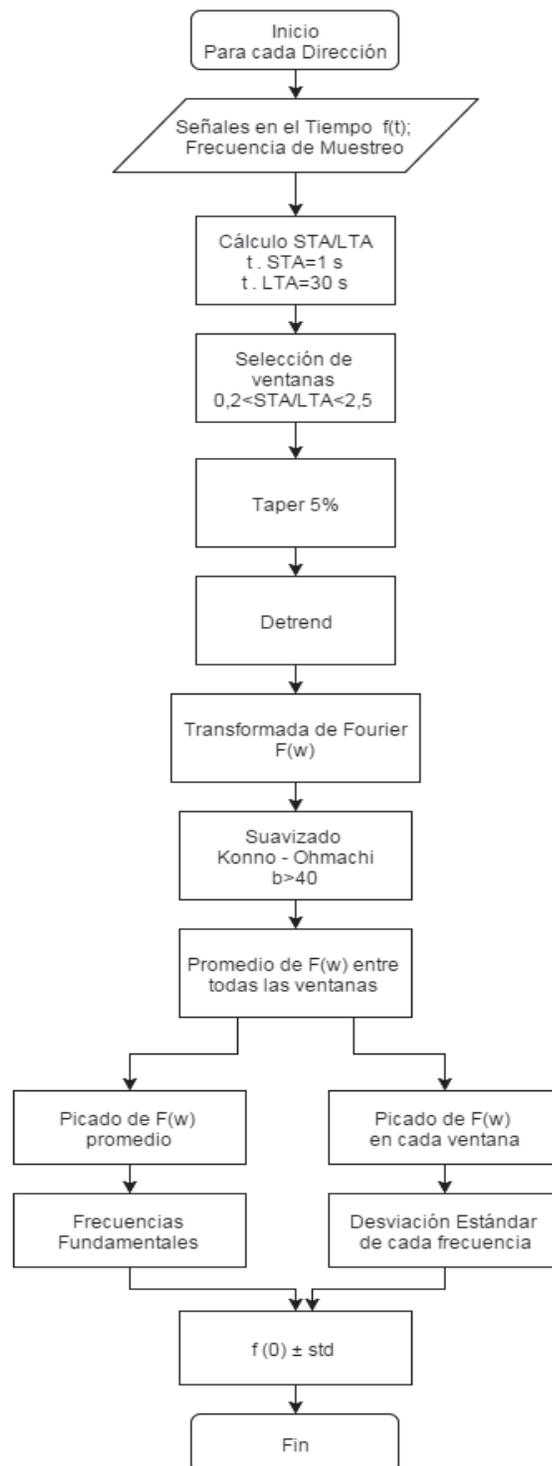
Elaborado por: Raúl Paredes B.

El mismo procedimiento se realiza para las dos direcciones: Norte-Sur y Este-Oeste.

Los siguientes picos identificados en el espectro corresponden a las frecuencias de los modos superiores de vibración. Cabe resaltar que el valor de la amplitud en el espectro de Fourier (eje de las ordenadas) es indiferente al valor de las frecuencias naturales. Por lo tanto, no existe distinción si el proceso se realiza en base a aceleraciones, velocidades o simplemente cuentas (pulsos eléctricos). Del registro lo sustancial es el contenido frecuencial, es decir la distribución de frecuencias (eje de las abscisas). En el caso particular se ha utilizado la señal correspondiente a las velocidades debido a la calidad de la señal obtenida para este registro con el equipo utilizado.

A continuación en la Figura 3.10 se presenta un esquema que sintetiza el proceso antes descrito.

Figura 3.10 Esquema utilizado para el procesamiento de señales



Elaborado por: Raúl Paredes B.

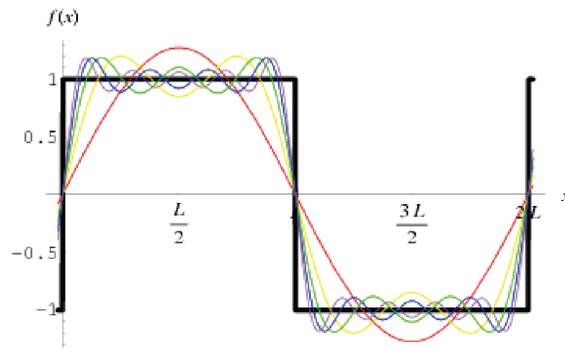
En el anexo 2 se adjuntan las rutinas utilizadas para el procesamiento.

3.3. DEFINICIONES TEÓRICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE SEÑALES

3.3.1. TRANSFORMADA DE FOURIER

Entre 1807 y 1811 el matemático francés Jean-Baptiste Joseph Fourier desarrolla una herramienta matemática mediante la cual toda función periódica puede ser discretizada en una serie infinita de suma de funciones sinusoidales (senos y cosenos) más simples (Figura 3.11) (Weisstein, 2015).

Figura 3.11 Descomposición en funciones sinusoidales con las series de Fourier.



Fuente: Weisstein, E. (2015). Fourier Series. MathWorld. <http://mathworld.wolfram.com/FourierSeries.html>

Las series de Fourier tienen la siguiente forma:

$$f(t) = \frac{1}{2}a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} (a_m \cos \Omega_m t + b_m \sin \Omega_m t) \quad (3.1)$$

Donde, $f(t)$ es función periódica en $T = \frac{2\pi}{\Omega_0}$

T = Periodo de vibración ; Ω_0 = Frecuencia angular fundamental

$$\Omega_m = m \cdot \Omega_0 \quad m = 1, 2, 3, \dots$$

$$a_0 = \frac{2}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) dt$$

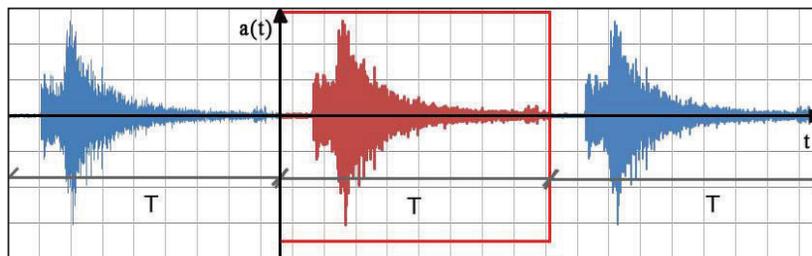
$$a_m = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cos \Omega_m t \, dt$$

$$b_m = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \sin \Omega_m t \, dt$$

La aplicación de las series de Fourier en el área de la ingeniería es muy diversa. En el caso particular de la ingeniería sísmica y estructural se toma partido de las series de Fourier para el procesamiento de las señales registradas por instrumentación sísmica.

Para la aplicación se hace uso de una derivación matemática de las series de Fourier. Esta es la denominada Transformada de Fourier. Mediante la misma se puede representar las señales de un registro del tiempo en el dominio de las frecuencias y viceversa. Sin embargo los registros sísmicos no son funciones periódicas. Debido a esto, se toma toda la señal como periódica en T (Figura 3.12). De esta manera $f(t)$ es periódica en $-\infty < t < \infty$ y puede ser transformada (Villaverde, 2009).

Figura 3.12 Registro periódico en T para aplicación de la transformada de Fourier



Elaborado por: Raúl Paredes B.

La transformada de Fourier se presenta por la siguiente expresión 3.2. Como se observa la función $F(\omega)$ representa una función de frecuencias obtenida mediante la integración en el tiempo (dt) de una función $f(t)$.

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.2)$$

Adicionalmente, el registro sísmico está compuesto por puntos discretos, es decir no es una función continua. Por esta razón para el procesamiento de señales sísmicas se hace uso de algoritmos como la Transformada Discreta de Fourier (DFT) y la Transformada Rápida de Fourier (FFT).

Por el otro lado, si el objetivo es integrar una función en el dominio de las frecuencias para representarlo en el dominio del tiempo se aplica la Transformada Inversa de Fourier. La misma se expresa por la ecuación 3.3.

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\Omega) e^{i\Omega t} dt \quad (3.3)$$

3.3.2. RELACIÓN STA / LTA

La relación *Short Term Average / Long Term Average* (STA/LTA), es un algoritmo diseñado para rechazar impulsos transitorios ajenos a los registros por vibración ambiental. Estas excitaciones pueden ser el tránsito de una persona muy cerca al sensor, golpes provocados por los trabajadores cerca al aparato, entre otros.

El objetivo principal es seleccionar a partir de todo el registro de grabación ventanas más cortas de señal que tengan amplitudes quasi-estacionarias: $STA/LTA \approx 1$ (Geopsy, 2010). Es decir, se determina el promedio de valores del registro en un lapso corto de 1 segundo (STA) y se relaciona con el promedio de valores en un lapso más largo, por lo general de 30 segundos (LTA). Para la selección de ventanas se tomará valores de STA/LTA entre 0.2 y 2.5 (Figura 3.13).

Figura 3.13 Selección de ventanas en base a STA/LTA.



Fuente: Michel C. (2010). STALTA.
www.geopsy.org/wiki/index.php/File:STALTAWin.png

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Para determinar la relación STA/LTA primero se define el número de puntos ns para STA y el número de puntos nl para LTA. Esto se realiza a partir de la tasa de muestreo (F_s) de la siguiente manera:

$$ns = Fs * t_{STA} \quad y \quad nl = Fs * t_{LTA}$$

Por ejemplo para una tasa de muestreo de 200 mps, STA de 1s y LTA de 30s el número de puntos:

$$\begin{aligned} ns &= 200 (s^{-1}) * 1 (s) & , & & nl &= 200 (s^{-1}) * 30 (s) \\ ns &= 200 \text{ muestras} & , & & nl &= 6000 \text{ muestras} \end{aligned}$$

Considerando $x(i)$ cada valor del registro en función del tiempo, Wong J. y otros (2009) definen el cálculo de STA/LTA como:

$$STA = \frac{1}{ns} \sum_{j=i-ns}^i x_j^2 \quad LTA = \frac{1}{nl} \sum_{j=i-nl}^i x_j^2 \quad (3.4)$$

$$\text{Donde si } j \leq 0, \quad x_j = \frac{(x_1 + x_2)}{2}$$

$$r_i = \frac{STA}{LTA} \quad (3.5)$$

3.3.3. FUNCIONES TAPER Y DETREND

Previo a la aplicación de la Transformada de Fourier, se debe preparar cada una de las ventanas bajo las funciones *Taper* y *Detrend* en el dominio del tiempo.

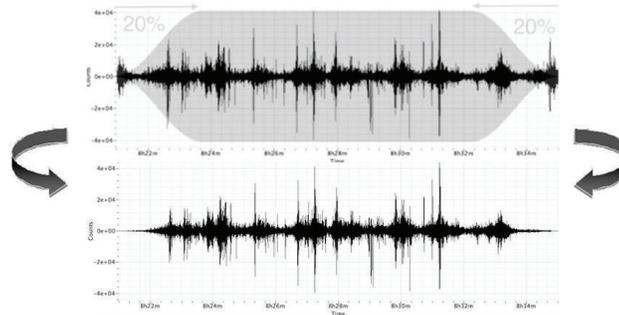
La función *Taper* es una función de apodización en base a coseno. El principal objetivo de esta función es encerrar el inicio y el final de cada ventana. Esto debido a que en el proceso de división en ventanas el valor de la amplitud en los puntos de corte inicial y final la señal no necesariamente es cero.

Las siguientes ecuaciones definen la función *Taper*, en base a un porcentaje de apodización r (The MathWorks, 2015):

$$w(x) \begin{cases} \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos \left(\frac{2\pi}{r} \left[x - \frac{r}{2} \right] \right) \right\} & 0 \leq x < \frac{r}{2} \\ 1 & \frac{r}{2} \leq x < 1 - \frac{r}{2} \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos \left(\frac{2\pi}{r} \left[x - 1 + \frac{r}{2} \right] \right) \right\} & 1 - \frac{r}{2} \leq x < 1 \end{cases} \quad (3.6)$$

Esta función $w(x)$ debe aplicarse al registro de cada ventana en el dominio del tiempo como se observa en la Figura 3.14.

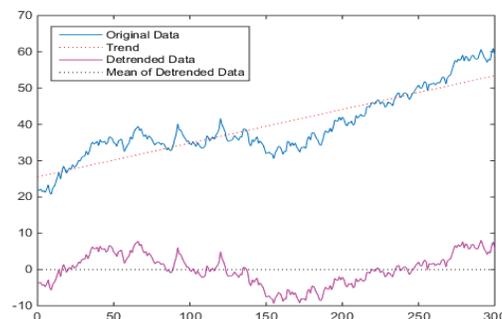
Figura 3.14 Señal $f(t)$ posterior a la aplicación del *Taper* $w(x)$. Se encera y suaviza el inicio y fin de la señal.



Fuente: Michel C. (2010). [Waveform-tapertime](http://www.geopsy.org/wiki/index.php/File:Waveform-tapertime).
www.geopsy.org/wiki/index.php/File:Waveform-tapertime2.png

Por otra parte, la función *Detrend* permite remover efectos acumulados de tendencia lineal y mostrar solo los cambios en los valores (Investopedia, 2015). Este proceso es importante previo al FFT debido a que los datos obtenidos por instrumentación corresponden a puntos que no pertenecen a una función estrictamente definida. Por esta razón al realizar la FFT se realiza una aproximación discreta entre puntos. La función *Detrend* permite obtener una mejor aproximación de los segmentos a partir de regresiones y técnicas estadísticas.

Figura 3.15 Ejemplo de la función *Detrend*. Se eliminan efectos acumulados durante la función.



Fuente: The MathWorks. (2015). [Detrending Data](http://www.mathworks.com/help/matlab/data_analysis/detrending-data.html).
http://www.mathworks.com/help/matlab/data_analysis/detrending-data.html

3.3.4. SUAVIZADO MEDIANTE ALGORITMO KONNO Y OHMACHI

Posterior a la obtención del espectro de Fourier es recomendable la aplicación de una función de suavizado al gráfico obtenido. De esta manera se busca prescindir del mayor ruido posible ya que podría ocultar información valiosa como picos, anchos de los picos, valles, entre otros.

Konno K. y Ohmachi T. (1998) presentaron la siguiente ecuación para el suavizado de una ventana en el dominio de las frecuencias. El mismo se desarrolla en escala semi-logarítmica y se define por la expresión 3.7.

$$W_B(f, f_c) = \left[\frac{\text{sen} \left(b * \log_{10} \frac{f}{f_c} \right)}{b * \log_{10} \frac{f}{f_c}} \right]^4 \quad (3.7)$$

Donde,

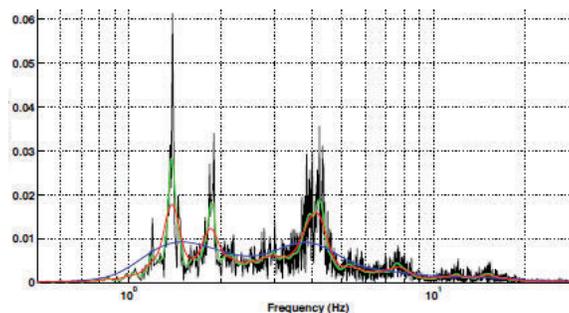
f= frecuencia

f_c= frecuencia central

b= coeficiente de ancho de banda

Entre menor sea el coeficiente b, mayor será el suavizado. Por lo general para esta aplicación, se toma un valor b igual a 40. Sin embargo, se debe comprobar este valor para cada procesamiento ya que se podría estar prescindiendo no solo del ruido, sino de contenido importante de la función.

Figura 3.16 Suavizado Konno y Ohmachi para el suavizado de la señal en el dominio de las frecuencias.



Negro (señal original), verde (b=100), rojo (b=40), azul (b=10).

CAPÍTULO IV

RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1. ESPECTROS DE FRECUENCIAS

A continuación se presentan los espectros de Fourier correspondientes a los resultados del procesamiento de las señales. Estas gráficas se desarrollan en el dominio de las frecuencias y se presentan en escala semi-logarítmica en x. Las ordenadas son adimensionales ya que su magnitud es indiferente para el estudio.

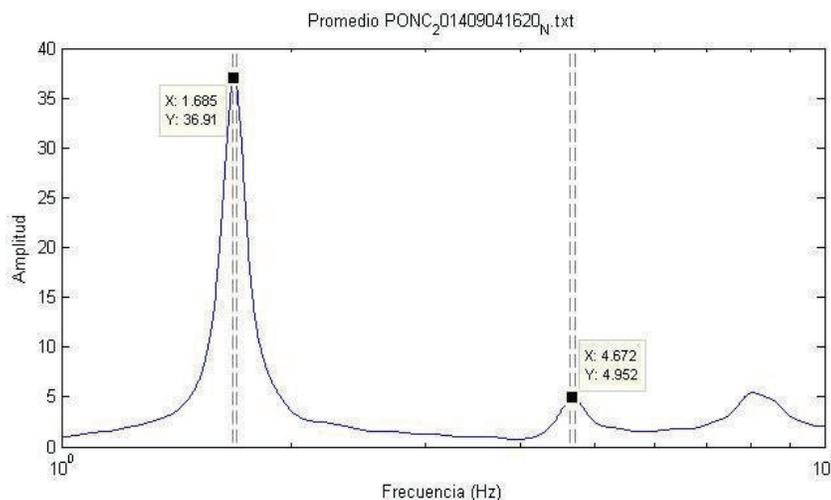
En las siguientes figuras se resaltan los picos más trascendentales junto a la desviación estándar para cada una de ellas (líneas discontinuas). El valor de los picos corresponde al valor de las frecuencias fundamentales de la edificación. Adicionalmente, junto a cada gráfico se especifica los parámetros utilizados para el procesamiento. Los registros en función del tiempo a partir de los cuales se desarrolla el procesamiento se adjuntan en el Anexo N°1.

Cabe destacar que para el procesamiento fue necesario recurrir a un menor suavizado ($b > 80$) ya que para la mayoría de espectros obtenidos, en el primer modo se presentaron dos picos muy cercanos. De igual manera en estos casos también se recomienda aumentar el número de puntos para el cálculo de la transformada. Por lo tanto es importante revisar el espectro de Fourier de todas las ventanas con el objetivo de verificar que no se pierdan picos importantes al momento de realizar el promedio entre ventanas.

En las figuras que a continuación se presentan se han identificado los primeros dos modos de vibración (f_1 y f_2) para cada una de las direcciones. Existen casos en los cuales para cada modo se han observado dos picos. La razón de los mismos se explicará posteriormente. En estos casos los picos se los ha identificado con los subíndices a y b, por ejemplo f_{1a} y f_{1b} .

4.1.1 ENSAYO CERO

Gráfico 4.1 Frecuencias ensayo Cero: Norte - Sur



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Norte – Sur

Npuntos= 2¹⁵

fs= 100 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0.2 \leq STA/LTA \leq 2.5$

t. vent= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

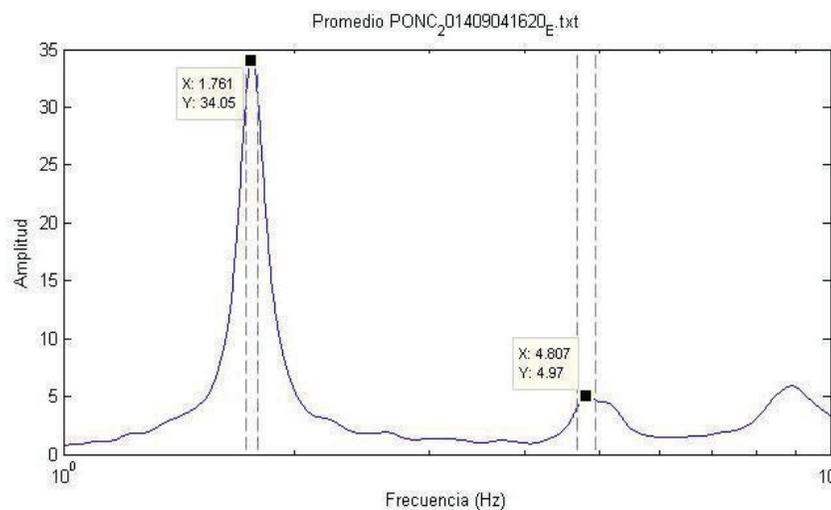
b(suav.)= 80

Resultado:

f1:1,685±0,010Hz

f2:4,672±0,042Hz

Gráfico 4.2 Frecuencias ensayo Cero: Este - Oeste



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Este – Oeste

Npuntos= 2¹⁵

fs= 100 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0.2 \leq STA/LTA \leq 2.5$

t. vent= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 80

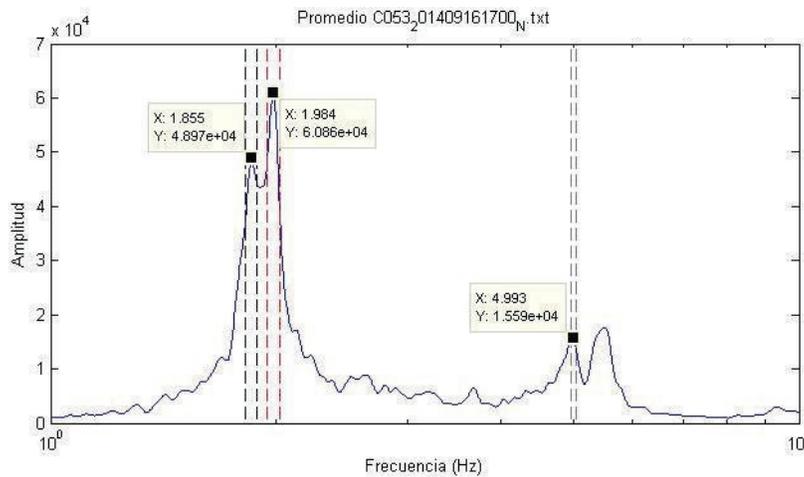
Resultado:

f1:1,761±0,029Hz

f2:4,807±0,135Hz

4.1.2. ENSAYO UNO

Gráfico 4.3 Frecuencias ensayo Uno: Norte - Sur



Elaborado por: Raúl Paredes B.

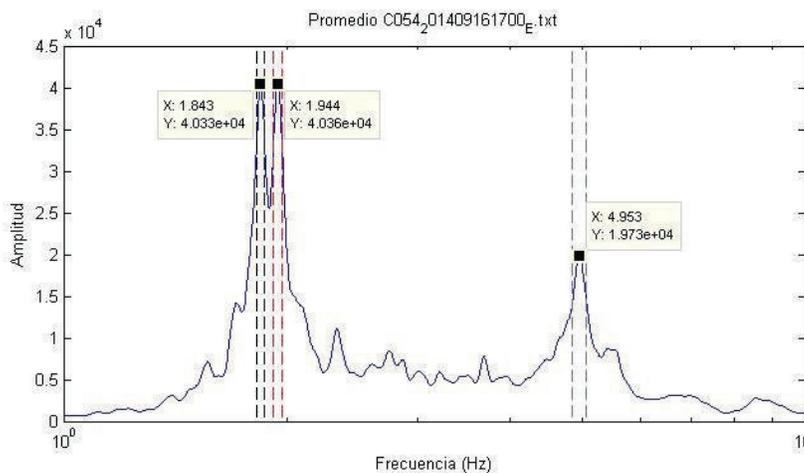
Norte – Sur

Npuntos= 2^{16}
 fs= 200 mps
 STA= 1 s.
 LTA= 30 s.
 $0.2 \leq \text{STA}/\text{LTA} \leq 2.5$
 t. vent.= 25 s.
 %taper= 5%
 $1 \leq f \leq 10$ Hz
 b (suavizado)= 200

Resultado:

f1:1,855±0,034Hz
f1b:1,984±0,037Hz
f2a:4,993±0,043Hz

Gráfico 4.4 Frecuencias ensayo Uno: Este - Oeste



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Este – Oeste

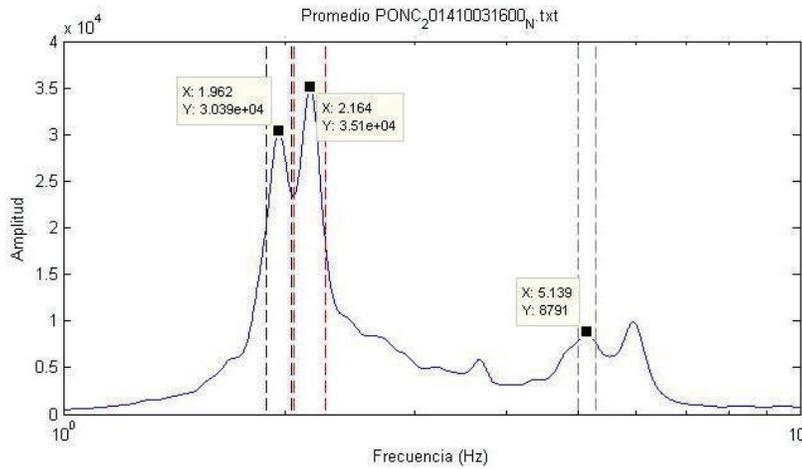
Npuntos= 2^{16}
 fs= 200 mps
 STA= 1 s.
 LTA= 30 s.
 $0 \leq \text{STA}/\text{LTA} \leq 3$
 t. vent.= 25 s.
 %taper= 5%
 $1 \leq f \leq 10$ Hz
 B (suav.)= 200

Resultado:

f1a:1,843±0,023Hz
f1b:1,944±0,027Hz
f2a:4,953±0,109Hz

4.1.3 ENSAYO DOS

Gráfico 4.5 Frecuencias ensayo Dos: Norte - Sur



Elaborado por: Raúl Paredes B.

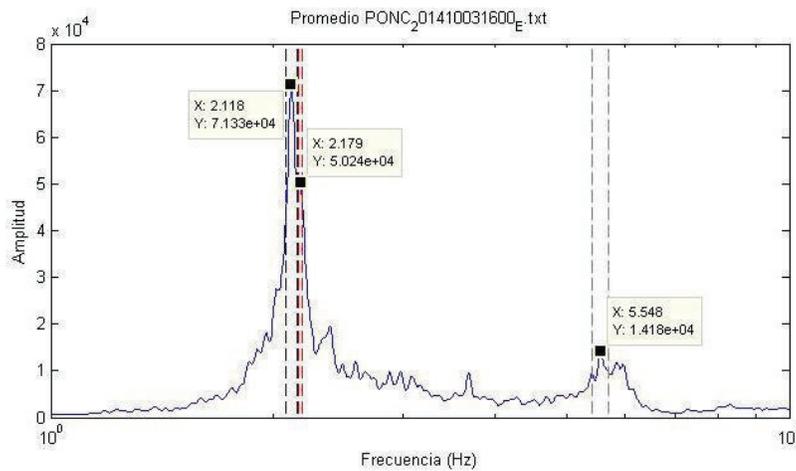
Norte – Sur

Npuntos= 2^{16}
 fs= 200 mps
 STA= 1 s.
 LTA= 30 s.
 $0.2 \leq \text{STA}/\text{LTA} \leq 2.5$
 t. vent.= 25 s.
 %taper= 5%
 $1 \leq f \leq 10$ Hz
 B (suav.)= 100

Resultado:

f1a:1,962±0,075Hz
f1b:2,164±0,107Hz
f2a:5,139±0,143Hz

Gráfico 4.6 Frecuencias ensayo Dos: Este - Oeste



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Este – Oeste

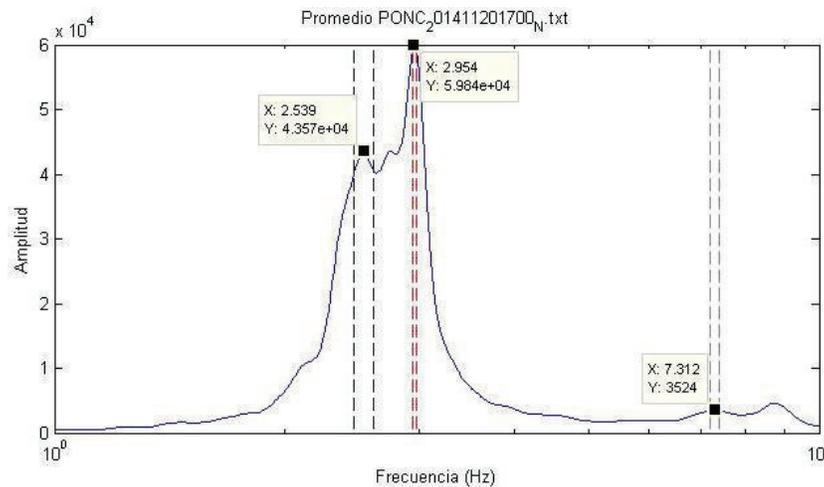
Npuntos= 2^{15}
 fs= 200 mps
 STA= 1 s.
 LTA= 30 s.
 $0.2 \leq \text{STA}/\text{LTA} \leq 2$
 t. vent.= 25 s.
 %taper= 5%
 $1 \leq f \leq 10$ Hz
 b (suav.)= 350

Resultado:

f1a:2,118±0,036Hz
f1b:2,179±0,012Hz
f2a:5,548±0,131Hz

4.1.3. ENSAYO TRES

Gráfico 4.7 Frecuencias ensayo Tres: Norte - Sur



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Norte – Sur

Npuntos= 2¹⁵

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

0 ≤ STA/LTA ≤ 2.5

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

1 ≤ f ≤ 10 Hz

b (suav.)= 80

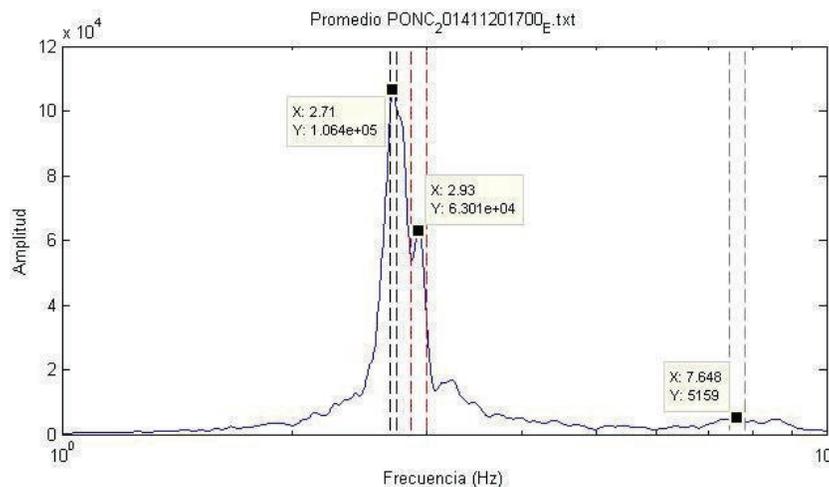
Resultado:

f1a:2,539±0,072Hz

f1b:2,954±0,017Hz

f2a:7,312±0,105Hz

Gráfico 4.8 Frecuencias ensayo Tres: Este - Oeste



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Este – Oeste

Npuntos= 2¹⁵

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

0 ≤ STA/LTA ≤ 2.5

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

1 ≤ f ≤ 10 Hz

b (suav.)= 200

Resultado:

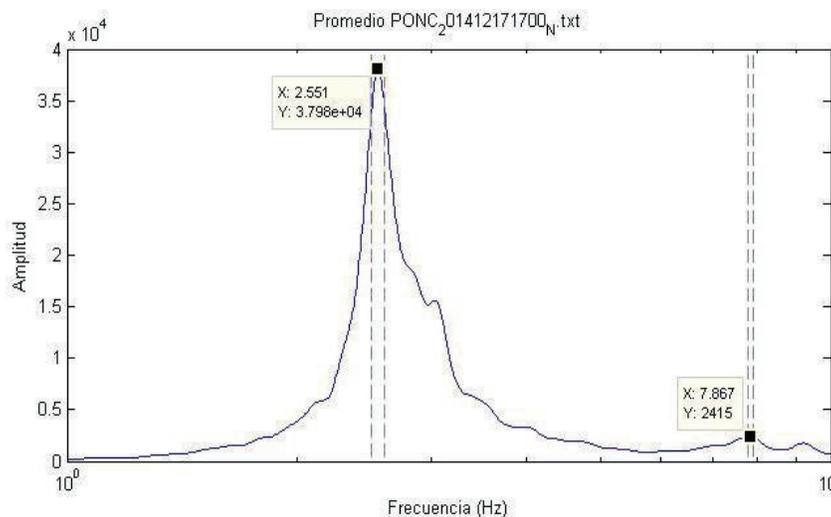
f1a:2,710±0,027Hz

f1b:2,930±0,072Hz

f2a:7,648±0,186Hz

4.1.5. ENSAYO CUATRO

Gráfico 4.9 Frecuencias ensayo Cuatro: Norte - Sur



Norte – Sur

Npuntos= 2¹⁵

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0 \leq \text{STA}/\text{LTA} \leq 2.5$

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 100

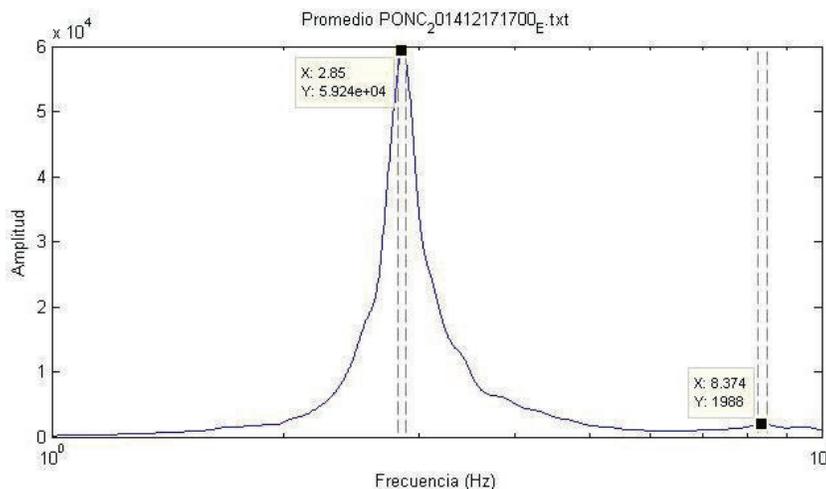
Resultado:

f1:2,551±0,049Hz

f2:7,867±0,063Hz

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 4.10 Frecuencias ensayo Cuatro: Este - Oeste



Este – Oeste

Npuntos= 2¹⁵

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0 \leq \text{STA}/\text{LTA} \leq 3$

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 100

Resultado:

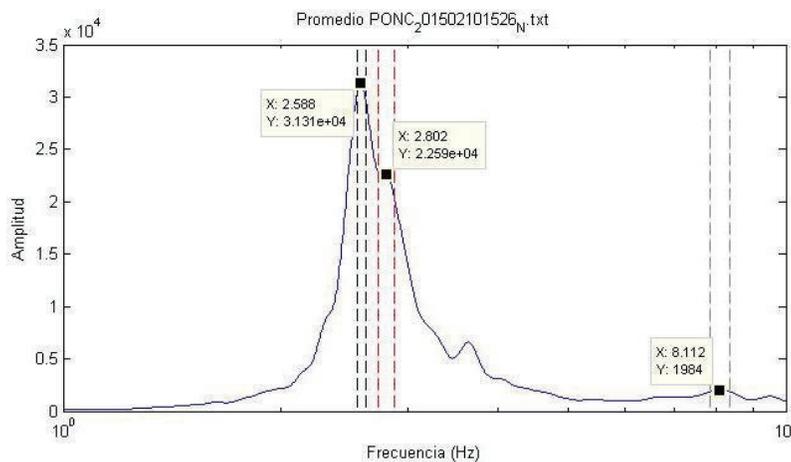
f1:2,850±0,029Hz

f2=8,374±0,120Hz

Elaborado por: Raúl Paredes B.

4.1.6. ENSAYO CINCO

Gráfico 4.11 Frecuencias ensayo Cinco: Norte - Sur



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Norte – Sur

Npuntos= 2^{15}

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0 \leq \text{STA/LTA} \leq 2.5$

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 100

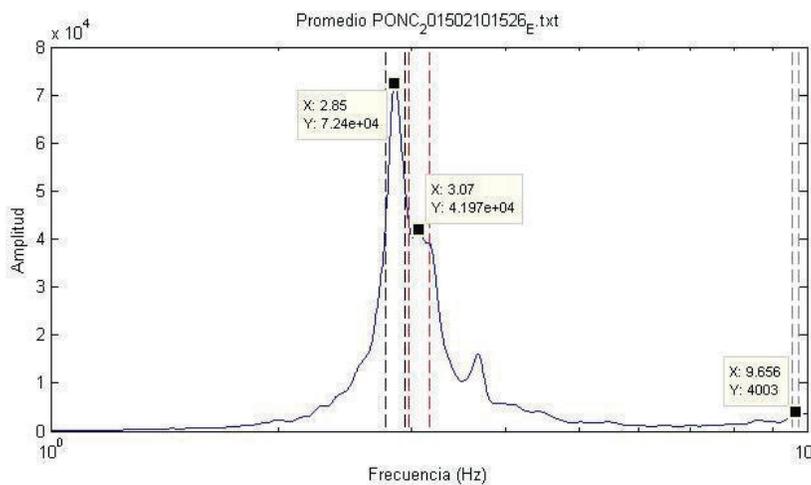
Resultado:

f1a:2,588±0,036Hz

f1b:2,802±0,075Hz

f2a:8.112±0,267Hz

Gráfico 4.12 Frecuencias ensayo Cinco: Este - Oeste



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Este – Oeste

Npuntos= 2^{15}

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0 \leq \text{STA/LTA} \leq 2.5$

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 150

Resultado:

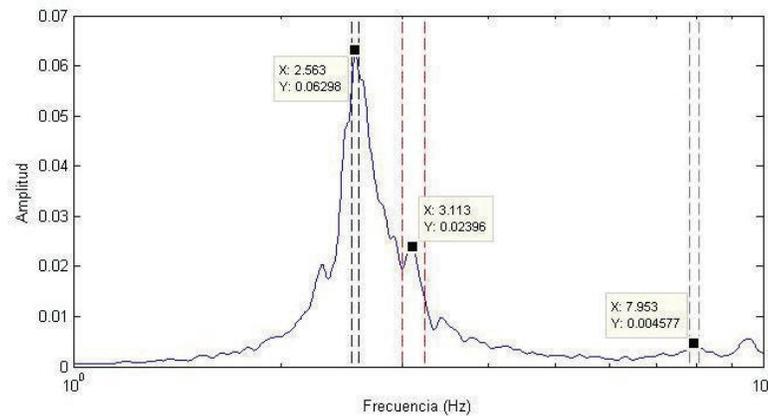
f1a:2,856±0,079Hz

f1b:3,07±0,095Hz

f2a:9,656±0,100Hz

4.1.7. ENSAYO SEIS

Gráfico 4.13 Frecuencias ensayo Seis: Norte - Sur



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Norte – Sur

Npuntos= 2^{15}

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0 \leq \text{STA/LTA} \leq 2.5$

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 200

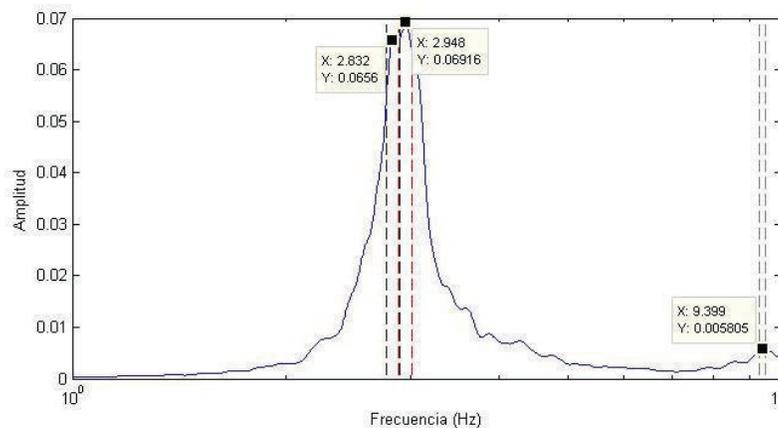
Resultado:

f1a:2,563±0,035Hz

f1b:3.113±0,117Hz

f2a:7.953±0,118Hz

Gráfico 4.14 Frecuencias ensayo Seis: Este - Oeste



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Este – Oeste

Npuntos= 2^{15}

fs= 200 mps

STA= 1 s.

LTA= 30 s.

$0 \leq \text{STA/LTA} \leq 2.5$

t. vent.= 25 s.

%taper= 5%

$1 \leq f \leq 10$ Hz

b (suav.)= 150

Resultado:

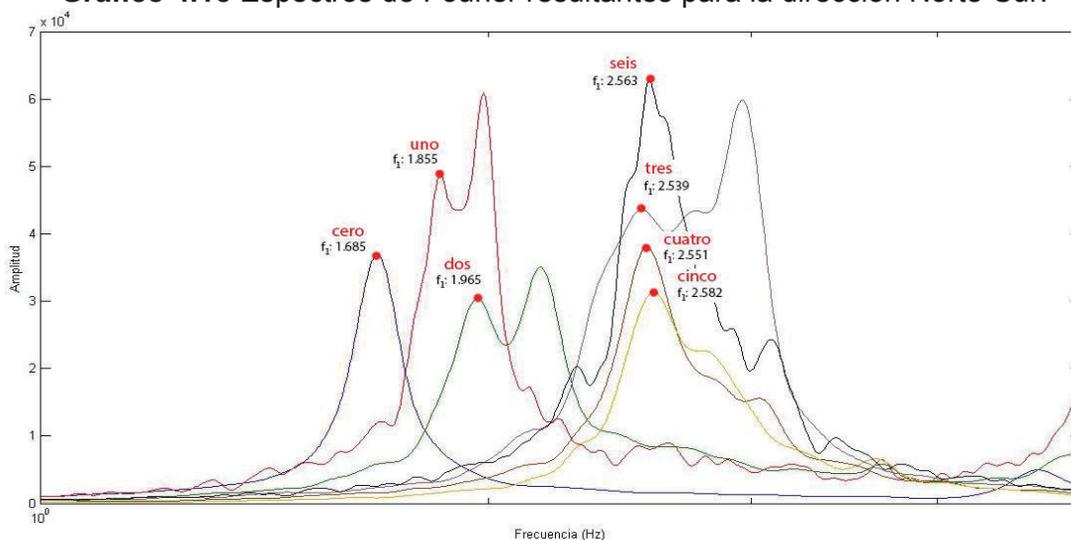
f1a:2,832±0,060Hz

f1b:2.948±0,061Hz

f2a:9,399±0,095Hz

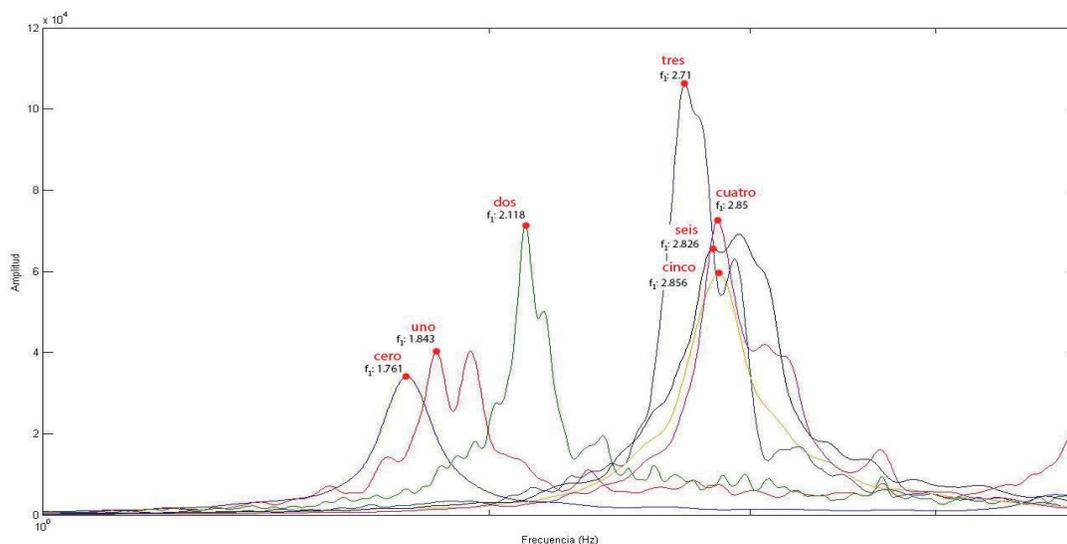
A continuación, en las Gráficas 4.15 y 4.16 se sintetizan los espectros de Fourier resultantes de cada ensayo en una misma gráfica para cada dirección. En las mismas se destaca el desplazamiento de los gráficos a lo largo de las diferentes etapas en las que se realizó las pruebas. Este desplazamiento denota una variación en la frecuencia (eje ordenadas) debido a la incorporación de los elementos no estructurales.

Gráfico 4.15 Espectros de Fourier resultantes para la dirección Norte-Sur.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 4.16 Espectros de Fourier resultantes para dirección Este-Oeste



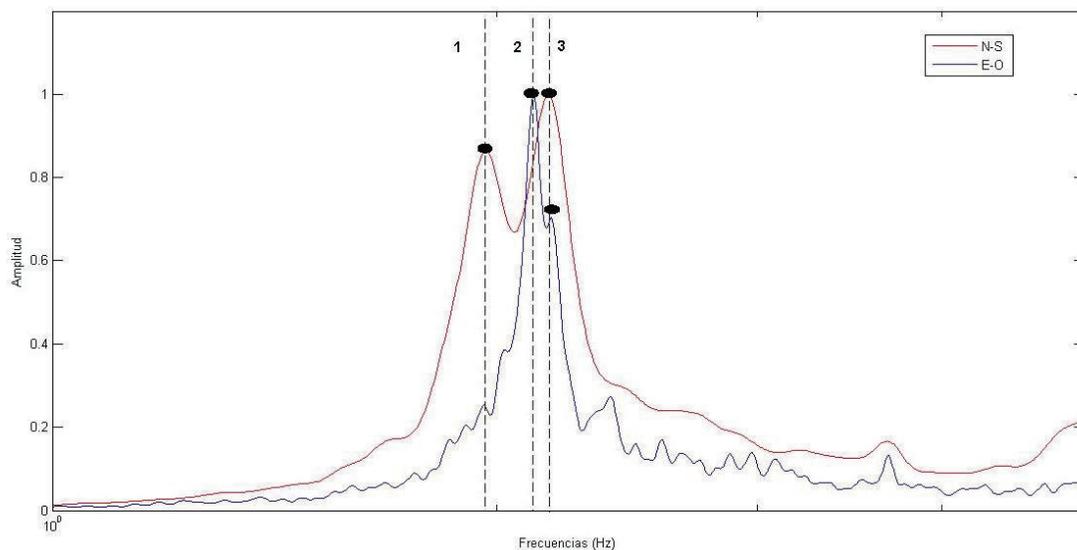
Elaborado por: Raúl Paredes B.

4.2. EVOLUCIÓN DE FRECUENCIAS Y PERIODOS

De los gráficos obtenidos se observa que los picos se presentan principalmente por pares. Es decir, para cada modo de vibración existe una frecuencia a traslación y una a torsión. Sin embargo, cabe destacar que a partir de la instrumentación con un solo sensor no es posible determinar con certeza la tipología de cada pico.

Por otra parte, en los gráficos correspondientes a los ensayos cero y cuatro se observa solamente un pico. Esto se debe a que el sensor se colocó próximo al centro de gravedad de la edificación (Sección 3.1.1). Por este motivo no se registra una componente fuerte a torsión mas sí a traslación. Bajo esta premisa se ha observado que los resultados de estos dos ensayos mantienen una tendencia con los primeros picos de los otros ensayos. Adicionalmente se ha observado que la tercera frecuencia se asemeja en valor para las dos direcciones tal como se presenta en el Gráfico 4.17. Por este motivo se permite presumir que en las gráficas presentadas, el primer pico corresponde a traslación y el segundo a torsión.

Gráfico 4.17 Componentes superpuestas N-S y E-O para el Ensayo Dos. El tercer pico es coincidente en ambos espectros.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

En el Cuadro 4.1 se sintetiza los resultados obtenidos para frecuencias y periodos (1/freq.) de los diferentes ensayos. De igual manera en los Gráficos 4.18 y 4.19 se visualiza la evolución de las mismas en el tiempo.

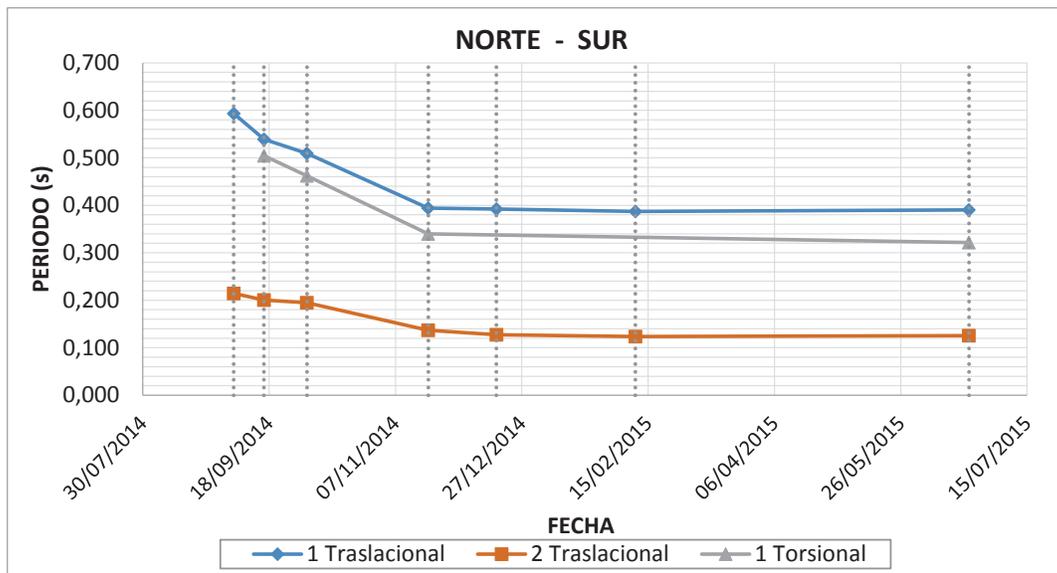
Cuadro 4.1 Periodos y frecuencias resultantes experimentalmente.

N°	Fecha	Dirección		Frecuencia [Hz] (Período [s])					
				1 Trasl.		1 Torsor		2 Trasl.	
				val.	desv. std.	val.	desv. std.	val.	desv. std.
Cero	04/09/2014	Norte	f	1,685	±0,010	ND		4,672	±0,042
			T	0,593	±0,004			0,214	±0,002
		Este	f	1,761	±0,029	ND		4,807	±0,135
			T	0,568	±0,009			0,208	±0,006
Uno	16/09/2014	Norte	f	1,855	±0,034	1,984	±0,037	4,993	±0,043
			T	0,539	±0,010	0,504	±0,010	0,200	±0,002
		Este	f	1,843	±0,023	1,944	±0,027	4,953	±0,109
			T	0,543	±0,007	0,514	±0,007	0,202	±0,005
Dos	03/10/2014	Norte	f	1,962	±0,075	2,164	±0,107	5,139	±0,143
			T	0,510	±0,018	0,462	±0,020	0,195	±0,006
		Este	f	2,118	±0,036	2,179	±0,012	5,548	±0,131
			T	0,472	±0,008	0,459	±0,003	0,180	±0,004
Tres	20/11/2014	Norte	f	2,539	±0,072	2,945	±0,017	7,312	±0,105
			T	0,394	±0,011	0,340	±0,002	0,137	±0,002
		Este	f	2,710	±0,027	2,930	±0,072	7,648	±0,186
			T	0,369	±0,004	0,341	±0,009	0,131	±0,003
Cuatro	17/12/2014	Norte	f	2,551	±0,049	ND		7,867	±0,063
			T	0,392	±0,008			0,127	±0,001
		Este	f	2,850	±0,029	ND		8,374	±0,120
			T	0,351	±0,004			0,119	±0,002
Cinco	10/02/2015	Norte	f	2,582	±0,036	NC		8,112	±0,267
			T	0,387	±0,006			0,123	±0,004
		Este	f	2,856	±0,079	3,070	±0,095	9,656	±0,100
			T	0,350	±0,010	0,326	±0,010	0,104	±0,001
Seis	22/06/2015	Norte	f	2,563	±0,035	3,113	±0,117	7,953	±0,118
			T	0,390	±0,005	0,321	±0,013	0,126	±0,002
		Este	f	2,832	±0,060	2,948	±0,061	9,399	±0,095
			T	0,353	±0,008	0,339	±0,007	0,106	±0,001

*ND: No Determinado / NC: No Confiable / f: frecuencia / T: periodo

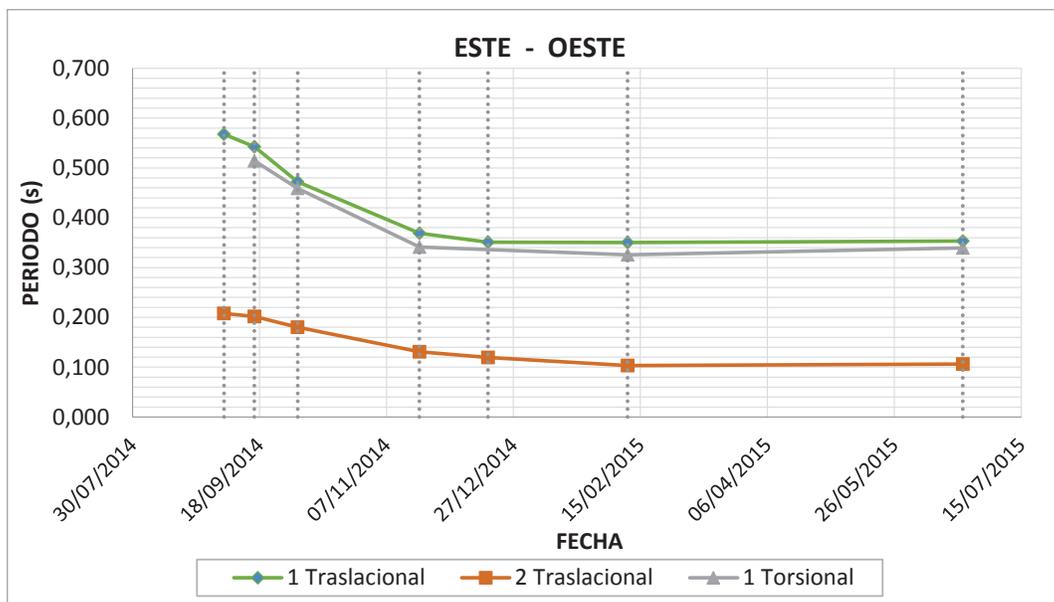
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 4.18 Evolución del periodo para la dirección Norte-Sur durante las diferentes etapas constructivas ensayadas.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 4.19 Evolución de los periodos para la dirección Este-Oeste durante las diferentes etapas constructivas ensayadas.



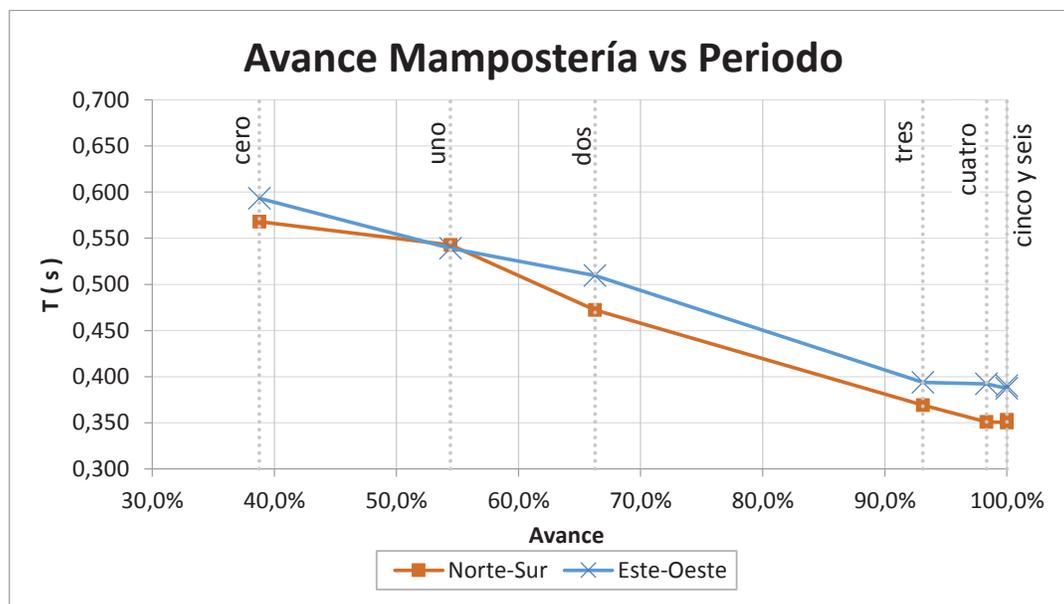
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Como se puede observar, para cada dirección el periodo tiene una tendencia decreciente entre los ensayos cero y cinco. Posterior a ello asciende levemente para el ensayo seis. El decremento observado se relaciona con la implementación

de la mampostería la cual alcanza el 100% de avance para el ensayo cinco. Por otra parte, para el ensayo seis se presenta un pequeño incremento debido a que no se adiciona a la estructura elementos con una colaboración inercial importante. Por el contrario estos últimos aportan únicamente con masa y por tal razón el periodo incrementa.

En el Gráfico 4.20 se ilustra la relación entre el periodo de vibración y el avance en la mampostería. Esta variación es más notable a partir del ensayo dos ya que se empieza con el proceso de enlucido. En definitiva, el decrecimiento en el periodo denota una rigidización en la estructura por efecto tanto de mampostería como del enlucido. Los demás elementos no estructurales no aportan sustancialmente a la rigidez de la estructura.

Gráfico 4.20 Evolución del periodo con el avance de la mampostería.



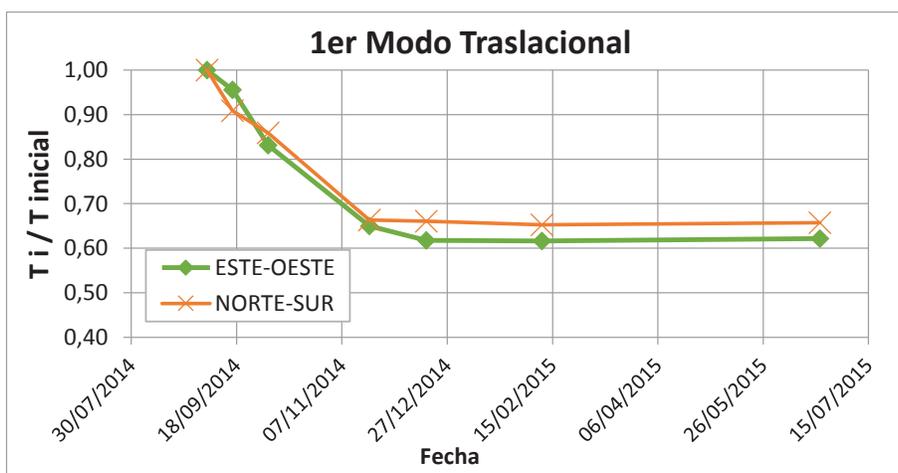
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Es importante reiterar que los valores descritos para torsión son referenciales. Esta incertidumbre se genera en cuanto a las limitaciones de la metodología utilizada. Una mayor certeza en las mismas se obtiene de la utilización de al menos dos sensores por planta. De esta manera se genera un brazo que permite definir cualquier efecto de torsión con mayor certeza. Por este motivo, las siguientes relaciones se concentran únicamente en los estados traslacionales.

En los Gráficos 4.21 y 4.22 se presenta la variación del periodo para los primeros dos modos traslacionales en cada dirección. Para esto se han normalizado los valores en función del primer periodo (ensayo cero).

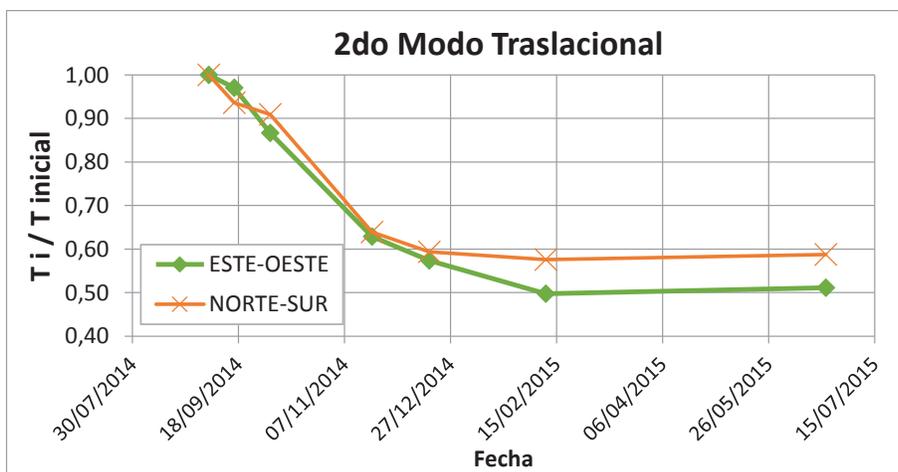
Como se observa en el Gráfico 4.21, la presencia de mampostería ha decrecido el valor del primer periodo traslacional entre los ensayos cero y seis 0,62 veces en la dirección Este-Oeste y 0,66 veces en Norte-Sur. Cabe destacar, que el ensayo cero parte de un avance en mampostería ya del 39%. Por otra parte, para el segundo modo (Gráfico 4.22), el valor del periodo disminuyó 0,51 veces en la dirección Este-Oeste y 0,59 veces en Norte-Sur.

Gráfico 4.21 Variación normalizada del 1er modo traslacional.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

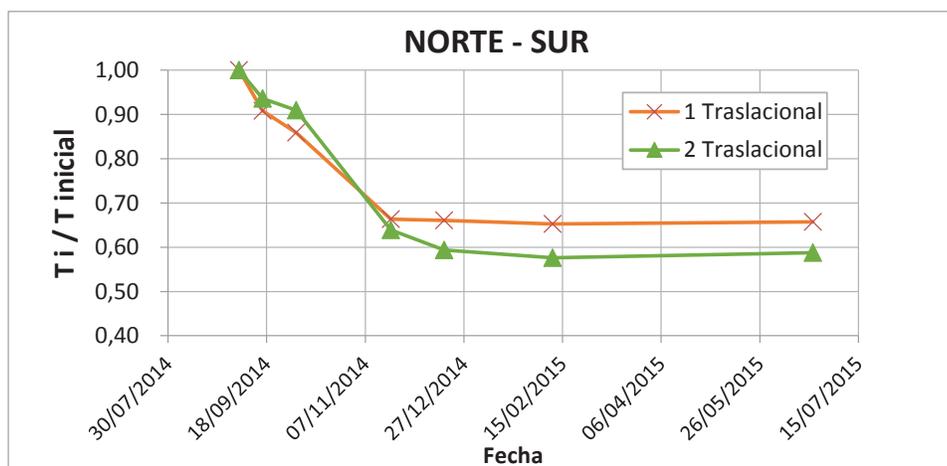
Gráfico 4.22 Variación normalizada del 2do modo traslacional.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

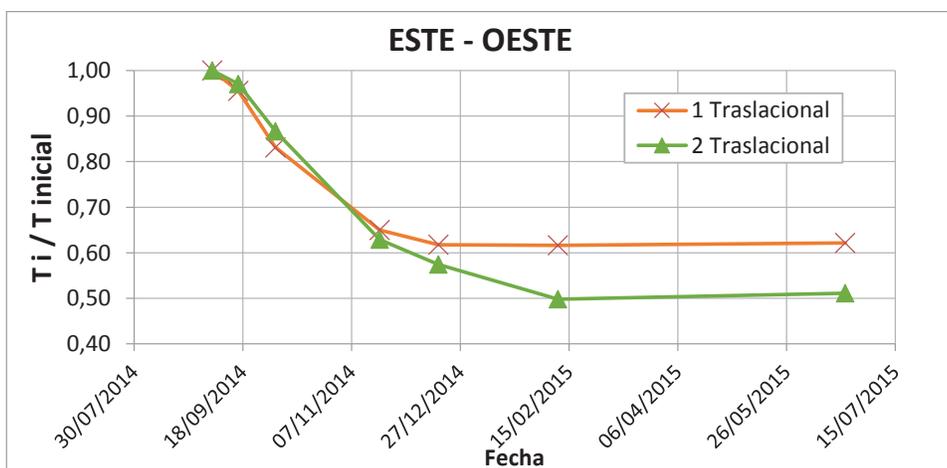
Como se evidencia el segundo modo traslacional es más sensible al efecto de la mampostería que en el primero. La tendencia de estos dos modos se visualiza de mejor manera en los gráfico 4.23 y 4.24 en las cuales se compara cada componente por separado. Allí se observa que en el primer modo el periodo para la componente Norte-Sur ya se estabiliza en el ensayo tres (93% de mampostería) mientras el segundo modo aún varía hasta el cuarto ensayo (98% de mampostería). De manera similar sucede en la componente Este-Oeste, en la cual el segundo modo se estabiliza un estado posterior al primer modo.

Gráfico 4.23 Variación normalizada de los dos primeros modos traslacionales en la dirección Norte-Sur.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 4.24 Variación normalizada de los dos primeros modos traslacionales en la dirección Este-Oeste.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

4.3. VALOR FINAL PARA EL PERIODO DE VIBRACIÓN

En la determinación del periodo natural de vibración de una estructura las masas y rigideces juegan un rol importante. Particularmente, en cuanto a la rigidez se ha evidenciado que tanto los elementos estructurales como no estructurales, principalmente mampostería y enlucidos, influyen significativamente en el decrecimiento del periodo. Por otra parte, las masas tienen un efecto contrario ya que incrementan su valor, es decir hacen más flexible el sistema.

En cuanto al estado de servicio de la estructura, para el cual el diseño estructural se proyecta, las masas pueden ser debidas a cargas muertas y cargas vivas. Las cargas muertas definidas por el peso propio de los elementos son todas las presentes ya en el ensayo seis. Por otra parte, en este ensayo no se presentan cargas vivas importantes. Aunque es cierto que las cargas vivas tienen cierta influencia en el valor final del periodo, la presencia de las mismas es variable en el tiempo. Además, un valor alto para el periodo resulta en un diseño menos conservador debido a que implica un corte basal menor. Es por este motivo, que para el diseño de una edificación deben considerarse para las masas únicamente las cargas muertas o una fracción de las vivas.

Los valores finales, correspondientes al ensayo seis son:

$$T = 0.39 \text{ s. (Norte-Sur)} ; T = 0.353 \text{ s. (Este-Oeste)}$$

Es decir, el movimiento natural más preponderante será en la dirección Norte-Sur para la cual se evidencia que la edificación es más flexible. Esto coincide con una menor densidad de paredes en esta dirección (46% del total).

4.4. RELACIÓN DE FRECUENCIAS

El comportamiento de una estructura puede ser idealizado bajo el modelo de una viga tipo Timoshenko. Boutin y otros (2005) caracteriza esta viga a partir del siguiente parámetro adimensional:

$$C = \frac{EI}{KL^2} \quad (4.1)$$

Donde,

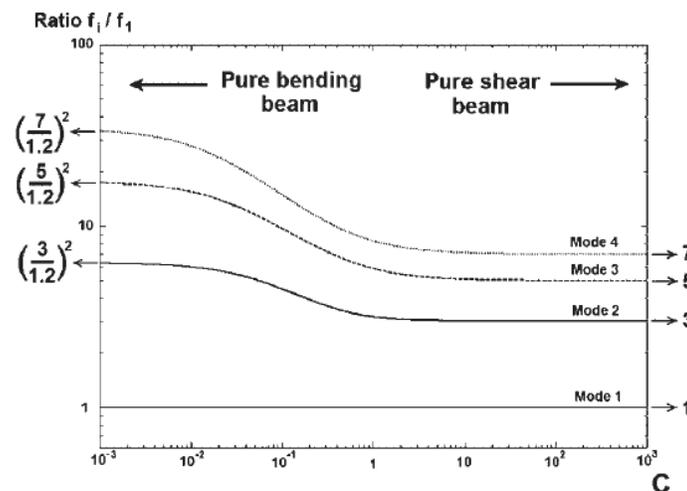
El: Rigidez a flexión [MNm²] / E: Módulo de Elasticidad [GPa] / I: Inercia [m⁴]

K: Rigidez a cortante [MN] (Boutin, C. y Hans, S., 2003)

L: $H / 2\pi$ [m]

Cuando este parámetro C tiende a cero la viga corresponde al modelo tradicional Euler-Bernoulli. Es decir, el modelo se comporta a flexión pura. Por el otro lado cuando C tiende a infinito el cortante es el que domina. Adicionalmente, Boutin asegura que la distribución de frecuencias depende de la naturaleza de la viga. Cuando la naturaleza de la viga es hacia el cortante, es decir un mayor C, entonces la relación entre frecuencias f_i/f_1 decrece. Este fenómeno se ilustra en la Figura 4.1. Como se observa en esta figura, basta con conocer la relación de frecuencias entre los dos primeros modos para determinar la naturaleza del comportamiento de la estructura.

Figura 4.1 Relación de frecuencias f_i/f_1 en función del parámetro C para definir un modelo tipo Euler-Bernoulli (flexión pura) o Timoshenko (corte puro).



Fuente: Boutin, C. et al. (2005). In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part II. Seismic integrity threshold. Earthquake engineering & structural dynamics.

A partir de todo lo dicho, en el Cuadro 4.2 se ha calculado la relación de frecuencias para los tres primeros modos traslacionales obtenidos a partir de las pruebas de vibración ambiental. Como se evidencia, la relación de frecuencias se ajusta a la

secuencia 1; 3; 5. Esto quiere decir que el edificio en estudio trabaja principalmente a cortante.

Cuadro 4.2 Relación de frecuencias entre los modos para el Edificio Alicante.

Ensayo	Dirección		Instrumentación		
			1 traslación	2 traslación	3 traslación
Cero	N-S	Valor (Hz)	1.685	4.672	8.063
		fn/f1	1.0	2.8	4.8
	E-O	Valor (Hz)	1.761	4.807	8.954
		fn/f1	1.0	2.7	5.1
Uno	N-S	Valor (Hz)	1.855	4.993	9.348
		fn/f1	1.0	2.7	5.0
	E-O	Valor (Hz)	1.843	4.953	8.588
		fn/f1	1.0	2.7	4.7
Dos	N-S	Valor (Hz)	1.962	5.139	11.02
		fn/f1	1.0	2.6	5.6
	E-O	Valor (Hz)	2.118	5.548	8.298
		fn/f1	1.0	2.6	3.9
Tres	N-S	Valor (Hz)	2.539	7.312	8.78
		fn/f1	1.0	2.9	3.5
	E-O	Valor (Hz)	2.71	7.648	11.6
		fn/f1	1.0	2.8	4.3
Cuatro	N-S	Valor (Hz)	2.551	7.867	14.53
		fn/f1	1.0	3.1	5.7
	E-O	Valor (Hz)	2.85	8.374	ND
		fn/f1	1.0	2.9	ND
Cinco	N-S	Valor (Hz)	2.582	8.112	10.71
		fn/f1	1.0	3.1	4.1
	E-O	Valor (Hz)	2.856	9.656	13.94
		fn/f1	1.0	3.4	4.9
Seis	N-S	Valor (Hz)	2.563	7.953	14.28
		fn/f1	1.0	3.1	5.5
	E-O	Valor (Hz)	2.832	9.399	15.54
		fn/f1	1.0	3.3	5.4

*ND: No determinable

Elaborado por: Raúl Paredes B.

CAPÍTULO V

ENSAYO DE MAMPOSTERÍA A COMPRESIÓN

5.1. ANTECEDENTES

Con el objetivo de calibrar un modelo computacional comparable con los resultados experimentales, se ha realizado ensayos a compresión de muretes. De estos se ha determinado la resistencia a compresión ($f'm$) y el módulo de elasticidad (E_m).

En la literatura no se ha encontrado valores referenciales para este estudio debido a tres razones. Primero, los estudios existentes se han desarrollado principalmente en bloques de carga y en su mayoría presentan valores para $f'm$ y no para E_m . Segundo, se ha ubicado una tesis referida al estudio de las propiedades mecánicas en bloques industriales (Núñez y Carrillo, 1987); sin embargo, debido a la antigüedad de la investigación tanto la calidad de los materiales y la tecnología de la maquinaria han cambiado. Tercero, el bloque utilizado del tipo industrial de 49cm de largo, sin tapas y con biseles a los costados, diferente al bloque tradicionalmente usado de 40cm de largo y con tapa. Por todos estos motivos, se ha decidido realizar ensayos en laboratorio con el bloque empleado en el edificio en estudio.

5.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Para la realización de este ensayo se ha referido a las normas ASTM-C1314-14 (*Standar Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*), ASTM-E111-04 (*Standar Test Method for Young's Modulus, Tangent Modulus, and Chord Modulus*) y NEC-SE-MP (Capítulo de Mampostería Estructural de la NEC-15).

En total se han ensayado cuatro prismas de mampostería (Fotografía 5.1). Dos sin enlucir y dos enlucidos.

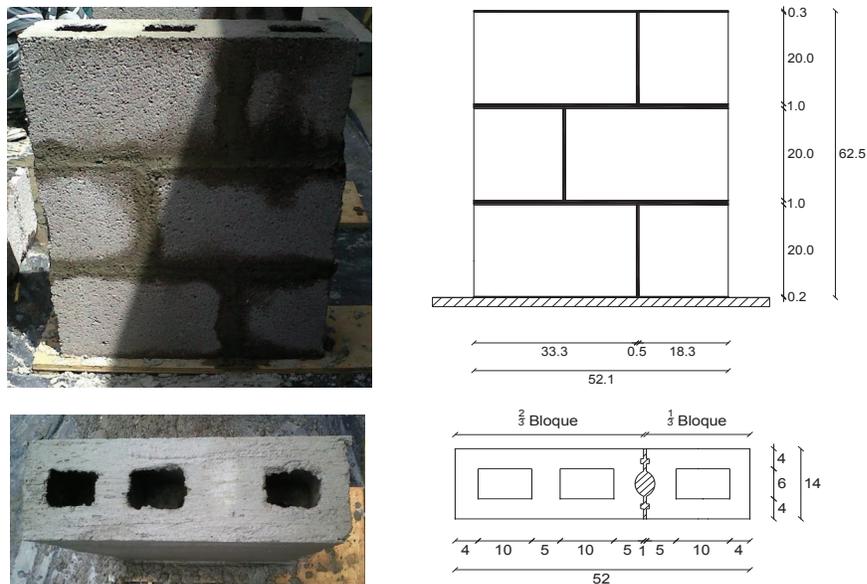
Fotografía 5.1 Prismas de mampostería enlucidos y no enlucidos, por ensayar.



5.3. GEOMETRÍA DEL PRISMA

Las dimensiones de los muretes se especifican en la Figura 5.1. En alto se colocaron tres filas de bloques. Por cada fila se dispuso de dos porciones de cada bloque de manera que se generara una traba entre fila y fila. Debido a que las paredes internas del bloque dividen a cada unidad en tercios (Figura 5.2), las porciones colocadas corresponden a $\frac{2}{3}$ y $\frac{1}{3}$ de bloque respectivamente. No se trabajó con el bloque entero debido a las dimensiones de la máquina de ensayos.

Figura 5.1 Geometría del prisma de mampostería (medidas en cm).



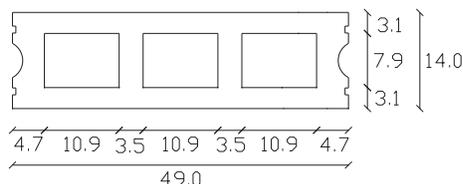
Elaborado por: Raúl Paredes B.

5.4. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES

5.4.1. CARACTERÍSTICAS DEL BLOQUE

El bloque utilizado en la realización de los prismas es de 14mm de espesor (Figura 5.2). La geometría de las caras superior e inferior difiere. Es por esto que en la figura representada se ha considerado las dimensiones promedio.

Figura 5.2 Geometría promedio, bloque de 14 cm (medidas en cm).



Elaborado por: Raúl Paredes B.

De este bloque se ensayaron tres unidades en base a la norma INEN 639:2012. Los resultados se presentan en el Cuadro 5.1 y se respaldan en el Anexo N°3.

Cuadro 5.1 Resultado del ensayo a compresión de bloques.

Probeta N°	1	2	3
Edad (días)	+ de 28 días	+ de 28 días	+ de 28 días
Altura (mm)	195.00	198.00	196.00
Largo (mm)	490.00	490.00	490.00
Ancho (mm)	140.00	140.00	140.00
Peso saturado con superficie seca (gr)	13130.00	13070.00	12960.00
Peso sumergido (gr)	7020.00	6960.00	6939.00
Peso seco (gr)	11870.00	11780.00	11690.00
Densidad (gr/cm³)	1.94	1.93	1.94
Volúmen neto (mm ³)	6118556.7	6103626.94	6025773.2
Área neta (mm²)	31377.21	30826.4	30743.74
Área bruta (mm²)	68600	68600	68600
Carga (KN)	178.1	157.2	186.1
Resistencia en el área neta (MPa)	5.68	5.1	6.05
Promedio Resistencia Neta (MPa)	5.6		
Resistencia en el área bruta (MPa)	2.6	2.29	2.71
Promedio Resistencia Bruta (MPa)	2.5		

Fuente: Anexo N°3

5.4.2. CARACTERÍSTICAS DEL MORTERO:

Para el mortero se ha utilizado una proporción cemento-arena de 1:5. Se ha buscado asemejarse de la mayor manera a las condiciones en obra. Del mortero se tomaron tres muestras. Las mismas fueron ensayadas a compresión a los 7 días, misma fecha en que se realizó los ensayos de los muretes. Los ensayos se realizaron en referencia a la norma ASTM C109. En el Cuadro 5.2 se presentan los resultados y se respaldan en Anexo N°3.

Cuadro 5.2 Resultado del ensayo a compresión de mortero.

Muestra N°	1	2	3
Edad (días)	7	7	7
Masa (g)	257.1	256.4	258.3
Ancho	50.1	50	50.5
Alto (mm)	50.1	50.3	50.1
Área (mm)	2510	2515	2530.1
Carga máxima (N)	29197	30028	30480
Resistencia fm (Mpa)	11.6	11.9	12.1
Resistencia promedio (Mpa)	11.9		

Fuente: Anexo N°3

5.4.3. CARACTERÍSTICAS DEL ENLUCIDO

Para el enlucido se utilizó arena cernida en proporción 1:5. A diferencia del mortero, para esta mezcla se dispuso de mayor cantidad de agua para emular la consistencia presentada en la Fotografía 2.8.

El espesor del enlucido aplicado fue de 5 mm, mismo tamaño que se ha empleado en el edificio Alicante. Las caras enlucidas corresponden a las caras frontal y posterior (Fotografía 5.2).

Fotografía 5.2 Enlucido de los prismas. Aplicado a los dos costados con un espesor de 0,5 cm.



5.5. ENSAYO DE LOS PRISMAS

La aplicación de la carga se realizó con una prensa hidráulica a velocidad controlada. Adicionalmente, se utilizó el cabezal y una placa metálica para garantizar la distribución de la carga. La medición de las deformaciones se realizó a través de un deformímetro instalado en un marco metálico sujeto al elemento (Fotografía 5.3). La precisión del deformímetro es de 0.001" y las lecturas se realizaron cada 500 kg de carga.

Fotografía 5.3 Ensayo de los prismas de mampostería a compresión en máquina hidráulica. Se observa la colocación del deformímetro.



Cabe señalar que de los cuatro prismas, solamente los ensayos 1 y 4 se efectuaron con el marco instalado. Esto, con motivo de verificar que el marco metálico no tenga incidencia en la resistencia del murete. Es por esta razón que de los ensayos 2 y 3 se obtuvo resultados para resistencia a compresión pero no para módulo de elasticidad.

5.6. CÁLCULOS

5.6.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

En base a la norma ASTM C1314, el esfuerzo a compresión resultante se obtiene de dividir la carga máxima resistente del murete para el área neta. Este valor se multiplica por el factor de corrección por esbeltez correspondiente del Cuadro 5.3.

Cuadro 5.3 Factor de corrección por esbeltez.

h/t	1.3	1.5	2	2.5	3	4	5
Factor Corrección	0.75	0.86	1	1.04	1.07	1.15	1.22

Fuente: ASTM C1314, 2014

Para el cálculo se utilizará los parámetros descritos en el Cuadro 5.2.

Cuadro 5.4 Parámetros utilizados para el cálculo de los prismas.

Tipo	Área Neta (cm²)	Alto (cm)	Espesor (cm)	h/t	F.C.
No enlucido	558	62.5	14.2	4.464	1.183
Enlucido	610	62.5	15.1	4.167	1.161

Elaborado por: Raúl Paredes B.

5.6.2. MODULO DE ELASTICIDAD

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 15 (2014) señala en el capítulo referente a mampostería estructural (NEC-SE-MP) que el módulo de elasticidad de la mampostería se debe determinar a partir de la curva esfuerzo-deformación

resultante del ensayo de muretes. De esta curva, el módulo de elasticidad se define a través de la pendiente de la secante entre 0.05 f'm hasta 0.33 f'm. Es decir, el módulo de elasticidad corresponde a la pendiente de la línea de tendencia que se conforma en el rango descrito.

5.7. RESULTADOS

5.7.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

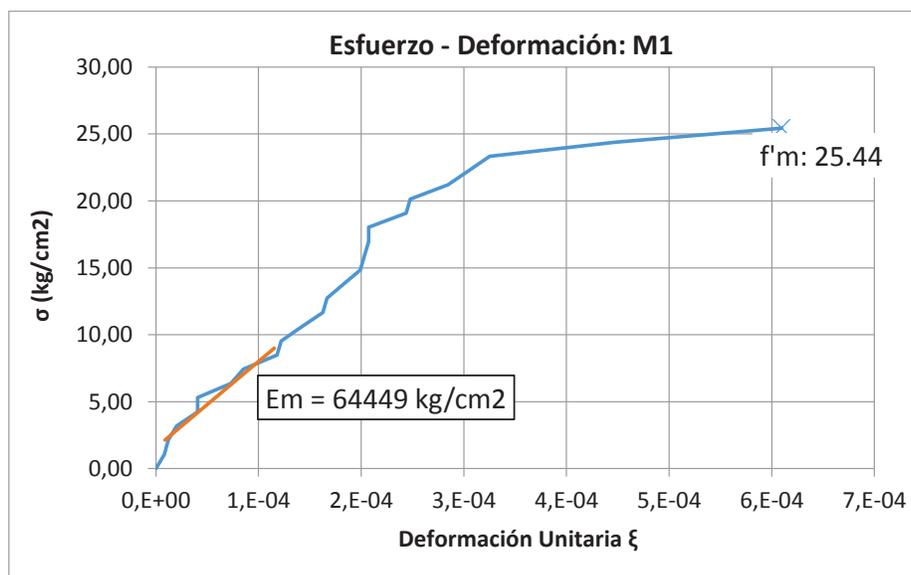
Cuadro 5.5 Resistencia a compresión (f'm) de la mampostería.

Id.	Tipo	Carga máx. kg	σ kg/cm ²	σ correg. kg/cm ²	f'm kg/cm ²	f'm promedio kg/cm ²
1	Sin enlucido	12000	21.5	25.44	25.44	22.78
2		9490	17.0	20.12	20.12	
3	Con enlucido	15140	24.8	28.82	28.82	31.60
4		18070	29.6	34.39	34.39	

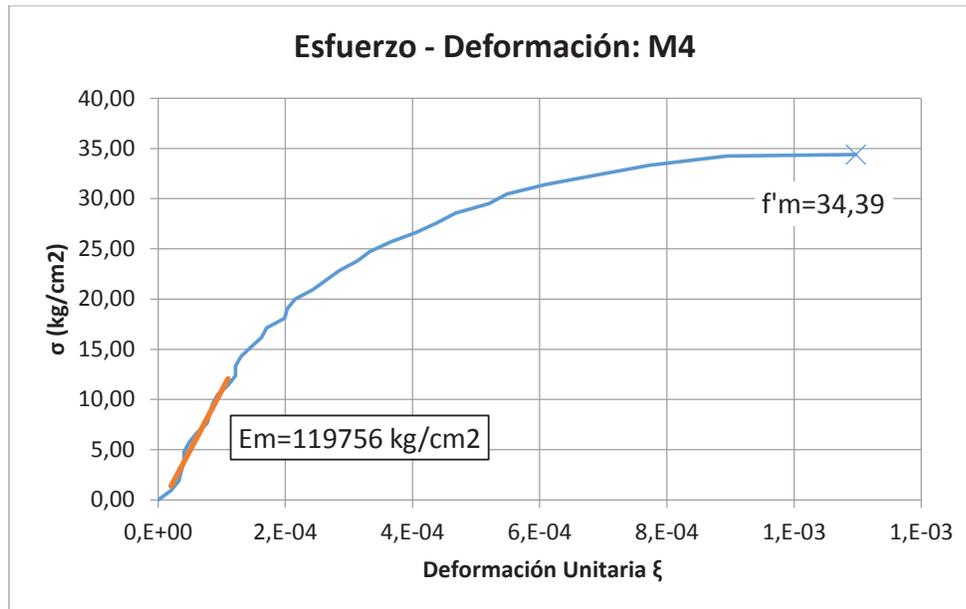
Elaborado por: Raúl Paredes B.

5.7.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD

Gráfico 5.1 Curva esfuerzo – deformación del murete 1 (sin enlucir).



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 5.2 Curva esfuerzo – deformación del murete 4 (enlucido).

Elaborado por: Raúl Paredes B.

5.7.3. RESUMEN DE RESULTADOS

En el Cuadro 5.6 se sintetizan los resultados de los ensayos a compresión de muretes. Se denota que la presencia del enlucido aumenta 1.4 veces la resistencia a la compresión de la mampostería y 1.9 veces el módulo de elasticidad.

Cuadro 5.6 Resumen de resultados para $f'm$ y E_m de los muretes ensayados.

		Sin Enlucido		Con Enlucido	
		1	2	3	4
Peso	kg	51.57	51.2	59.7	59.65
Peso promedio	kg	51.39		59.68	
$f'm$	kg	25.44	20.12	28.82	34.39
Peso por m2	Kg/m ²	158,11		183,62	
$f'm$ promedio	kg/cm ²	22.78		31.60	
$f'm$ enlucido/sin enl.	-	1.39			
E_m	kg/cm ²	6.44E+04	-	-	1.20E+05
E_m promedio	kg/cm ²	6.44E+04		1.20E+05	
E_m enlucido/sin enl.	-	1.86			

Elaborado por: Raúl Paredes B.

En las Fotografías 5.4 y 5.5 se ilustra el tipo de falla presentada de los ensayos. Para los muretes sin enlucido la grieta se desarrolló diagonalmente en las caras frontal y posterior. Esta grieta nació a partir de la junta vertical del mortero mas no agrietó al mismo. En las caras laterales no se observó fisuras. Es decir, en base a la norma ASTM C1314 se puede catalogar esta falla como rotura a cortante.

Por otra parte, para los muretes enlucidos la fisura se presentó de manera más vertical. La misma partió de la mitad de la base del prisma por las caras frontal y posterior. Así mismo, en las caras laterales se observó un agrietamiento vertical desde la base del prisma. Es decir, el modo de falla corresponde a la separación de las caras.

Fotografía 5.4 Falla en el murete sin enlucir (color rojo). Rotura a cortante.



Fotografía 5.5 Falla en el murete enlucido (color rojo). Separación de caras.



CAPÍTULO VI

MODELACIÓN TEÓRICA DE LA EDIFICACIÓN

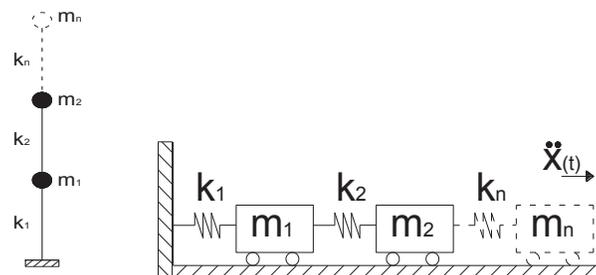
6.1. DEFINICIÓN TEÓRICA A LOS MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA.

Las propiedades dinámicas de una estructura corresponden a las características vibratorias que definen un sistema. En edificaciones, este sistema está conformado por n grados de libertad (ngdl), donde cada grado de libertad caracteriza la deformada de la estructura. Las configuraciones resultantes de los ngdl son los modos de vibración. Estas propiedades dinámicas se caracterizan por ser intrínsecas de cada estructura ya que no dependen de las fuerzas externas. Para definir estas propiedades y las configuraciones modales se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La estructura es estáticamente estable.
2. El comportamiento se analiza en el rango elástico.
3. La vibración es libre.
4. El amortiguamiento es nulo.

De acuerdo a estas consideraciones, la ecuación matricial que define el sistema discreto equivalente masa-resorte (Figura 6.1) se presenta por la ecuación 6.1. Esta está en función de las masas m , rigideces k , desplazamientos x y aceleraciones \ddot{x} .

Figura 6.1 Modelo discreto para un sistema de ngdl



Elaborado por: Raúl Paredes B.

$$[m]\{\ddot{x}\} + [k]\{x\} = 0 \quad (6.1)$$

La solución a esta ecuación diferencial tiene la forma presentada por la expresión 6.2 donde R corresponde a la amplitud, Ω a la frecuencia angular y θ el ángulo de fase. Derivando dos veces la expresión 6.2 se obtiene la solución en términos de aceleración.

$$\{x\} = \{R\} \cos(\Omega t - \theta) \quad (6.2)$$

$$\{\ddot{x}\} = -\Omega^2 \{R\} \cos(\Omega t - \theta) \quad (6.3)$$

Sustituyendo 6.2 y 6.3 en la ecuación de vibración 6.1 se tiene:

$$-\Omega^2 [m] \{R\} \cos(\Omega t - \theta) + [k] \{R\} \cos(\Omega t - \theta) = 0 \quad (6.4)$$

$$[-\Omega^2 [m] + [k]] \{R\} \cos(\Omega t - \theta) = 0 \quad (6.5)$$

Para que 6.5 no tenga solución trivial:

$$| [-\Omega^2 [m] + [k]] | = 0 \quad (6.6)$$

A la expresión 6.6 se la conoce como ecuación de frecuencias del sistema o determinante característico. Esta permite determinar las frecuencias naturales asociadas a cada modo. De esta manera, en total se obtienen n soluciones para Ω^2 . Como para Ω^2 se consideran únicamente las soluciones Ω positivas, el sistema también tendrá n soluciones para la frecuencia angular Ω , para el periodo de vibración T y para la frecuencia de vibración f . A todas estas se las conoce como las propiedades dinámicas del sistema y se relacionan a Ω a través de las siguientes expresiones:

$$T = \frac{2\pi}{\Omega} \quad (\text{periodo de vibración}) \quad (6.7)$$

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{frecuencia de vibración}) \quad (6.8)$$

Como se observa en las ecuaciones 6.6, 6.7 y 6.8 las propiedades del sistema dependen únicamente de la masa y la rigidez de la estructura.

Continuando, a partir de la ecuación 6.6 e introduciendo el vector modal Φ .

$$[-\Omega^2[m] + [k]]\{\phi\} = 0 \quad (6.9)$$

$$[m]^{-1}[k]\{\phi\} = \Omega^2\{\phi\}$$

$$[E]\{\phi\} = \Omega^2\{\phi\} \quad (6.10)$$

Donde,

$$[E] = [m]^{-1}[k]$$

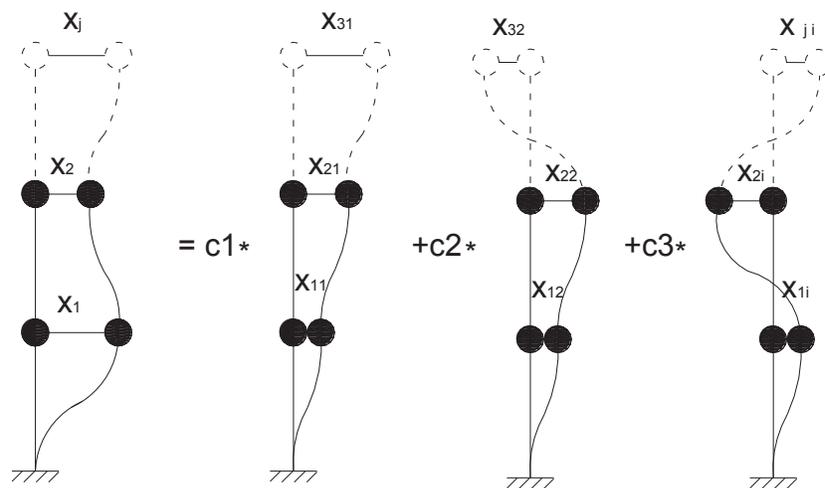
La ecuación 6.10 corresponde a un problema de valores propios, donde $\{\phi\}$ es el vector característico o Eigen vector y Ω^2 el valor característico o Eigen valor de la matriz $[E]$. Los valores resultantes para Ω^2 son los mismos que los obtenidos por la resolución del determinante de 6.6. Por otra parte la matriz de vectores $\{\phi\}$ toma la siguiente forma:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{1i} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{2i} \\ \phi_{j1} & \phi_{j2} & \phi_{ji} \end{bmatrix}$$

$$\begin{array}{ccc} \uparrow & \uparrow & \uparrow \\ \{\phi_1\} & \{\phi_2\} & \{\phi_i\} \end{array}$$

Estos vectores $\{\phi\}$ permiten definir la configuración de la deformada del sistema en coordenadas generalizadas como se ilustra en la Figura 6.2. Para cada modo i se define una coordenada generalizada j .

Figura 6.2 Configuración de la deformada del sistema. En cada modo i se presenta una coordenada generalizada j .



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Así mismo, otra propiedad dinámica de un sistema es la masa modal efectiva (M_{eff}). Esta representa la cantidad de masa colaborante en cada modo i . La misma permite relacionar el porcentaje de movimiento que participa en cada modo de vibración. Por lo general, para el primer modo absorbe la mayor masa modal efectiva y por eso se lo denomina periodo fundamental de vibración. La masa modal efectiva se determina por la expresión 6.11.

$$M_{eff}(i) = \frac{L^2}{M_i} = \frac{(\{\phi_i\}^T [m] \{I\})^2}{\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}} \quad (6.11)$$

Donde, al vector L se lo conoce como vector de excitación sísmica modal y M_i masa generalizada correspondiente al modo i . En definitiva la sumatoria de masas efectivas de cada modo corresponde a la masa total del sistema. Por tanto, el coeficiente de participación modal de la masa corresponde al porcentaje de masa efectiva de cada modo i respecto a la masa total.

La masa modal efectiva es una propiedad dinámica importante para el análisis sísmico ya que permite definir la demanda de cortante basal (V). Esta fuerza se presenta por la expresión 6.12 donde S_a es la aceleración correspondiente a cada modo.

$$V(i) = M_{eff}(i) * S_a(i) \quad (6.12)$$

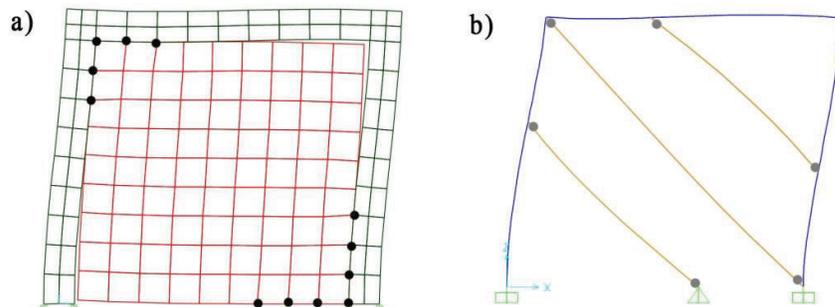
6.2. METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA NO CONFINADA

Es bien conocido que la mampostería no estructural y no confinada ejerce una seria influencia en el comportamiento de las estructuras. Esta influencia no siempre tiende por el lado de la seguridad ya que altera la configuración estructural originalmente planteada. Además, rigidiza localmente ciertas zonas desarrollando efectos no considerados como columna corta, piso blando o torsión en planta. La mampostería además es un elemento de compleja predicción ya que son diversos los factores que intervienen en la misma, por ejemplo, la anisotropía del material, la conexión panel-estructura y los numerosos modos de falla. Es por estos motivos que la modelación de la misma ha sido ignorada bajo la premisa de ser un elemento únicamente de uso arquitectónico. Debido a esta problemática, diferentes técnicas se han desarrollado para reducir la incertidumbre causada por la mampostería en la modelación. Estas se dividen principalmente en dos:

- a) Micro-modelado: Este tipo de modelo se basa en elementos finitos para la representación en detalle de los efectos locales producidos. Debido a la composición que posee la mampostería no confinada, resulta necesario para la modelación considerar tres tipos de elementos. Primero, un marco o pórtico que defina la estructura. Segundo, un área (shell/panel) para la mampostería y finalmente elementos interfase que permitan representar la interacción entre el panel y el marco. Este método ofrece un contexto más realista de los efectos analizados; sin embargo, implica mayores esfuerzos en la modelación. (Crisafulli et al. 2000).
- b) Macro-modelado: Este otro grupo desarrolla un modelo más simplificado a través del cual se representa el efecto global de la mampostería ante cargas laterales. Para esta simplificación se considera un puntal diagonal a compresión. El mismo atraviesa el panel conectando las esquinas de los pórticos. En algunos casos se consideran dos y hasta tres puntales para mejores efectos. Crisafulli define este método como, “altamente aceptado en nuestros días por ser una manera simple y racional de describir la influencia

de la mampostería en paneles no confinados”. La definición de este modelo se basa principalmente en determinar un ancho equivalente para el puntal diagonal. Este ancho equivalente ha sido tema de investigación de diversos autores y sus conclusiones se presentan en la sección 6.2.

Figura 6.3 Técnicas de modelación de mampostería. a) Micro-modelación. b) Macro-modelación.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

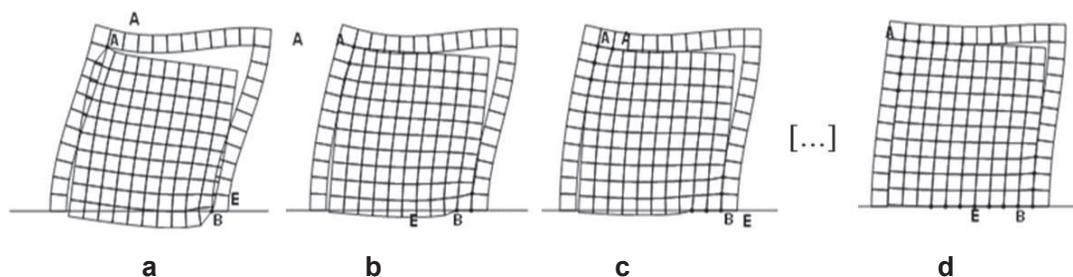
6.2.1. MICRO-MODELADO DE MAMPOSTERÍA NO CONFINADA

Como ya se mencionó previamente, el modelado por elementos finitos bajo cargas laterales debe su complejidad a que debe considerarse un correcto enlace entre el panel de mampostería y el marco de la estructura. Esto ya que en la mampostería no confinada no existe transferencia de esfuerzos de tensión entre las partes. Es decir, se debe verificar que en el modelo la mampostería únicamente se conecte con la estructura bajo esfuerzos de compresión. Debido a esto, la modelación tiende a un proceso iterativo que además depende de las cargas que se apliquen. Esta metodología la desarrolla Asteris (2008) a través de los siguientes pasos:

1. Inicialmente el panel se conecta al marco de la estructura que lo rodea únicamente en los puntos de las esquinas de la diagonal a compresión (Figura 6.4 a).
2. Se calculan los desplazamientos y fuerzas nodales.
3. Se chequea si los nodos del panel se superponen a los del pórtico (Figura 6.4 b)

4. Si los nodos del panel sí se superponen con los del pórtico, entonces se conectan los nodos vecinos a los previamente conectados y se repite el proceso de los pasos 2 y 3 (Figura 6.4 c).
5. Si el panel ya no se superpone más con el pórtico, entonces se comprueba que no se presenten nodos en contacto que trabajen a tensión. Para esto se revisa los esfuerzos en dirección x para los costados laterales del panel (parte vertical de la interfase) y los esfuerzos en y para los costados superior e inferior del mismo (parte horizontal de la interfase).
6. Si no se producen efectos de tensión en los nodos conectados, entonces el proceso termina allí (Figura 6.4 d). Por otro lado si es que sí se presentan, se desconecta el nudo y se repite el proceso desde el paso 2.

Figura 6.4 Deformadas sucesivas de un pórtico con mampostería a medida que se conectan los nodos.



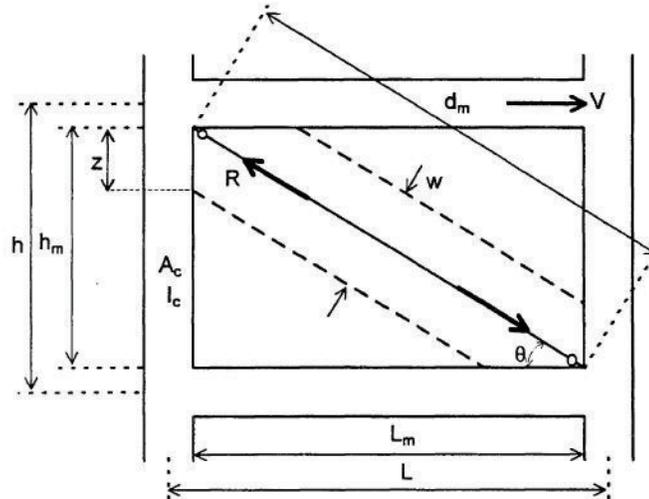
Fuente: Asteris, P. (2008). Finite element micro-modeling of infilled frames. Electronic Journal of Structural Engineering.

6.2.2. MACRO-MODELADO DE MAMPOSTERÍA NO CONFINADA

El uso de puntales (*struts*) equivalentes para el modelado de mampostería no confinada se presenta como un sistema simplificado para el estudio de edificaciones sometidas a cargas laterales. Para definir este sistema se considera un puntal con resistencia únicamente a compresión y con rótulas en sus extremos (Figura 6.5). El mismo tendrá un espesor igual al de la pared y estará compuesto con las mismas características del material de la mampostería. La variable consiste en calcular el ancho efectivo del puntal diagonal (w). Para este cometido los

autores han definido diferentes expresiones, algunas de las cuales se presentan a continuación.

Figura 6.5 Variables en la definición del ancho efectivo del puntal diagonal.



Fuente: Crisafulli, F., Carr, A., Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering.

Holmes, 1961:

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (6.13)$$

Donde,

W: Ancho equivalente del puntal diagonal.

dm: Longitud del puntal diagonal.

Stafford Smith, 1969:

Define el parámetro de rigidez equivalente panel-marco.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m * t * \text{sen}(2\theta)}{4 * E_c * I_c * h_m}} * h \quad (6.14)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_m}{L_m} \right)$$

Donde,

λ : Parámetro de rigidez equivalente del puntal.

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería.

t: espesor de la mampostería

hm y Lm: alto y largo de la mampostería (Figura 6.5)

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

Ic: Inercia de la columna

h: Alto del pórtico (Figura 6.5)

θ : Ángulo de inclinación del puntal sobre la horizontal.

Mainstone, 1971:

$$w = 0.16 * dm * \lambda^{-0.3} \quad (6.15)$$

Mainstone & Weeks, 1970:

Esta ecuación está incluida en FEMA-274 y FEMA-306.

$$w = 0.175 * dm * \lambda^{-0.4} \quad (6.16)$$

Bazan & Meli, 1980:

Para la aplicación de este modelo se debe cumplir:

$$0.75 \leq \xi \leq 2.50, \text{ donde: } \xi = \frac{Lm}{h}$$

Si esta expresión se cumple entonces,

$$w = (0.35 + 0.22\beta) * h \quad (6.17)$$

$$\beta = \frac{Ec * Ac}{Gm * Am}, \quad 0.9 \leq \beta \leq 11$$

$$Am = Lm * t$$

Donde,

Ac: Área de la columna

Gm: Módulo de corte de la mampostería

Am: Área de la mampostería en el plano horizontal

Liaw & Kwan, 1984:

$$w = \frac{0.95 \text{sen}(2\theta)}{2\sqrt{\lambda}} dm \quad (6.18)$$

Paulay & Priestley, 1992:

$$w = 0.25 * dm \quad (6.19)$$

Modelo de tres puntales:

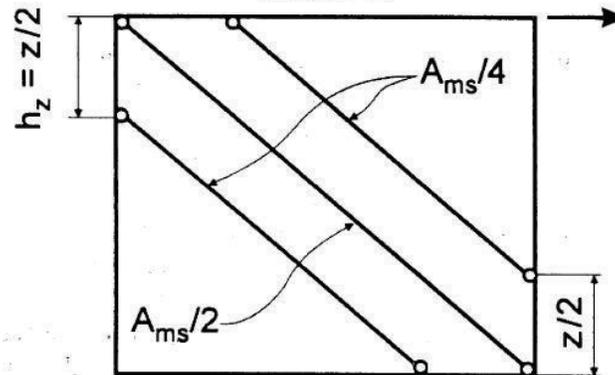
Crisafulli (2000) concluye que a pesar de la simplicidad que representa el modelo de un puntal, los resultados que se pueden obtener son adecuados. Sin embargo, un modelo más refinado y realista que represente de mejor manera los esfuerzos de momento y cortante en la estructura por efecto de la mampostería por cargas laterales resulta a partir de un modelo de tres puntales (Figura 6.6). Para esto basándose en la distancia de contacto z , definida por Stafford Smith (1967, 1969) y descrita en la fórmula 6.20 se puede adicionar dos puntales secundarios a una distancia $z/2$ del puntal principal. El área total equivalente del puntal A_m , definido ya en base al ancho equivalente (w) por el espesor (t), se reparte en un 50% para el puntal central y en 25% a cada uno de los puntales secundarios. Esto se observa de mejor manera en Figura 6.6.

$$\text{Longitud de contacto: } z = \frac{\pi}{2\lambda} * h \quad (6.20)$$

$$\text{Área total del puntal: } A_m = w * t \quad (6.21)$$

$$\text{Dimensiones de los puntales: } A_{m \text{ princ.}} = \frac{A_m}{2} \quad ; \quad A_{m \text{ sec.}} = \frac{A_m}{4} \quad (6.22)$$

Figura 6.6 Definición del modelo de tres puntales.



Fuente: Crisafulli, F., Carr, A., Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering.

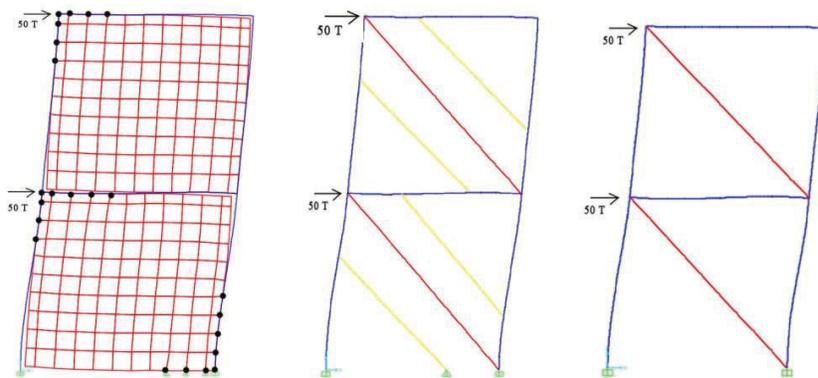
6.3. SELECCIÓN DE UN MODELO APROPIADO

En base a lo visto, la correcta modelación por elementos finitos (macro-modelado) conlleva un proceso iterativo. En el estudio completo de la edificación este proceso se vuelve extenso ya que deberían considerarse las deformaciones de todos los paneles simultáneamente. Por este motivo, la definición de puntales diagonales se ofrece como una alternativa también coherente y simplificada.

Como se pudo evidenciar en la sección 6.2.2, diferentes criterios se han desarrollado en torno a la definición del ancho equivalente del puntal. Es por este motivo que a continuación se evaluará las diferentes expresiones descritas considerando las propiedades de los materiales utilizados en el edificio de estudio.

Para cumplir con este cometido, se ha comparado los resultados obtenidos para periodo, derivas, momentos y cortantes bajo cargas laterales de 50 T en un pórtico sencillo (Figura 6.7). Este pórtico consiste de un vano de dos pisos. El mismo se ha modelado de acuerdo a tres tipologías. Estas tipologías corresponden al método de elementos finitos, el método de los tres puntales y el método de un puntal.

Figura 6.7 Modelo simple para la comparación de resultados ante carga lateral. Se presentan los modelos con elementos finitos y los modelos de puntales con uno y tres puntales.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

El pórtico de dos pisos mostrado en la Figura 6.7 tiene por dimensiones 3 m entre ejes y 2.73 m de entrepiso. Misma altura que se presenta en la edificación. Para este modelo se ha considerado tanto en vigas como en columnas una sección de 30x30 cm en hormigón armado. Para la mampostería por elementos finitos se ha utilizado bloque hueco de 9 cm que equivale a 8.8 cm macizo (sección 6.15).

Las propiedades de los materiales utilizados en la modelación se resumen en el Cuadro 6.1.

Cuadro 6.1 Definición de materiales para el modelado

Hormigón Armado			
γ	2.40	T/m ³	Peso por unidad de volumen.
f_c	210	Kg/cm ²	Según planos estructurales.
μ	0.2	-	Módulo de Poisson.
E	2153811	T/m ²	NEC15 $E_c = 4.7\sqrt{f'_c}$, E_c [GPa] y f'_c [MPa].
G	897421	T/m ²	Módulo de Corte $G=E / 2(1+\mu)$.
Mampostería			
γ	0	T/m ³	Peso por unidad de volumen.
f_m	22.78	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión.
M	0.25	-	Módulo de Poisson.
E_m	644490	T/m ²	Módulo de Elasticidad. Capítulo 5.
G_m	257796	T/m ²	Módulo de Corte $G=E / 2(1+\mu)$.

Elaborado por: Raúl Paredes B.

El peso del material mampostería se considera como nulo debido a que el ancho equivalente no refleja el volumen real del panel. Este valor se cargará manualmente en la estructura.

En el Cuadro 6.2 se resumen las variables necesarias para el cálculo de las expresiones 6.13 a la 6.19 descritas en la sección 6.2.2. En el Cuadro 6.3 se presentan los anchos equivalentes calculados en base a las propuestas. En la misma tabla se hace contexto tanto al ancho equivalente w necesario para el modelo de un puntal como la equivalencia para definir por tres puntales (expresión 6.22). Cabe destacar que para las dimensiones del panel de mampostería se ha descartado las secciones de vigas y columnas.

Cuadro 6.2 Resumen de propiedades para el cálculo de las expresiones.

Panel			Material		
$h=$	2.73	m	$E_c=$	2153811	T/m ²
$h_m=$	2.73	m	$E_m=$	644490	T/m ²
$L=$	3	m	$G_m=$	257796	T/m ²
$L_m=$	3	m	Rigidez Equivalente del puntal		
$\Theta=$	0.738	rad	$\lambda h=$	3.75	
$t=$	0.088	m	Longitud de contacto		
$d_m=$	4.06	m	$z=$	1.144	m
Columna			$z/2=$	0.572	m
$b_c=$	0.3	m	$z_h=$	0.52	m
$h_c=$	0.3	m	Coefficientes para Bazan		
$l_c=$	0.000675	m ⁴	$\xi=$	1.10	($0.75 \leq \xi \leq 2.5$)
$A_c=$	0.09	m ²	$\beta=$	2.85	($0.9 \leq \beta \leq 11$)

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Cuadro 6.3 Dimensión del ancho equivalente resultante en cada expresión.

	1 Puntal		3 Puntales		
	w/d_m	w (m)	A_{ms}	w puntal principal (m)	w puntal secundario (m)
Holmes	0.33	1.35	0.119	0.676	0.338
Paulay	0.25	1.01	0.089	0.507	0.254
FEMA	0.108	0.44	0.038	0.218	0.109
Liauw	0.126	0.51	0.045	0.256	0.128
Mainstone	0.103	0.42	0.037	0.209	0.105
Balzan		2.67	0.235	1.333	0.667

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.3.1. RESULTADOS DEL MODELO SIMPLE:

Para la evaluación de los resultados se compara cada una de las propuestas con los resultados obtenidos por elementos finitos (MEF). Adicionalmente se menciona los resultados para el pórtico sin paredes. En los Cuadros 6.4 y 6.5 se presenta la validación para periodos y derivas respectivamente. De los mismos se observa que para periodos la expresión más aconsejable es la de Holmes con 1 puntal y para derivas la de Bazan con 3 puntales.

Cuadro 6.4 Valoración de periodos para las expresiones.

Expresión	Tipo	Periodo (s)	Error relativo
MEF	-	0.0423	-
Holmes	3 Puntales	0.0447	6%
	1 Puntal	0.043	1%
Paulay	1 Puntal	0.047	11%
FEMA	1 Puntal	0.062	48%
Liauw	1 Puntal	0.060	41%
Mainstone	1 Puntal	0.063	50%
Bazan	3 Puntales	0.036	-15%
	1 Puntal	0.034	-20%
Sin Pared	-	0.121	185%

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Cuadro 6.5 Valoración de derivas para las expresiones.

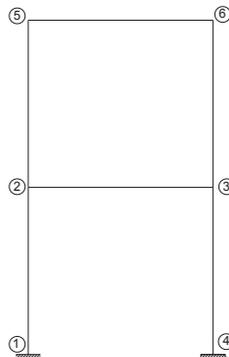
Expresión	Tipo	1er Piso (cm)	Error relativo (%)	2do Piso (cm)	Error relativo (%)
MEF	-	0.78	-	1.43	-
Holmes	3 Puntales	1.25	60	2.08	45
	1 Puntal	1.14	46	1.88	31
Paulay	1 Puntal	1.39	78	2.28	59
FEMA	1 Puntal	2.47	217	4.1	187
Liauw	1 Puntal	2.26	190	3.73	161
Mainstone	1 Puntal	2.55	227	4.24	197
Balzan	3 Puntales	0.78	0	1.32	-8
	1 Puntal	0.69	-12	1.16	-19
Sin Pared	-	8.47	986	16.20	1033

Elaborado por: Raúl Paredes B.

En los cuadros 6.7 y 6.8 se presenta la valoración respecto a momentos y cortantes. Los puntos referidos en las tablas se representan en la Figura 6.8. La valoración se ha considerado en función del error absoluto (Δ) de cada expresión respecto a MEF.

Adicionalmente, se han considerado pesos para el cálculo de los errores (Cuadro 6.6). Estos pesos permiten resaltar los valores de mayor interés durante la comparación entre las diferentes metodologías. Es decir se han dividido los valores resultantes en tres grupos, escalando las magnitudes inferiores y resaltando los valores absolutos más grandes.

Figura 6.8 Esquema para la presentación de resultados.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Cuadro 6.6 Tabla de pesos para la valoración de los esfuerzos.

Pesos para Momentos		Pesos para Cortantes	
Rango	Peso	Rango	Peso
$0 \leq M < 6$	0.5	$0 \leq V < 10$	0.5
$6 \leq M < 12$	0.75	$10 \leq V < 20$	0.75
$12 \leq M < 18$	1	$20 \leq V < 35$	1

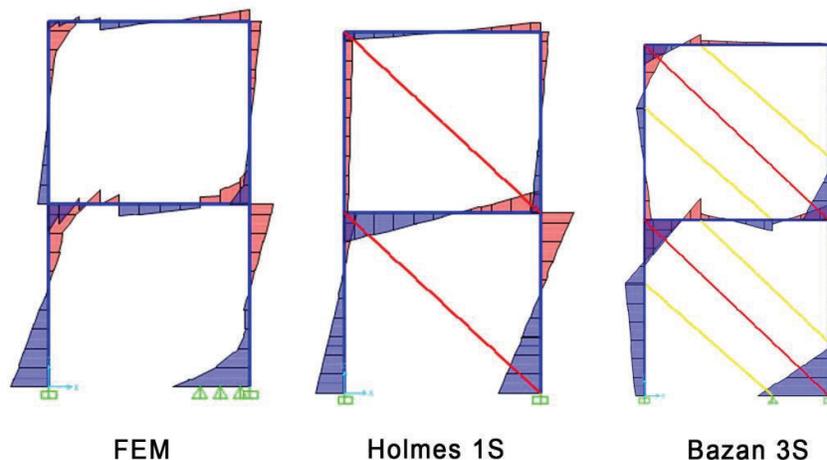
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Cuadro 6.7 Valoración de momentos para las expresiones (en toneladas metro).

		MOMENTOS									
		MEF		Holmes 3S		Holmes 1 S		Balzan 1S		Bazan 3S	
Tramo	Punto	Val.	Pesos	Val.	Δ	Val.	Δ	Val.	Δ	Val.	Δ
1_2	1	8.29	0.75	7.11	0.88	9.04	0.56	4.13	3.12	2.87	4.07
	2	-8.21	0.75	-14.49	4.71	-1.78	4.82	-0.15	6.05	-10.17	1.47
2_3	2	5.77	0.5	15.93	5.08	8.99	1.61	5.41	0.18	12.06	3.15
	3	-7.65	0.75	-8.41	0.57	-6.81	0.63	-3.03	3.47	-3.9	2.81
3_4	3	-5.03	0.5	-5.91	0.44	-10.32	2.65	-7.2	1.09	-2.8	1.12
	4	16.73	1	24.59	7.86	12.81	3.92	8.21	8.52	19.41	2.68
2_5	2	2.57	0.5	-1.89	2.23	-3.78	3.18	-1.41	1.99	-1.33	1.95
	5	-6.69	0.75	-8.46	1.33	-2.49	3.15	-1.21	4.11	-6.52	0.13
5_6	5	1.76	0.5	6.82	2.53	2.19	0.22	0.97	0.40	5.06	1.65
	6	-2.5	0.5	-1.48	0.51	-3.03	0.27	-1.8	0.35	-0.2	1.15
6_3	6	-2.28	0.5	-1.68	0.30	-2.73	0.23	-1.58	0.35	-0.36	0.96
	3	4.6	0.5	7.95	1.68	2.63	0.99	2.5	1.05	7.26	1.33
Δ Prom.					2.34		1.85		2.56		1.87
Δ máx					7.86		4.82		8.52		4.07

Elaborado por: Raúl Paredes B

Figura 6.9 Diagramas de momento para las principales expresiones.



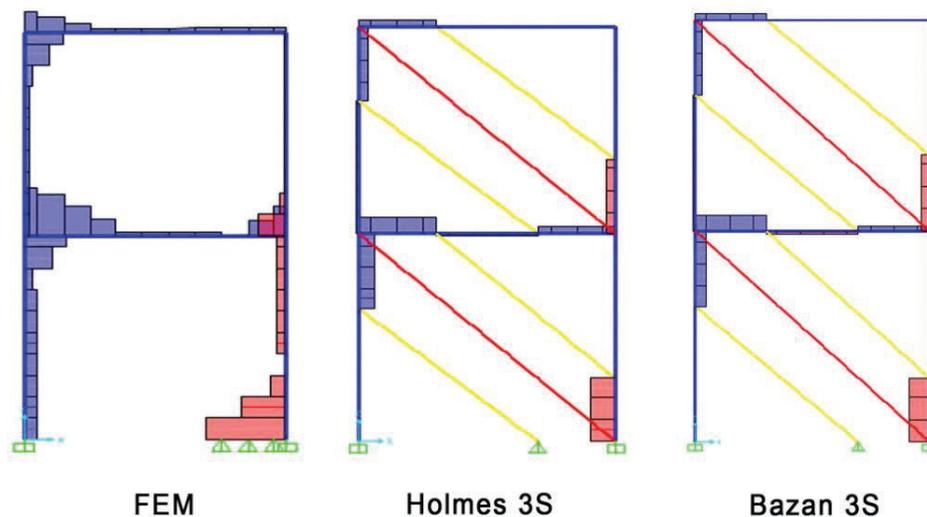
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Cuadro 6.8 Valoración de cortantes para las expresiones (valores en toneladas).

		CORTANTES									
		MEF	Pesos	Holmes 3S		Holmes 1 S		Balzan 1S		Bazan 3S	
Tramo	Punto	Val.		Val.	Δ	Val.	Δ	Val.	Δ	Val.	Δ
1_2	1	5.38	0.5	1.11	2.14	4.70	0.34	1.57	1.91	-1.62	3.50
	2	6.16	0.5	20.06	6.95	4.70	0.73	1.57	2.30	15.73	4.79
2_3	2	21.65	1	22.46	0.81	4.98	16.67	2.52	19.13	19.55	2.10
	3	13.37	0.75	9.17	3.15	5.59	5.84	3.14	7.67	5.74	5.72
3_4	3	-3.99	0.5	-2.92	0.54	-8.47	2.24	-5.64	0.83	-0.15	1.92
	4	-31.51	1	-30.07	1.44	-8.47	23.04	-5.64	25.87	-26.41	5.10
2_5	2	1.81	0.5	-2.21	2.01	0.57	0.62	-0.08	0.95	-2.4	2.11
	5	15.04	0.75	10.66	3.29	0.57	10.85	-0.08	11.34	8.88	4.62
5_6	5	9.64	0.5	9.84	0.10	1.45	4.10	0.63	4.51	8.29	0.68
	6	2.21	0.5	0.72	0.75	2.07	0.07	1.25	0.48	-0.16	1.19
6_3	6	-1.45	0.5	0.68	1.07	-1.97	0.26	-1.49	0.02	1.08	1.27
	3	-10.9	0.75	-10.95	0.04	-1.97	6.70	-1.49	7.06	-9.7	0.90
Δ Prom.					1.86		5.95		6.84		2.82
Δ máx					6.95		23.04		25.87		5.72

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Figura 6.10 Diagramas de cortante para las principales expresiones.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

De la valoración para momentos, Cuadro 6.7, se observa que los resultados más semejantes surgen de la expresión de Holmes con 1 puntal. Por otra parte, para cortantes, Cuadro 6.8, se infiere tanto el método de Holmes de 3 puntales como el de Bazán de 3 puntales. En las Figuras 6.9 y 6.10 se presentan gráficamente estos resultados.

Adicionalmente, en el Cuadro 6.9 se expone la diferencia para cortantes y momentos cuando se considera la modelación de la mampostería. Para este análisis se ha considerado el modelo MEF (con paredes) y el pórtico solo estructura (sin paredes). Cabe destacar que esta diferencia no puede ser generalizada a la edificación completa ya que la mayor parte de las paredes no se encuentran embebiendo los pórticos.

Cuadro 6.9 Comparación momentos y cortantes en pórtico sencillo para los modelos con y sin pared.

Tramo	Pto.	MOMENTOS				CORTANTES			
		Con Pared		Sin Pared		Con Pared		Sin Pared	
		Val.	Peso	Val.	Diferencia (%)	Val.	Peso	Val.	Diferencia (%)
1_2	1	8.29	0.75	84.48	-689	5.38	0.5	50.76	-422
	2	-8.21	0.75	-54.1	-419	6.16	0.5	50.76	-362
2_3	2	5.77	0.5	79.19	-636	21.65	1	52.91	-144
	3	-7.65	0.75	-80.43	-714	13.37	0.75	53.53	-225
3_4	3	-5.03	0.5	-51.52	-462	-3.99	0.5	-49.24	-567
	4	16.73	1	82.91	-396	-31.51	1	-49.24	-56
2_5	2	2.57	0.5	28.97	-514	1.81	0.5	26.62	-685
	5	-6.69	0.75	-43.7	-415	15.04	0.75	26.62	-58
5_6	5	1.76	0.5	40.2	-1092	9.64	0.5	27.21	-91
	6	-2.5	0.5	-42.31	-796	2.21	0.5	17.83	-353
6_3	6	-2.28	0.5	-38.8	-801	-1.45	0.5	-23.38	-756
	3	4.6	0.5	25.08	-223	-10.9	0.75	-23.38	-86
Variación promedio					-596				-317

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Finalmente, a partir del análisis teórico presentado, bajo los parámetros utilizados, la expresión más adecuada no es única y depende de lo que se desea obtener. En el Cuadro 6.10 se resumen estas expresiones.

Cuadro 6.10 Expresiones obtenidas para el cálculo del ancho equivalente del puntal según el objetivo de cálculo.

Objetivo	Propuesta	# Puntales	Ancho equivalente
Periodos	Holmes	1	$0.33 \cdot d_m$
Derivas	Bazan	3	$w = (0.35 + 0.22\beta) \cdot h$
Momentos	Holmes	1	$0.33 \cdot d_m$
Cortantes	Holmes	3	$0.33 \cdot d_m$
	Bazan	3	$w = (0.35 + 0.22\beta) \cdot h$

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4. MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Para el desarrollo teórico de la edificación se ha elaborado diversos modelos computacionales. Primeramente se ha determinado los periodos de vibración de manera que pueda validarse los modelos con los resultados experimentales. Una vez realizado esto se obtendrá las participaciones modales de la masa y la configuración de los principales modos de vibración.

A continuación se definen los parámetros utilizados en la modelación.

6.4.1. DEFINICIÓN DE ELEVACIONES:

La altura utilizada para entrepiso ha sido de 2.88 m. En el Cuadro 6.11 se resumen las elevaciones de cada uno de los niveles. Considérese N+0,00 como nivel de vereda.

Cuadro 6.11 Altura y elevaciones del modelo

Losa	Altura (m)	Elevación (m)	Área Piso (m²)
Losa11	2,88	27,72	8,21
Losa10	1,80	24,84	4,68
Losa9	2,88	23,04	150,29
Losa8	2,88	20,16	517,16
Losa7	2,88	17,28	530,82
Losa6	2,88	14,40	530,82
Losa5	2,88	11,52	530,82
Losa4	2,88	8,64	530,82
Losa3	2,88	5,76	530,82
Losa2	2,88	2,88	716,53
Losa1	2,88	0,00	911,75
Contrapiso	1,00	-2,88	873,92
Cimentación Muro	1,36	-3,88	-
Cimentación Col.	-	-5,24	-

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES:

Material hormigón armado

γ	2.40	T/m ³	Peso por unidad de volumen.
$f'c$	210	Kg/cm ²	Dato suministrado por constructora.
μ	0.2		Módulo de Poisson.
E	215381	kg/m ²	NEC15 $E_c = 4.7\sqrt{f'c}$, E_c [GPa] y $f'c$ [MPa].
G	815140	kg/cm ²	Módulo de Corte $G=E / 2(1+\mu)$.

Material mampostería

γ	0	kg/m ³	Peso por unidad de volumen.
$f'm$	22.8	kg/cm ²	Resistencia a la compresión (Capítulo 5).
μ	0.25		Módulo de Poisson.
E_m	64449	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad (Capítulo 5).
G_m	25780	kg/cm ²	Módulo de Corte $G=E / 2(1+\mu)$.

Material mampostería enlucida

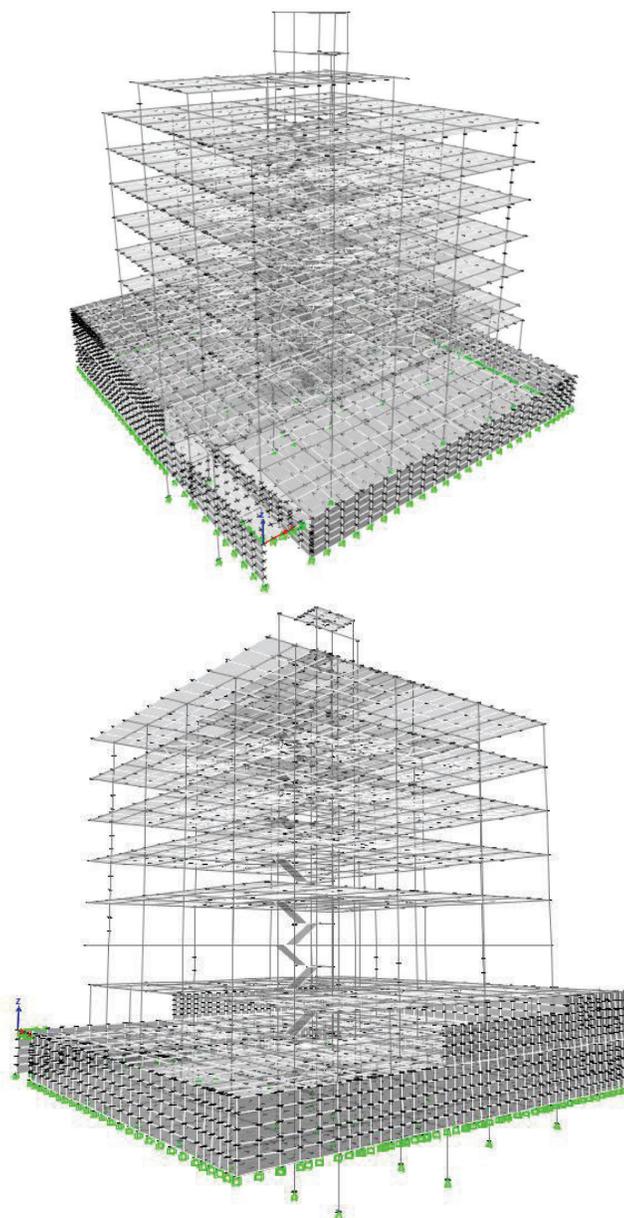
γ	0	T/m ³	Peso por unidad de volumen.
$f'm$	31.5	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión (Capítulo 5).
μ	0.25		Módulo de Poisson.
E_m	119756	T/m ²	Módulo de Elasticidad (Capítulo 5).
G_m	47902	T/m ²	Módulo de Corte $G=E / 2(1+\mu)$.

El peso propio de los elementos mampostería se toma como nulo debido a que el método de puntales no refleja el volumen real de cada panel. Por esta razón se cargará manualmente sobre cada losa el valor calculado.

6.4.3. MODELACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

La modelación de la estructura (Figura 6.11) se ha desarrollado en base a los planos estructurales facilitados por la constructora y a observaciones en obra. Los parámetros utilizados se describen en las siguientes secciones.

Figura 6.11 Modelo de la estructura del edificio Alicante.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.3.1. Secciones pórtico:

Los elementos del pórtico se han modelado como elementos *frame*. Las secciones de los mismos se sintetizan en el Cuadro 6.12 y se distribuyen de acuerdo a lo especificado en la Sección 2.3.3 (Elementos Marco). Cabe mencionar que las inercias no se han considerado agrietadas.

Cuadro 6.12 Secciones de los elementos pórtico

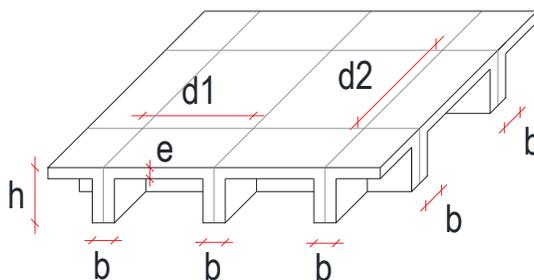
Nombre	Material	Forma	t3	t2	Área	I22	I33
			cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
Cadenas							
Cadena 20x20	fc210	Rectangular	20	20	400	13333.3	13333.3
Cadena 20x30	fc210	Rectangular	20	30	600	45000	20000
Columnas							
COL. 70x50	fc210	Rectangular	50	70	3500	1429166.7	729166.7
COL. 20x40	fc210	Rectangular	40	20	800	26666.7	106666.7
COL. 30x30	fc210	Rectangular	30	30	900	67500	67500
COL. 40x40	fc210	Rectangular	40	40	1600	213333.3	213333.3
COL. 40x60	fc210	Rectangular	60	40	2400	320000	720000
COL. 60x40	fc210	Rectangular	40	60	2400	720000	320000
Vigas							
V. 50x25	fc210	Rectangular	25	50	1250	260416.7	65104.2
V. 20x30	fc210	Rectangular	20	30	600	45000	20000
V. 20x40	fc210	Rectangular	40	20	800	26666.7	106666.7
V. 30x25	fc210	Rectangular	25	30	750	56250	39062.5
V. 30x50	fc210	Rectangular	50	30	1500	112500	312500
V. 40x40	fc210	Rectangular	40	40	1600	213333.3	213333.3
V. 50x50	fc210	Rectangular	50	50	2500	520833.3	520833.3
V.25x25	fc210	Rectangular	25	25	625	32552.1	32552.1
V.30x50	fc210	Rectangular	50	30	1500	112500	312500

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.3.2. Secciones Losa:

Las losas son principalmente alivianadas. Por este motivo se las ha modelado como elementos área tipo *Waffle*. Excepción a esto son las losas de ascensor y gradas. Estas últimas se han definido como losas macizas. En el Cuadro 6.13 se resumen los parámetros utilizados en base a las dimensiones especificadas en la Figura 6.12.

Figura 6.12 Dimensiones losa tipo Waffle



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Cuadro 6.13 Secciones de los elementos losa.

Nombre	Material	Propiedad	Tipo	E	h	b	dist. en 1	dist. en 2
				Cm	cm	cm	cm	cm
Escaleras	f'c210	Maciza	Shell-Thin	20	-	-	-	-
Losa 10	f'c210	Maciza	Shell-Thin	10	-	-	-	-
Losa 20 Aliv.	f'c210	Waffle	Shell-Thin	5	20	10	50	50
Losa 25 Aliv	f'c210	Waffle	Shell-Thin	5	25	10	70	70

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.3.3. Secciones Muro:

Los muros se desarrollan en el subsuelo dos y uno. En el subsuelo uno cabe destacar que el nivel del muro disminuye paulatinamente desde la parte posterior hasta llegar al nivel de vereda.

La sección de los muros es de 20 cm de espesor definida en el modelo como Shell. El material utilizado ha sido hormigón armado f'c210.

6.4.3.4. Apoyos:

Se ha considerado la base de columnas y muros con restricción tipo empotramiento.

6.4.3.5. Asignaciones especiales:

Con la finalidad de simular la restricción del suelo en el desplazamiento de los muros de subsuelo, se ha aplicado resortes tipo *area springs*. Los parámetros del mismo se especificada en el Cuadro 6.14.

Cuadro 6.14 Asignación de resortes tipo área en muros

Dirección	Eje Local	K (kg/cm/cm2)	Tipo
Perpendicular a la cara	3	2.45	Solo Compresión
Tangencial a la cara	2	0.49	Compresión/Tensión
Tangencial a la cara	1	0.49	Compresión/Tensión

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.4. MODELACIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para la modelación de la mampostería, se utilizará el método de macro-modelado o de puntales. Para esto se tomará las consideraciones analizadas en la sección 6.2.

Estos puntales estarán definidos por el material “mampostería” o “mampostería enlucida” según el caso (sección 6.4.2). De igual manera, la resistencia mecánica de los mismos será limitada para que no trabajen a tensión y no transmitan momentos en sus extremos (rótulas). La geometría de estos puntales se explica en las siguientes secciones.

6.4.4.1. Espesor equivalente:

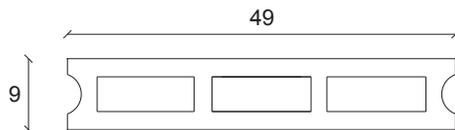
Debido a que el bloque internamente es hueco, se hace necesario determinar un espesor macizo equivalente para la modelación. Para esto se define un espesor tal que tenga la misma inercia que la sección original (Expresión 6.23).

$$I_{masiza} = I_{hueca} \rightarrow \frac{b * t^3}{12} = I_{hueca}$$

$$\therefore t = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{hueca}}{b}} \quad (6.23)$$

Por ejemplo, con el bloque de 9cm (Figura 6.13):

Figura 6.13 Bloque de 9cm



$$I_{hueca} = 2857.4 \text{ cm}^4$$

$$t = \sqrt[3]{\frac{12 * 2857.4}{49}} = 8.88 \text{ cm}$$

Para la mampostería con enlucido se realiza el mismo procedimiento considerando 0,5 cm más de espesor a cada lado por el enlucido. Para la modelación, toda la sección se la considera como un único material definido por las propiedades mecánicas especificadas en la sección 6.4.2 y obtenidas en el Capítulo 5. En el Cuadro 6.16 se sintetiza los espesores equivalentes obtenidos para las secciones de mampostería.

Cuadro 6.15 Espesores equivalentes para la mampostería.

Tipo	Espesor real (cm)	Espesor equivalente (cm)
Bloque 10	9	8.9
Bloque 15	14	13.4
Bloque 20	19	18.1
Bloque 10 con enlucido	10	9.9
Bloque 15 con enlucido	15	14.5
Bloque 20 con enlucido	20	19.2

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.4.2. Ancho equivalente:

En base a lo abordado en la sección 6.4 (Selección de un modelo apropiado), se aplicará la expresión de Holmes mediante el modelo de un puntal. Esto debido a que la intención de este estudio es hacia las propiedades dinámicas. Por todo lo dicho, el ancho equivalente a usarse en los puntales diagonales será:

$$w = 0.33 * dm \quad (6.24)$$

Donde, w : ancho equivalente del puntal.

dm : longitud del puntal diagonal.

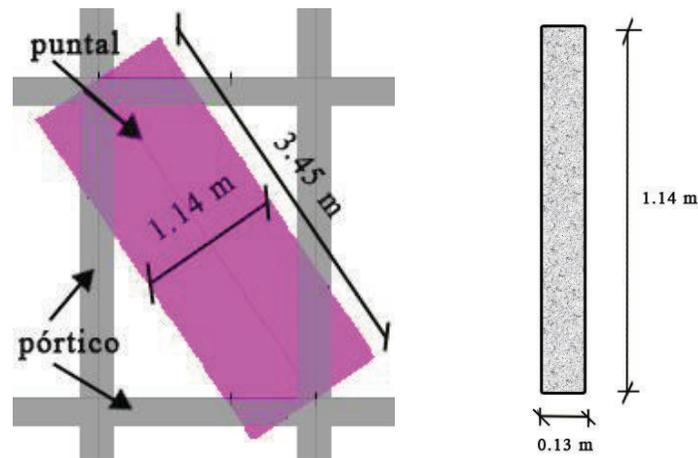
Cabe destacar que para la definición de dm se despreciará la diferencia existente entre la longitud entre esquinas del pórtico y la distancia entre esquinas del panel de mampostería (bajo vigas). Por este motivo se tomará la distancia dm como la longitud total entre esquinas de los elementos *frames* en el modelo.

6.4.4.3. Definición de las secciones:

Las secciones de los puntales diagonales se definirán en base a un ancho equivalente (w) tal como se especificó en la sección anterior, y un espesor equivalente (t) dado por el Cuadro 6.15.

Por ejemplo, en la Figura 6.14 se observa el vano correspondiente al ducto del ascensor. La longitud de este puntal es de 3.45 m. A partir de la expresión 6.24, el ancho equivalente correspondiente de la misma es de 1.14 m. Para el caso en que se refiera esta pared como bloque de 15 en una etapa sin enlucido, el espesor equivalente de la misma será de 13.4 cm (Cuadro 6.16). La sección resultante para este puntal se ilustra en la Figura 6.14.

Figura 6.14 Ejemplo de la definición una sección tipo puntal. Vista en elevación (Izq.) y vista de la sección transversal (Dcha.).



Elaborado por: Raúl Paredes B.

En total, para el modelo final se llegó a definir hasta 143 diferentes secciones tipo puntal diagonal.

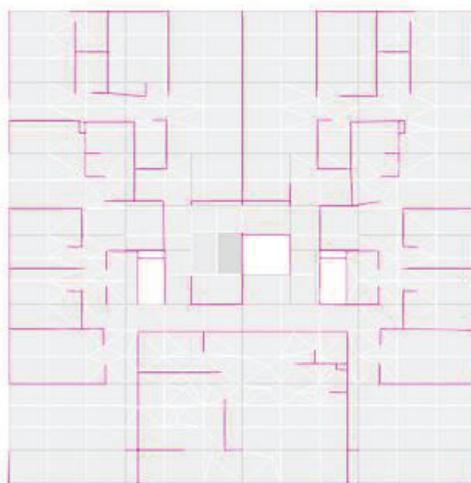
6.4.4.4. Puntales auxiliares.

Adicionalmente, debido a que se busca obtener un periodo de vibración comparable al experimental, no solo resulta necesario modelar las paredes que se presenten embebidas en los pórticos de la estructura. Por el contrario, es necesaria la modelación de todos los paneles que configuran la nueva rigidez de la edificación, inclusive los que se encuentran fuera de los pórticos. Por este motivo, se ha hecho uso de puntales verticales tipo columna pero de material mampostería. De esta manera los puntales diagonales que se encuentran fuera de los pórticos pueden conectarse a la estructura. La sección de estos puntales verticales se define en base al espesor equivalente (Cuadro 6.15).

Para los modelos se ha utilizado una sección promedio, correspondiente a pared de 15, de 13.4x13.4 cm para paredes sin enlucir y de 14.5x14.5 cm para paredes enlucidas.

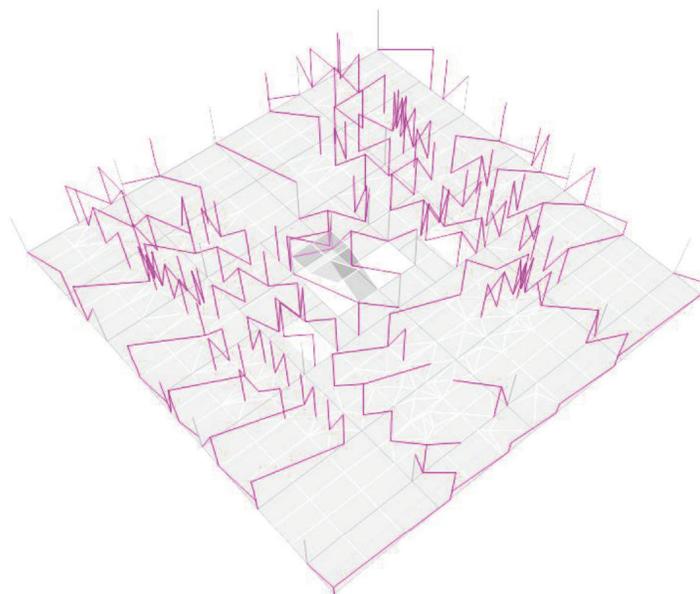
En las figuras 6.15 y 6.16 se ilustran, tanto en planta como en perspectiva, la modelación de los puntales (color magenta) en un piso tipo del edificio. En la Figura 6.16, en particular, se puede distinguir los elementos diagonales que simulan los paneles de mampostería así como los elementos verticales mencionados.

Figura 6.15 Vista en planta del modelo con mampostería.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

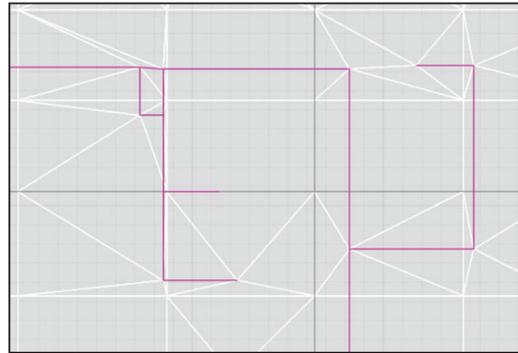
Figura 6.16 Perspectiva del modelo con mampostería.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Es importante recalcar que el modelado de la losa debe desarrollarse conformando elementos finitos de manera tal que los nudos de los mismos coincidan con los puntos de aplicación de los mencionados puntales verticales (Figura 5.17). Esto, con el objetivo de garantizar la conexión entre la mampostería y la estructura, a través de la losa.

Figura 6.17 Conformación de elementos área en la losa.

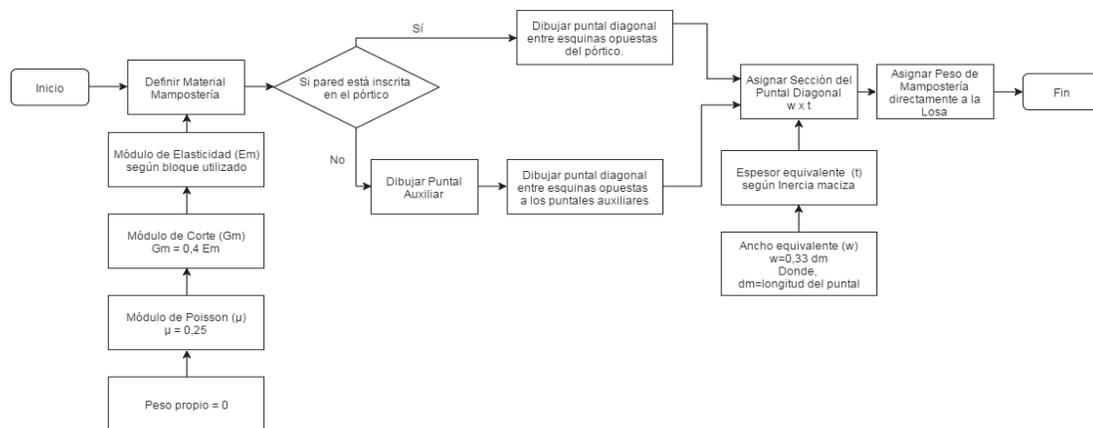


Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.4.5. Resumen a la modelación de mampostería no confinada.

En la Figura 6.18 se resume el proceso utilizado para la modelación de mampostería no confinada en la determinación de las propiedades dinámicas de una edificación.

Figura 6.18 Proceso aplicado para la modelación de mampostería no confinada.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.5. DEFINICIÓN DE CARGAS:

A partir de los planos estructurales y de las observaciones en obra se han estimado las cargas muertas actuantes para las diferentes etapas. La importancia de las mismas radica en que estas participan como masas en el análisis modal. En las siguientes secciones se describen las consideraciones realizadas.

6.4.5.1. Peso propio

Para la estimación de la carga por peso propio se ha tomado en cuenta únicamente el correspondiente a los elementos estructurales. Es decir por el material hormigón armado. En el programa se ha definido el cálculo automático de los mismos.

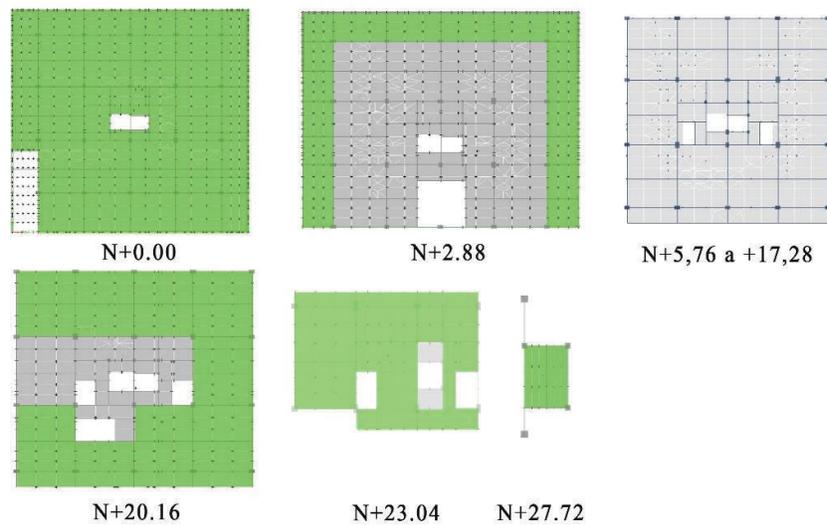
Adicional a esto, se ha aplicado como carga uniforme sobre la losa el peso correspondiente a los bloques de aliviamiento embebidos en la misma. La disposición de estos se especifica en color verde en la Figura 6.19. Los pesos aplicados por m² se detallan en el Cuadro 6.16.

Cuadro 6.16 Carga muerta por aliviamientos de bloque.

	Carga por aliviamiento (kg/m²)
Planta -2.88	0.00
Planta +0.00	68.63
Planta +2.88	40.31
Planta +5.76	0.00
Planta +8.64	0.00
Planta +11.52	0.00
Planta +14.40	0.00
Planta +17.28	0.00
Planta +20.16	67.09
Planta +23.04	69.00
Planta +24.84	0.00
Planta +27.72	57.64

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Figura 6.19 Carga muerta aplicada por alivianamientos permanentes de bloque. Áreas aplicadas (verde). Áreas no aplicadas (gris).



Áreas aplicadas con carga (verde). Áreas no aplicadas (gris).

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.5.2. Peso de paredes

Como ya se indicó anteriormente el peso propio del material mampostería se ha considerado como nulo. En este sentido, el peso debido a mampostería se carga directamente sobre la losa en base a la cantidad real de paredes calculada por piso. Para este cálculo se ha considerado el peso por m² de pared (Cuadro 6.17) especificado en el Capítulo 5.

Bloques por m² \approx 9.5 bloques/m²

Cuadro 6.17 Pesos por m² de pared.

	Sin enlucido	Con enlucido
Pared (espesor)	kg/m ²	kg/m ²
10	130	150
15	149	169
20	185	205

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Finalmente, el peso resultante de todas las paredes se divide para el área de losa de cada piso para considerar una carga uniformemente repartida en cada planta. Estos valores se resumen en el Cuadro 6.18 para cada uno de los estados constructivos (Uno al Seis).

Cuadro 6.18 Peso Paredes por m² de losa

Ensayo Nivel	Peso paredes repartido por m2 de losa (kg/m2)					
	Uno	Dos	Tres	Cuatro	Cinco	Seis
Planta -2.88	0,0	0,0	0,0	32,5	46,4	46,4
Planta +0.00	54,8	60,9	71,3	73,4	73,4	73,4
Planta +2.88	161,8	179,9	184,7	184,7	184,7	184,7
Planta +5.76	211,6	259,1	265,9	265,9	265,9	265,9
Planta +8.64	211,6	227,0	265,9	265,9	265,9	265,9
Planta +11.52	147,9	221,6	265,9	265,9	265,9	265,9
Planta +14.40	26,7	33,0	240,6	273,6	274,8	274,8
Planta +17.28	0,0	52,3	213,4	255,4	255,4	255,4
Planta +20.16	0,0	16,8	66,0	99,0	105,8	105,8
Planta +23.04	0,0	0,0	18,6	40,0	40,0	40,0
Planta +24.84	0,0	0,0	389,2	447,3	447,3	447,3
Planta +27.72	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.5.3. Sobrecarga muerta

Por sobrecarga muerta se considera a aquellas que actúan permanentemente en la estructura pero no son parte estructural de la misma. Por ejemplo, acabado de pisos, mobiliario, cielo falso, entre otros. En este sentido se tomará los siguientes valores referenciales:

$$q \text{ cielo falso} = 19.6 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ porcelanato} = 23.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ piso flotante} = 9.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ modulares} = 35 \text{ kg/m}$$

A partir de estas magnitudes y las observaciones en campo, se ha cuantificado la sobrecarga muerta correspondiente para cada modelo. Los resultados se resumen en el Cuadro 6.19.

Cuadro 6.19 Sobrecarga muerta por m2 en planta

Ensayo Nivel	Sobrecargas repartidas por m2 de losa (kg/m2)					
	Uno	Dos	Tres	Cuatro	Cinco	Seis
Planta -2.88	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.4
Planta +0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.8
Planta +2.88	0.3	0.3	8.5	8.9	8.9	27.9
Planta +5.76	3.3	3.3	17.0	20.4	26.3	43.1
Planta +8.64	0.0	0.0	12.5	17.5	26.3	43.1
Planta +11.52	0.0	0.0	0.0	12.6	23.6	43.1
Planta +14.40	0.0	0.0	0.0	9.5	17.0	43.1
Planta +17.28	0.0	0.0	0.0	0.0	14.7	43.1
Planta +20.16	0.0	0.0	0.0	0.0	9.5	27.3
Planta +23.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.5
Planta +24.84	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
Planta +27.72	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Por otra parte, durante el proceso constructivo se han presentado sobrecargas no permanentes. Estas principalmente se deben al amontonamiento de bloques de mampostería en ciertas zonas de la losa. Estas cargas influyen los resultados experimentales y por ello se ha considerado un estimativo de los mismos para la modelación. En base a las observaciones en campo se ha aplicado localmente estas cargas en ciertas zonas de la losa. A continuación se define un valor promedio de carga extraordinaria en base lo observado de los apilamientos (montículos de al menos 8 filas de alto).

$$q \text{ extraordinaria} = 1600 \text{ kg/m}^2$$

6.4.5.4. Definición de masas

En el programa se debe especificar que todas las cargas muertas sean consideradas como masas para el cálculo modal (Figura 6.20). Esto corresponde tanto al peso de paredes, peso propio y sobrecarga muerta.

Figura 6.20 Configuración de las cargas como masas en el modelo.

The screenshot shows a software interface for defining mass sources and multipliers for load patterns. The interface is divided into several sections:

- Mass Source Name:** A text box containing "MsSrc1".
- Mass Source:** A section with four checkboxes:
 - Element Self Mass
 - Additional Mass
 - Specified Load Patterns
 - Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid
- Move Direction (counterclockwise from +X):** A text box with "deg" next to it.
- Move (ratio to diaphragm dimension in move direction):** A text box.
- Mass Multipliers for Load Patterns:** A table with two columns: "Load Pattern" and "Multiplier".

Load Pattern	Multiplier
Peso Paredes	1
Peso Paredes	1
Peso Propio	1
Sobrecarga Muerta	1

 To the right of the table are three buttons: "Add", "Modify", and "Delete".
- Mass Options:** A section with three checkboxes:
 - Include Lateral Mass
 - Include Vertical Mass
 - Lump Lateral Mass at Story Levels

Elaborado por: Raúl Paredes B.

6.4.6. DEFINICIÓN DE MODELOS

Tomando en cuenta los parámetros descritos en este capítulo se han desarrollado siete modelos. Los seis primeros se basan en los estados para los cuales se realizó ensayos de vibración ambiental (Figuras 6.21 a la 6.23). Estos se han elaborado en base a lo descrito en la Sección 2.4 (Etapas Constructivas). El ensayo cero no se ha considerado debido a que la losa N+20,16 se encontraba en estado de encofrado por lo cual conlleva a un valor muy incierto. Por último, el séptimo modelo (Figura 6.24) es igual al sexto (estado final) pero sin modelar la mampostería. Es decir, este último modelo se asemeja a la modelación que tradicionalmente se realiza. En el Cuadro 6.20 se sintetiza esta información.

Cuadro 6.20 Síntesis de los factores considerados para los diferentes modelos.

Modelo	Estructura	Mampostería	Cargas
Uno	97%	54%	Peso propio. Peso Paredes. Extraordinarias.
Dos	99%	66%	Peso propio. Peso Paredes. Extraordinarias.
Tres	100%	93% + enlucido parcial	Peso propio. Peso Paredes. Sobrecarga. Extraordinarias.
Cuatro	100%	99% + enlucido parcial	Peso propio. Peso Paredes. Sobrecarga. Extraordinarias.
Cinco	100%	100%+ enlucido total	Peso propio. Peso Paredes. Sobrecarga.
Seis	100%	100%+ enlucido total	Cargas Totales.
Siete / Estructura	100%	Sin modelar	Cargas totales.

Elaborado por: Raúl Paredes B.

En las gráficas presentadas a continuación el color rojo corresponde a la mampostería sin enlucir, el color magenta a la mampostería enlucida y el color gris al material hormigón armado.

Figura 6.21 Modelo Uno. Puntales de mampostería (rojo).

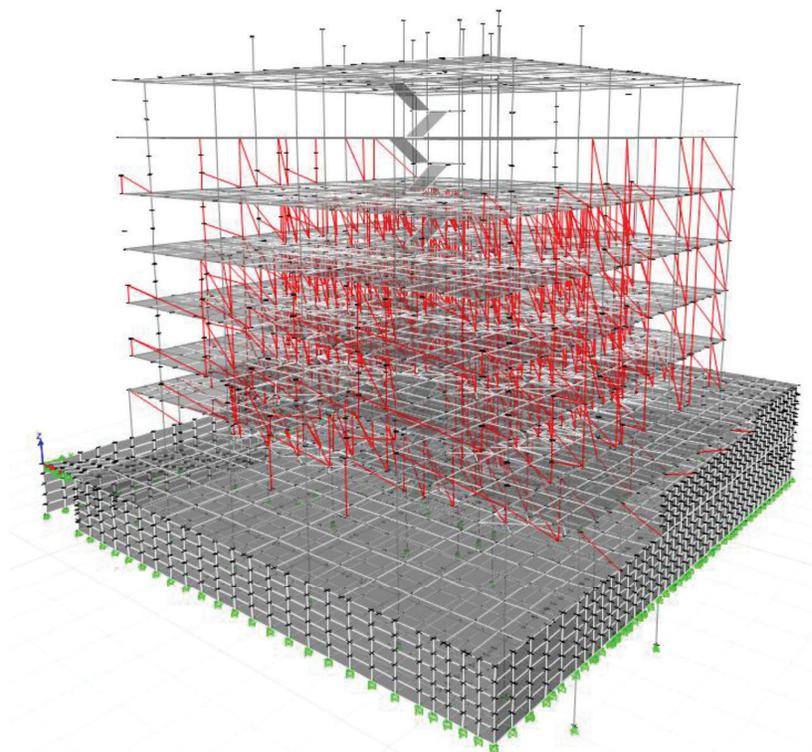


Figura 6.22 Modelo Dos. Puntales de mampostería (rojo). Puntales de mampostería enlucida (magenta).

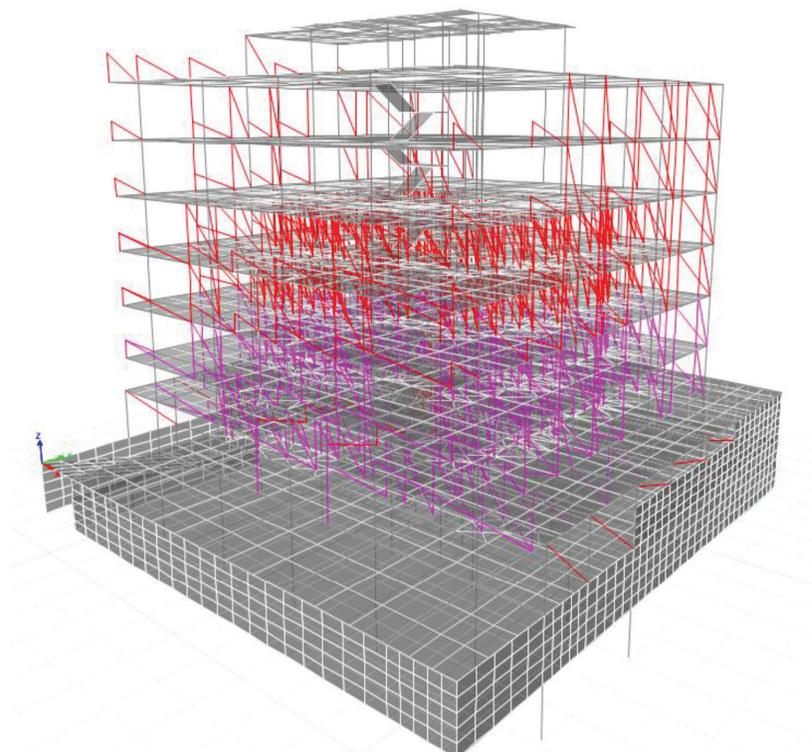


Figura 6.23 Modelo Seis. Puntales de mampostería enlucida (magenta).

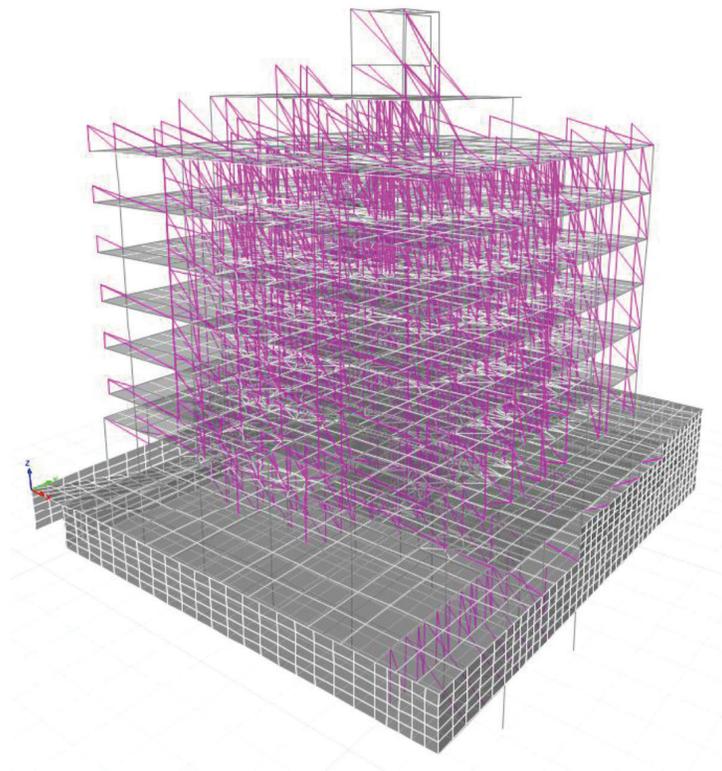
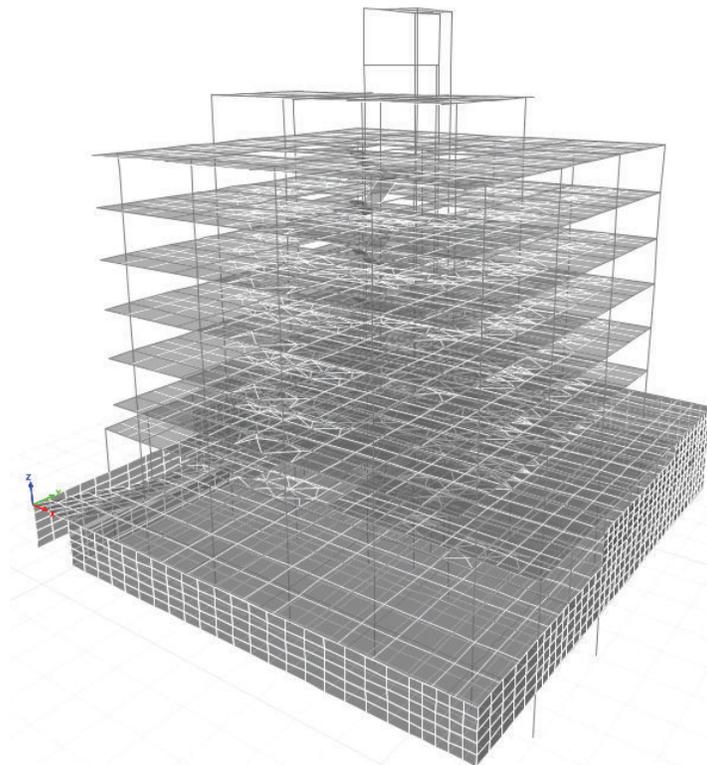


Figura 6.24 Modelo Siete. Estructura completa sin puntales pero con la aplicación de las cargas finales. Equivalente al modelo seis pero sin modelación de puntales.



6.5. ADMINISTRACIÓN DE INCERTIDUMBRES

Como ya se mencionó en la sección 6.1, las propiedades dinámicas de las estructuras bajo las hipótesis planteadas son características intrínsecas. Es decir, son una medida de las masas y rigideces que la conforman. Por lo tanto, para una valoración adecuada de los modelos, se debe tomar como criterio la incertidumbre de cada uno de estos parámetros en consideración.

6.5.1. INCERTIDUMBRE POR MASAS:

La definición de masas puede categorizarse en cuanto si las mismas proceden de elementos estructurales o no estructurales. Respecto a los elementos estructurales, para la definición del material “Hormigón Armado” se ha partido de un peso específico ampliamente aceptado y generalizado. Puede existir una variación en las secciones debido a la calidad del encofrado, aplomado u otros factores constructivos. Sin embargo, no representan cambios significativos considerando el volumen total de este material. La mayor incertidumbre en estos elementos radica en lo que concierne a las diferencias entre el volumen modelado y el volumen en planos. Esto principalmente se debe a que la geometría del modelo no es exacta respecto a la de planos. En el Cuadro 6.21 se presenta un cálculo manual de los pesos propios. Estos se han comparado con el peso propio obtenido por el programa. De esta comparación se ha obtenido un error relativo total del 3%. Como se observa en la misma tabla, la mayor variación es debido a la losa ya que el área del modelo no refleja de manera fiel ciertas irregularidades en planta como elementos de fachada o el tamaño exacto de las aberturas de los ductos. Por otra parte se resalta el hecho que en el modelo se utilice una losa tipo “waffle” ya que así se tiene una mejor consideración del peso por metro cuadrado de la misma. En caso contrario se incurriría en un mayor error.

Cuadro 6.21 Error relativo en el peso propio por la modelación

Nivel		Columnas	Vigas	Losa		TOTALES
		P.P.	P.P.	P.P.	Alivianamientos	
		T	T	T	T	
Contrapiso	Planta -2.88	34.04	37.82	224.86	0.00	296.72
Losa 1	Planta +0.00	48.73	140.19	217.92	62,57	469.42
Losa 2	Planta +2.88	48.73	157.27	212.37	10,08	428.46
Losa 3	Planta +5.76	39.33	146.89	108.96	0.00	295.19
Losa 4	Planta +8.64	36.29	146.89	108.96	0.00	292.14
Losa 5	Planta +11.52	36.29	146.89	108.96	0.00	292.14
Losa 6	Planta +14.40	36.29	146.89	108.96	0.00	292.14
Losa 7	Planta +17.28	36.29	147.50	105.50	0.00	289.29
Losa 8	Planta +20.16	36.29	147.50	105.50	24.64	313.93
Losa 9	Planta +23.04	16.38	50.43	31.50	9.12	107.43
Losa 10	Planta +24.84	4.70	3.84	1.53	0.00	10.07
Losa 11	Planta +27.72	2.55	4.56	3.57	0.47	11.15
	Escaleras	0.00	0.00	21.23	0.00	21.23
Totales Manual		375.90	1276.68	1359.84	106.89	3119.31
Totales Programa		378.43	1286.69	1442.97	106.89	3214.98
% Error relativo		1%	1%	6%	0%	3%

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Por otro lado, en los elementos no estructurales la incertidumbre es mayor. Elementos que conforman acabados como porcelanato, mampostería, enlucido varían respecto al modo de colocación. Para reducir esta incertidumbre se han considerado pesos especificados en el mercado o medidos en laboratorio.

Así mismo, se han presentado cargas extraordinarias no consideradas. Estas se deben de manera principal a cargas por estados constructivos (no permanentes). Por ejemplo, la acumulación de un importante volumen de bloques o sacos de cemento en ciertas zonas de la losa. La mitigación de este efecto se ha realizado aplicando localmente en ciertas zonas de la losa un valor equivalente a estas cargas extraordinarias. Pese a ello, muchas cargas de este tipo pudieron haber quedado desapercibidas y aportar a una destacada variación en la masa de los modelos.

6.5.2. INCERTIDUMBRE POR RIGIDECES:

En base a los resultados obtenidos por las pruebas experimentales de vibración ambiental, se observa la importante implicación de los elementos no estructurales en la misma. Es por esta razón que se ha brindado especial énfasis a la modelación de las paredes. Así mismo, bajo el contexto teórico analizado en la sección 6.1, se define que el periodo aumenta a medida que se incrementan las masas y disminuye con la rigidez. Esto acoplado a los resultados experimentales, en los cuales el periodo tiende a decrecer, resalta la importancia que tiene la rigidez en cuanto a la validación de la modelación.

La rigidez lateral de cada piso se expresa a través de la sumatoria de las rigideces de cada uno de los elementos. En el caso de empotramiento en ambos extremos, la rigidez a corte se presenta por la expresión 6.25.

$$k = \sum \frac{12 EI}{h^3} \quad (6.25)$$

Se observa entonces que la rigidez del sistema obedece de manera principal a tres factores:

- Altura (h): Dependiente de la geometría de la estructura.
- Inercia (I): Dependiente de la geometría de la sección.
- Módulo de elasticidad (E): Dependiente del material.

De estas tres, la geometría de los elementos estructurales corresponde a una variable verificable y por lo tanto presenta una incertidumbre baja para la definición de la rigidez. Bajo el antecedente que la edificación es nueva y no ha sufrido eventos sísmicos fuertes que pudieran haber producido agrietamiento en las secciones, la incertidumbre se considera también baja.

Por otra parte, para los elementos no estructurales se está recurriendo a una modelación mediante puntales. Esta ha sido probada por diferentes autores a través de los años y su aplicación se ha justificado en la sección 6.3. Sin embargo, no existe mayor investigación del tema adaptado a la mampostería local.

Resultados más certeros podrían salir de una investigación que valide estas expresiones por ensayos en laboratorio.

El tercer factor, módulo de elasticidad, corresponde a una propiedad intrínseca del material. El mismo puede variar debido a las condiciones en la elaboración así como por los materiales utilizados para su fabricación. Este efecto se incrementa al tratarse de materiales como el hormigón armado y el bloque de concreto ya que su fabricación y colocación en sitio se ve influenciado por múltiples factores. Por ejemplo, el estado de humedad de los materiales pétreos, el correcto vibrado durante la fundición, el curado posterior, entre otros. En fin, a pesar de todo lo mencionado, para el hormigón armado se puede determinar un valor promedio en base a ensayos históricos reflejados en las normas. Por otra parte, para el bloque, del cual no se tiene mucha información se realizó ensayos particulares en laboratorio (Capítulo 5). En definitiva, debido a que el módulo de elasticidad del bloque ha sido verificado por ensayos se considera de baja incertidumbre. Para el hormigón, del cual se ha dispuesto de un valor promedio, se considera una incertidumbre media.

6.5.3. CRITERIO PARA LA INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

En el Cuadro 6.22 se resume cualitativamente lo expresado en la sección anterior respecto a la incertidumbre participante por cada uno de los factores durante la modelación.

Cuadro 6.22 Tabla de incertidumbres asociadas a los modelos.

Elemento	Masa	Rigidez		
		h	I	E
Estructural	Baja	Baja	Baja	Media
No estructural	Alta	Baja	Media	Baja

Elaborado por: Raúl Paredes B.

CAPÍTULO VII

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

7.1. COMPATIBILIDAD DE RESULTADOS

En la Tabla 7.1 se presentan los primeros cuatro periodos resultantes de cada uno de los modelos. Como se observa, a partir del ensayo tres, para los modos uno, tres y cuatro, el error relativo obtenido es menor al 5%. El segundo modo presenta errores de entre el 6 y 10% que significa una diferencia de 0,03s en error absoluto. Para los ensayos uno y dos la diferencia es más marcada con errores de entre el 13 y el 24% (0,06 – 0,12 s). En estos dos modelos la mayor diferencia se debe a una considerable incertidumbre de masas no estructurales y extraordinarias, así también a una mayor incertidumbre en la densidad de paredes modeladas respecto a la realidad en la fecha. En definitiva, para los ensayos posteriores al segundo se observa una aceptable concordancia de periodos entre la modelación y los resultados experimentales.

Adicionalmente, para una comparación compatible entre valores, se describe en la misma tabla la tipología de cada modo de vibración (traslación o torsión). Como se evidencia las tipologías resultantes de la modelación son compatibles con los resultados experimentales, a excepción del ensayo uno.

Estos resultados se ilustran de manera más clara en la Gráfica 7.1. Allí se grafican en línea continua los valores experimentales mientras que los concernientes al modelado se presentan en línea discontinua.

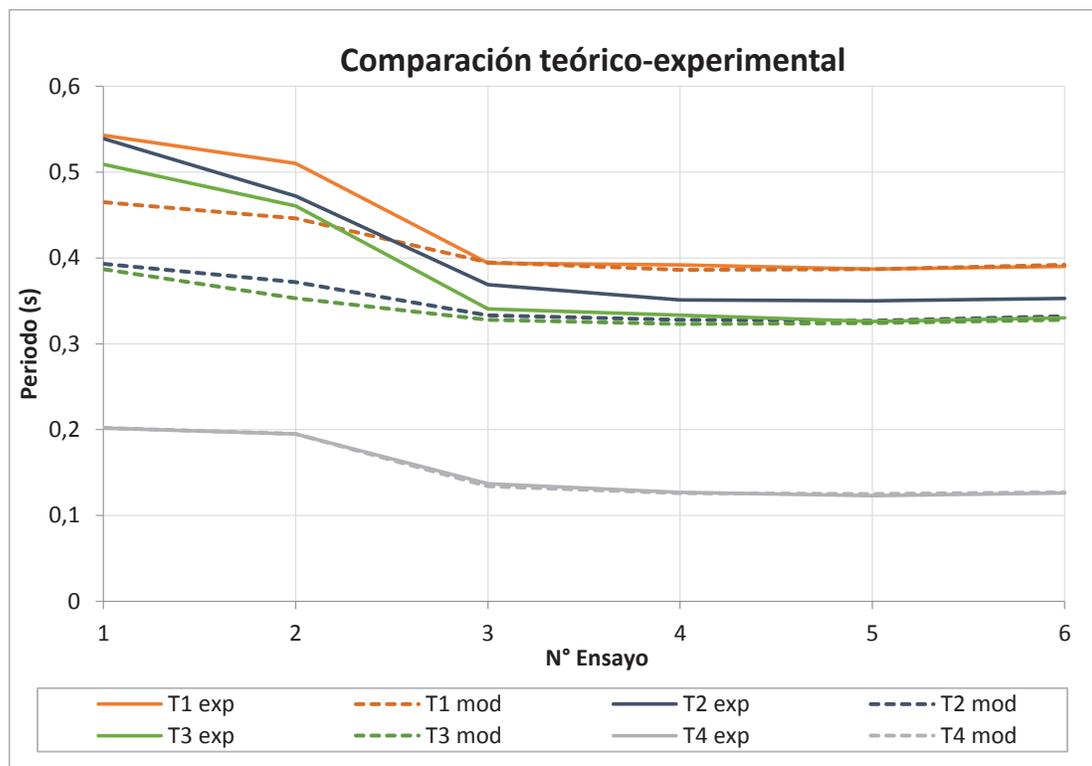
Cuadro 7.1 Periodos de vibración resultantes de la modelación.

Estado	Modo	Periodos				Error	
		Experimental		Modelo		Absoluto [s]	Relativo (%)
		Valor [s]	Tipo	Valor [s]	Tipo		
Uno	1	0,543	Tras. E-O	0,465	Tras. N-S	-0,08	-14%
	2	0,539	Tras. N-S	0,393	Tras. E-O	-0,15	-27%
	3a	0,514	Torsión	0,387	Torsión	-0,12	-24%
	3b	0,504	Torsión				
	4	0,202	Tras. E-O	0,202	Doble N-S	0,00	0%
Dos	1	0,510	Tras. N-S	0,446	Tras. N-S	-0,06	-13%
	2	0,472	Tras. E-O	0,372	Tras. E-O	-0,10	-21%
	3a	0,462	Torsión	0,353	Torsión	-0,11	-23%
	3b	0,459	Torsión				
	4	0,195	Tras. N-S	0,195	Doble N-S	0,00	0%
Tres	1	0,394	Tras. N-S	0,395	Tras. N-S	0,00	0%
	2	0,369	Tras. E-O	0,333	Tras. E-O	-0,04	-10%
	3a	0,341	Torsión	0,328	Torsión	-0,01	-4%
	3b	0,340	Torsión				
	4	0,137	Tras. N-S	0,134	Doble N-S	0,00	-2%
Cuatro	1	0,392	Tras. N-S	0,386	Tras. N-S	-0,01	-2%
	2	0,351	Tras. E-O	0,328	Tras. E-O	-0,02	-7%
	3a	ND	ND	0,323	Torsión	ND	ND
	3b	ND	ND				
	4	0,127	Tras. N-S	0,126	Doble N-S	0,00	-1%
Cinco	1	0,387	Tras. N-S	0,387	Tras. N-S	0,00	0%
	2	0,350	Tras. E-O	0,327	Tras. E-O	-0,02	-7%
	3a	NC	ND	0,324	Torsión	0,00	-1%
	3b	0,326	Torsión				
	4	0,123	Tras. N-S	0,125	Doble N-S	0,00	2%
Seis	1	0,390	Tras. N-S	0,392	Tras. N-S	0,00	1%
	2	0,353	Tras. E-O	0,332	Tras. E-O	-0,02	-6%
	3a	0,339	Torsión	0,328	Torsión	0,00	-1%
	3b	0,321	Torsión				
	4	0,126	Tras. N-S	0,127	Doble N-S	0,00	1%
Siete / Estructura	1	ND	ND	0,944	Tras. E-O	ND	ND
	2	ND	ND	0,886	Tras. N-S	ND	ND
	3	ND	ND	0,809	Torsión	ND	ND
	4	ND	ND	0,309	Doble	ND	ND

*ND: No determinado / NC: No Confiable

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 7.1 Comparación teórico-experimental para los primeros modos. Valores experimentales (línea continua). Valores teóricos (línea discontinua).

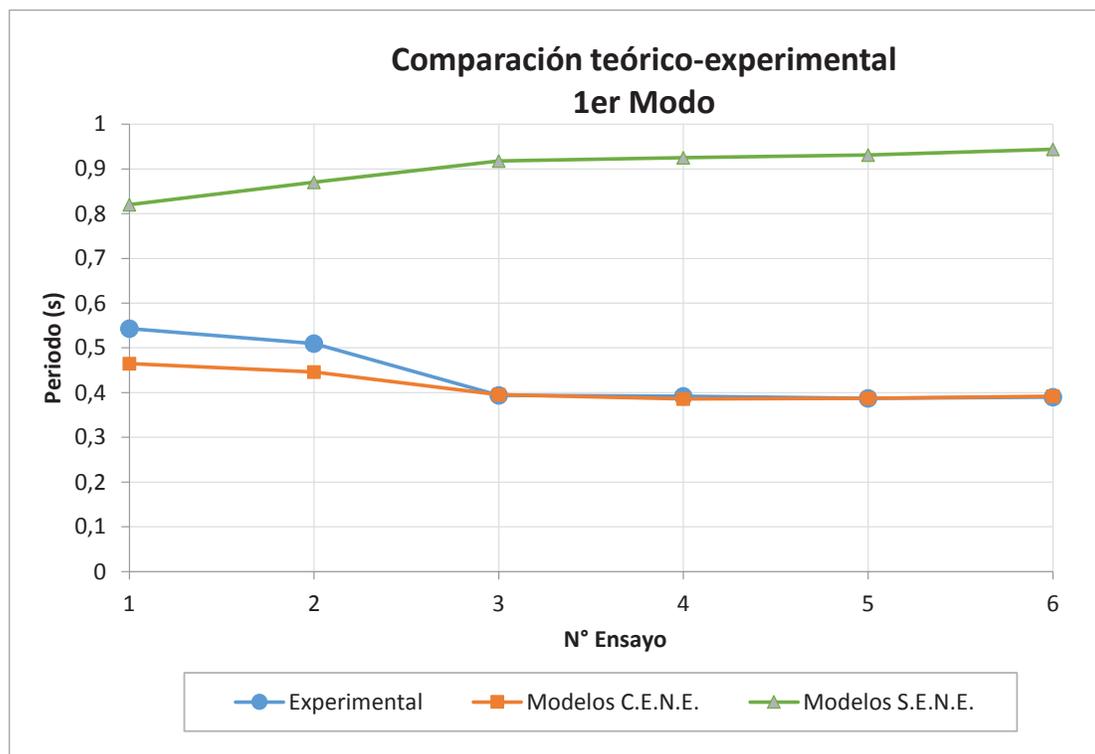


Elaborado por: Raúl Paredes B.

Como ya se ha expresado anteriormente, la presencia de mampostería favorece al incremento de la rigidez y por ende al decrecimiento del valor del periodo. Este comportamiento decreciente se corrobora para el primer modo de vibración en el Gráfico 7.2 tanto para los resultados experimentales (línea azul) como para los resultados de la modelación (línea naranja). En este sentido se resaltan dos tipos de modelación. La línea naranja corresponde a la modelación considerando los elementos no estructurales (C.E.N.E.) y la línea verde la modelación sin la consideración de los elementos no estructurales (S.E.N.E.). Es decir, en la primera, como ya se mencionó se observa un decrecimiento debido al incremento de la rigidez mientras que en línea verde la tendencia es creciente ya que no se considera el incremento de rigidez por la mampostería sino únicamente el incremento de masas por los elementos no estructurales. Este último corresponde a la modelación tradicional en la cual únicamente se modela la estructura y las masas mas no se verifica el aporte de la rigidez de la mampostería. En definitiva, para el estado final

(seis) se presenta una brecha correspondiente a 0,55 s. Esto quiere decir que la no consideración de la mampostería en el modelado repercute en un periodo **2,4 veces** mayor al periodo real. En otras palabras el periodo real es 0,42 veces el periodo determinado por la modelación tradicional (sin mampostería).

Gráfico 7.2 Implicaciones de la modelación de la mampostería para el 1er modo. Modelos con elementos no estructurales (Experimental: azul, Teórico: naranja). Modelos sin modelación de elementos no estructurales pero con incremento de masas (verde).



Elaborado por: Raúl Paredes B.

7.2. DIRECCIÓN MODAL PARTICIPANTE EN LOS MODELOS

A partir de la instrumentación con un solo sensor en la terraza es posible determinar los valores de los periodos fundamentales mas no la configuración modal de toda la edificación. Sin embargo, una vez validado el modelo para los periodos se puede definir las participaciones y configuraciones modales del edificio en tres dimensiones.

En el Cuadro 7.2 se presenta la dirección participante de cada modo de vibración. De esta manera se evidencia si los modos de vibración se comportan a traslación en sentido x, traslación en sentido y, torsión en planta o modos acoplados. Como se evidencia en la misma, para la edificación en estudio el comportamiento es a traslación para los dos primeros modos, tal como solicita el código. Posterior a esta se desarrolla torsión en el tercer modo. En la tabla los valores UX y UY corresponden a traslaciones y RZ al giro respecto al eje z (torsión).

Cuadro 7.2 Participación modal de cada dirección en los diferentes ensayos.

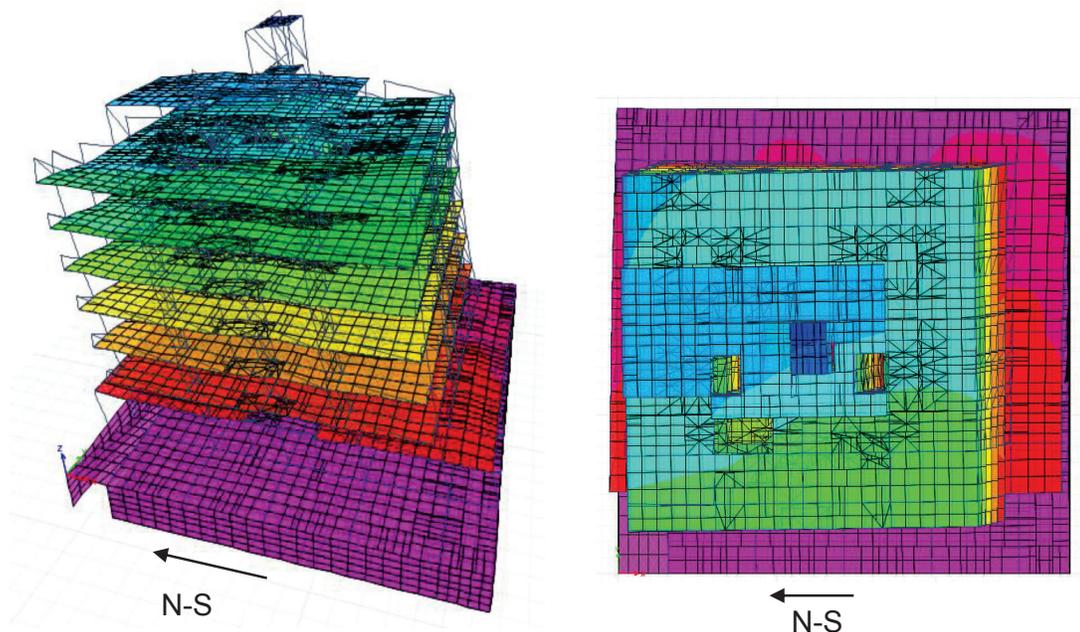
Factores Modales de Dirección						
Id.	Estado	Periodo	UX	UY	RZ	Tipo
			N-S	E-O		
1	UNO	0,465	92%	3%	6%	Traslación N-S
		0,393	2%	97%	1%	Traslación E-O
		0,387	6%	0%	94%	Torsión en planta
		0,202	93%	2%	5%	Doble Curvatura N-S
2	DOS	0,446	96%	3%	1%	Traslación N-S
		0,372	2%	93%	5%	Traslación E-O
		0,353	2%	5%	93%	Torsión en planta
		0,195	94%	1%	5%	Doble Curvatura N-S
3	TRES	0,395	95%	5%	0%	Traslación N-S
		0,333	5%	92%	3%	Traslación E-O
		0,328	1%	4%	95%	Torsión en planta
		0,134	88%	7%	5%	Doble Curvatura N-S
4	CUATRO	0,386	93%	7%	0%	Traslación N-S
		0,328	6%	82%	13%	Traslación E-O
		0,323	2%	12%	86%	Torsión en planta
		0,126	86%	10%	4%	Doble Curvatura N-S
5	CINCO	0,387	93%	7%	0%	Traslación N-S
		0,327	6%	84%	11%	Traslación E-O
		0,324	2%	10%	88%	Torsión en planta
		0,125	86%	10%	4%	Doble Curvatura N-S
6	SEIS	0,392	93%	7%	0%	Traslación N-S
		0,332	6%	85%	10%	Traslación E-O
		0,328	2%	9%	89%	Torsión en planta
		0,127	86%	10%	4%	Doble Curvatura N-S
7	SIETE	0,944	1%	99%	0%	Traslación E-O
		0,886	84%	1%	15%	Traslación N-S
		0,809	15%	1%	84%	Torsión en planta
		0,309	1%	99%	0%	Doble Curvatura E-O

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Por otra parte, si se compara entre los modelos finales (“Seis” y “Siete”) se observa que el primer modo de vibración para la estructura sin paredes es a traslación en el sentido Este-Oeste mientras en el modelo con puntales es en la dirección Norte-Sur. El primer modo corresponde al sentido más flexible en el cual la estructura vibra con un mayor periodo. Este intercambio de direcciones entre los dos modelos se debe a que en el primer caso la disposición de columnas hace a la estructura más flexible en el sentido Este-Oeste. Sin embargo, en esta misma dirección se tiene mayor densidad de paredes (46% N-S vs. 54% E-O). Es por este motivo que cuando se modela la mampostería el sentido más flexible se presenta en el sentido Norte-Sur. Estos resultados son compatibles con lo observado de manera experimental en la cual se observa que para el ensayo uno la traslación es en dirección E-O y a partir del ensayo dos esta misma cambia a N-S.

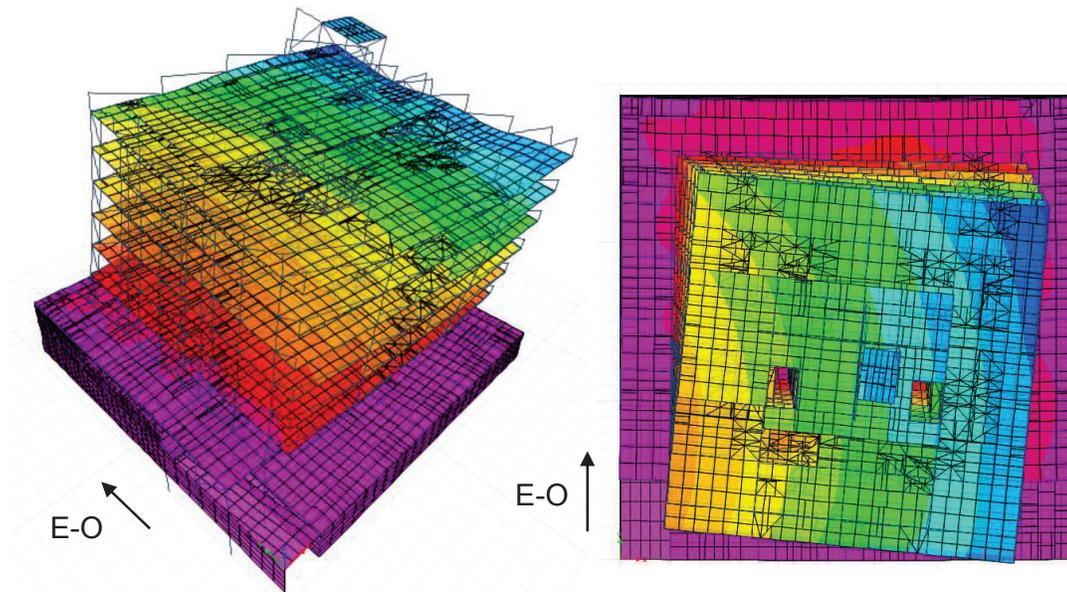
Los resultados del Cuadro 7.2 se ilustran de mejor manera en las Figuras 7.1 a 7.6. En los mismos, los colores fríos corresponden al mayor desplazamiento resultante.

Figura 7.1 Deformación para 1er modo de la estructura con mampostería. Traslación Norte-Sur.



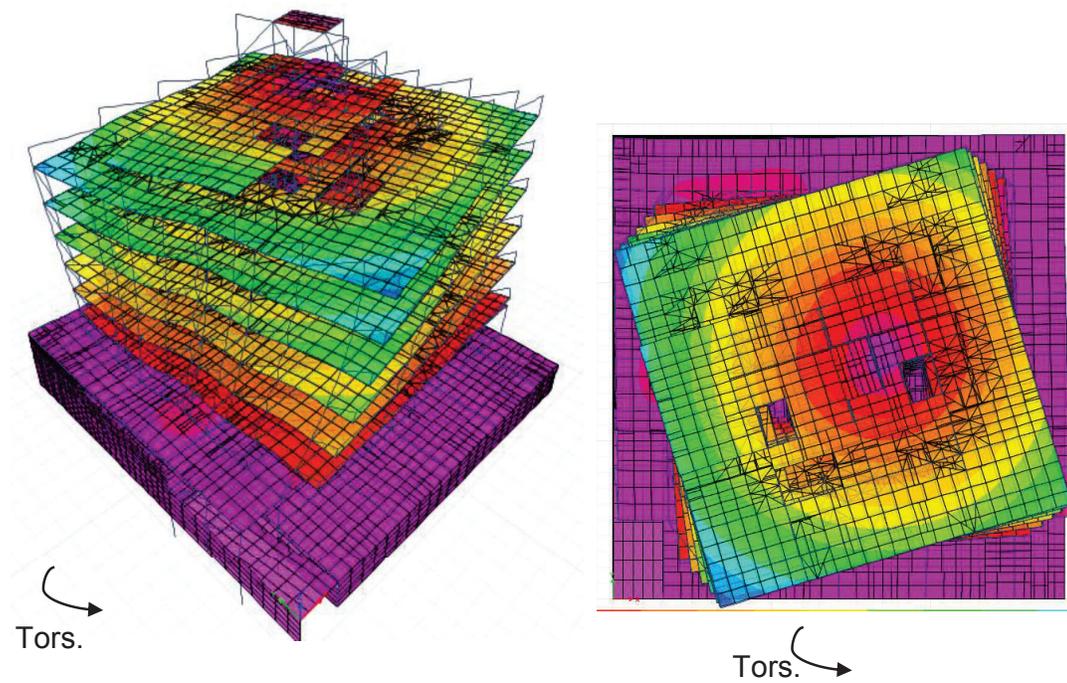
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Figura 7.2 Deformación para 2do modo de la estructura con mampostería. Traslación Este-Oeste.



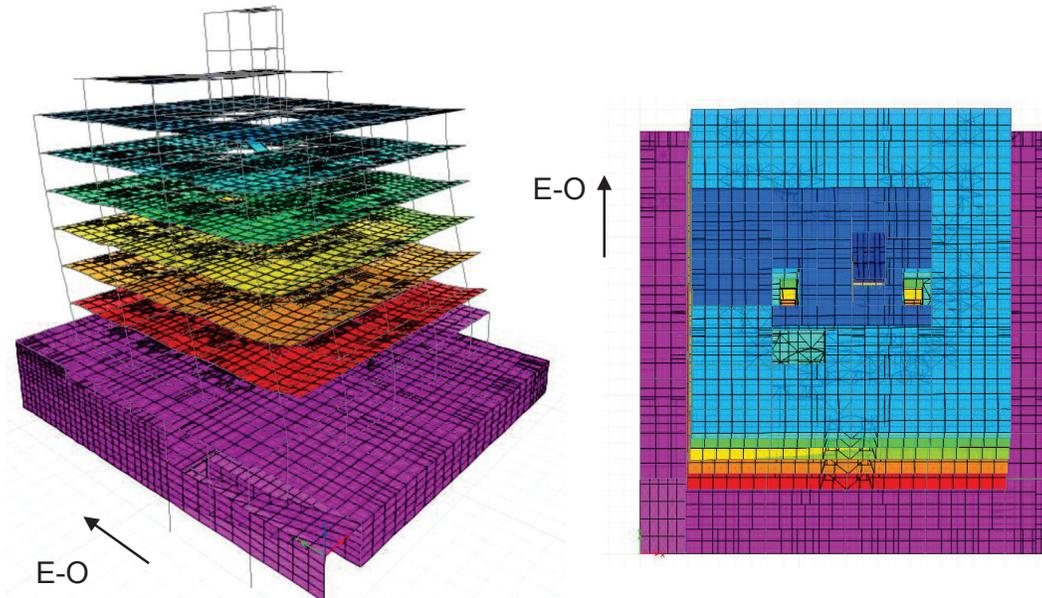
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Figura 7.3 Deformación para 3er modo de la estructura con mampostería.



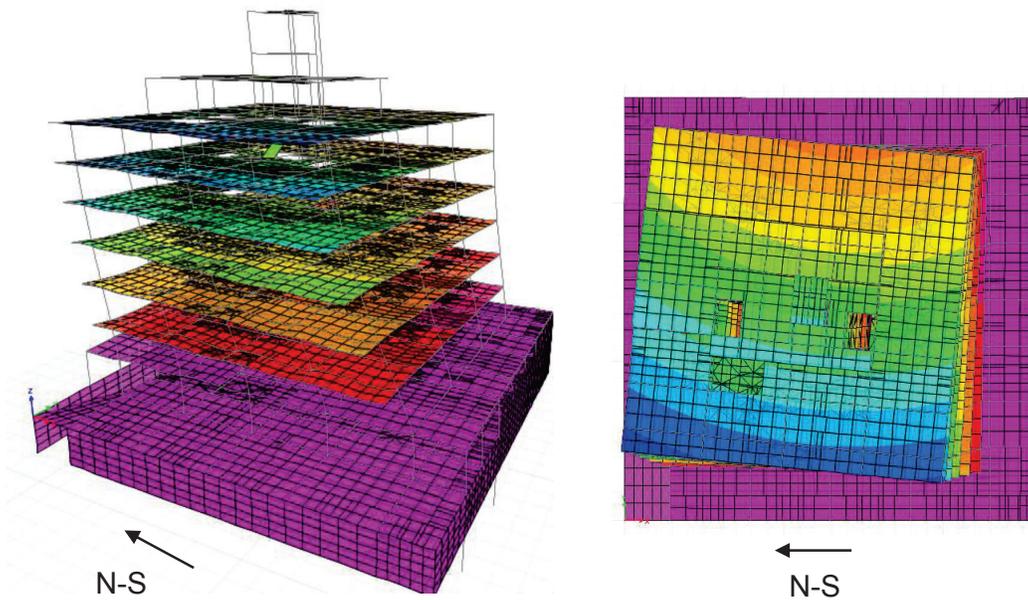
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Figura 7.4 Deformación 1er modo estructura sin mampostería.



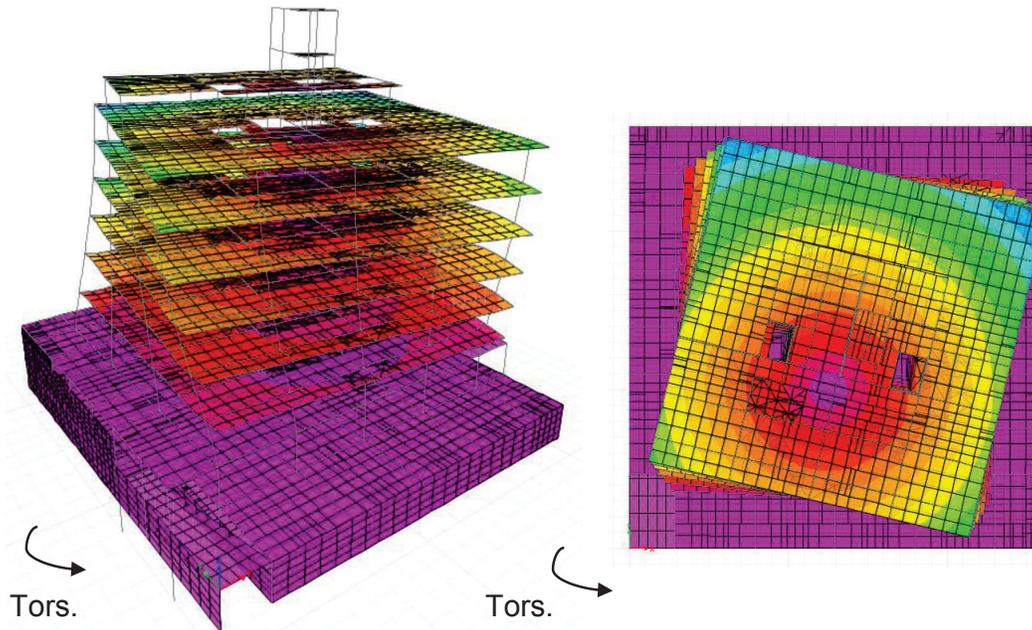
Elaborado por: Raúl Paredes B.

Figura 7.5 Deformación 2do modo estructura sin mampostería.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

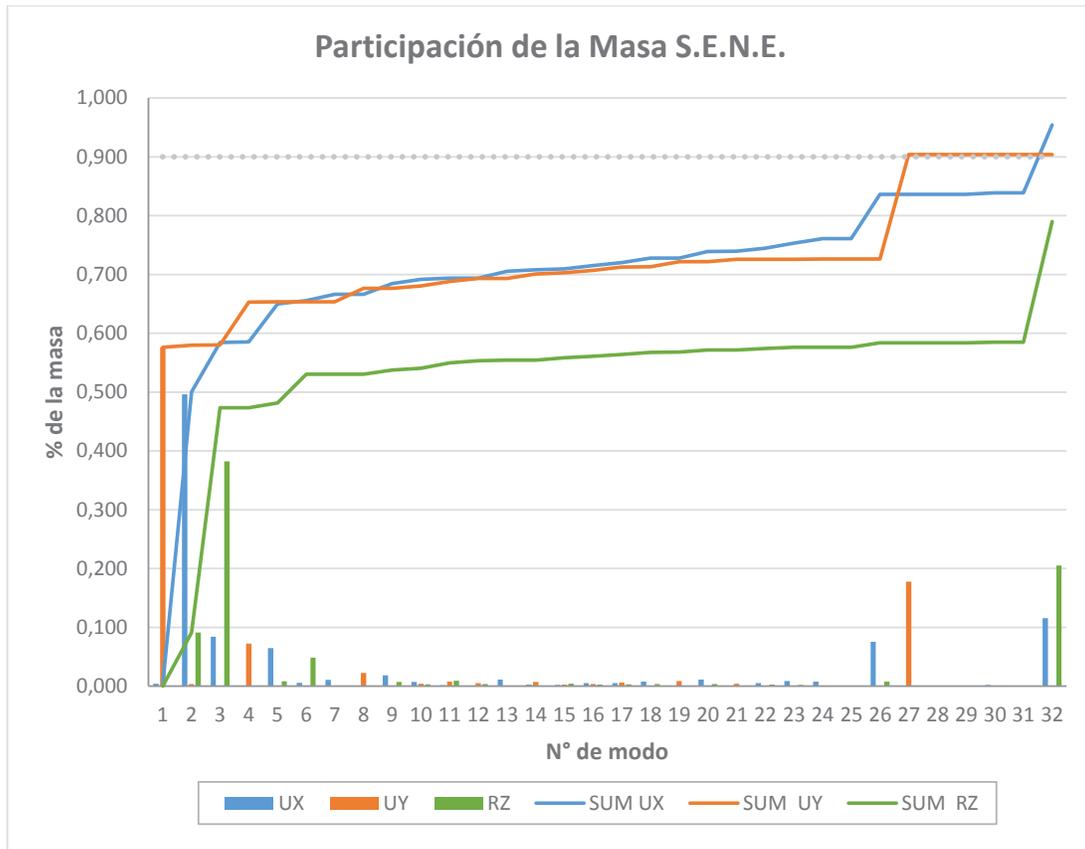
Figura 7.6 Deformación 3er modo estructura sin mampostería.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

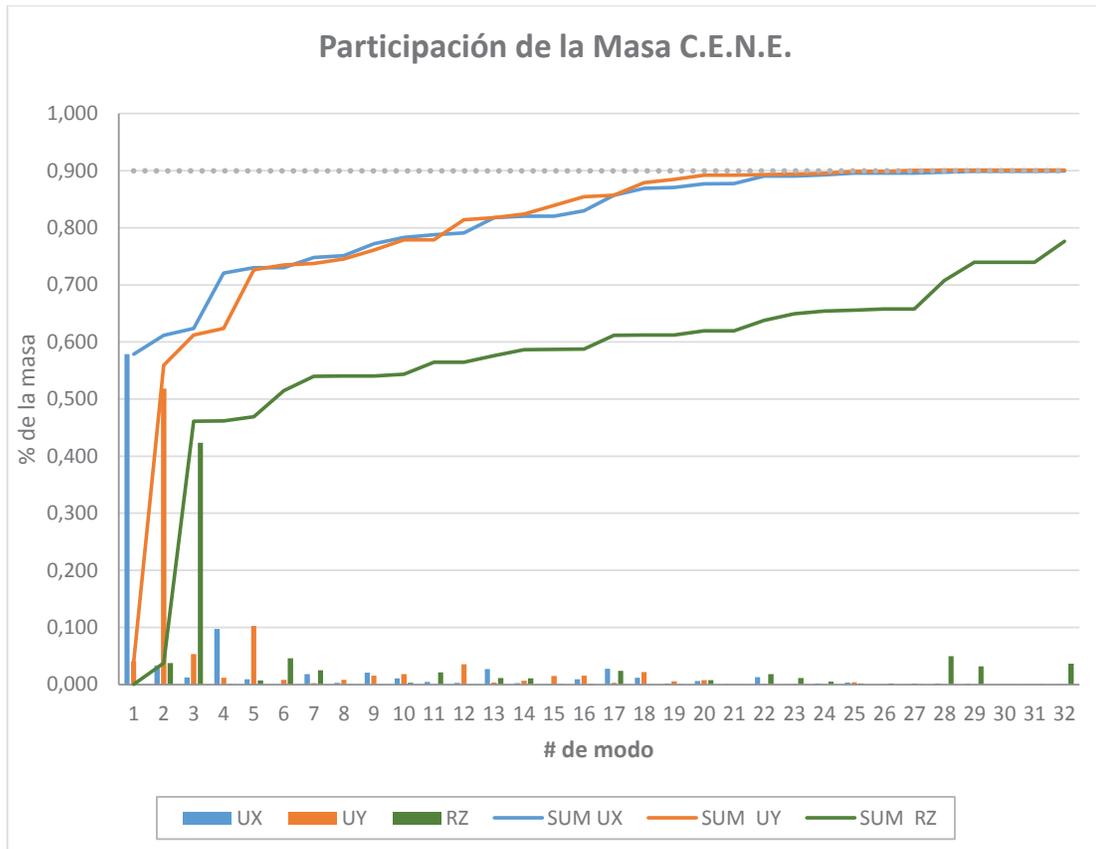
7.3. PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA

En el Gráfico 7.3 se presenta la masa modal efectiva para los 32 primeros modos de vibración del modelo S.E.N.E. En este número de modos se alcanza el 90% de masa modal efectiva para las traslaciones en los dos sentidos. En los primeros tres modos se obtiene las participaciones más significativas con 58% en sentido Y (Este-Oeste), 50% en X (Norte-Sur) y 47% para RZ (torsión). Esta participación se degrada sustancialmente para los siguientes modos como se observa en la gráfica. No obstante, en los modos 26, 27 y 32 se presenta una participación importante de la masa. Este fenómeno se da debido a un efecto local y específico de la edificación en la zona del subsuelo 1 (N+0,00). Debido a que el muro de sostenimiento lateral se escalona hasta desaparecer en la zona de fachada frontal (Oeste), se presenta una zona muy flexible en la parte frontal respecto a la posterior lo cual genera una mayor excitación de la masa a nivel de la columna A4 y G4 que conectan el muro del subsuelo 2 con la losa del N+2,88.

Gráfico 7.3 Participación modal de la masa en el modelo S.E.N.E.

Elaborado por: Raúl Paredes B.

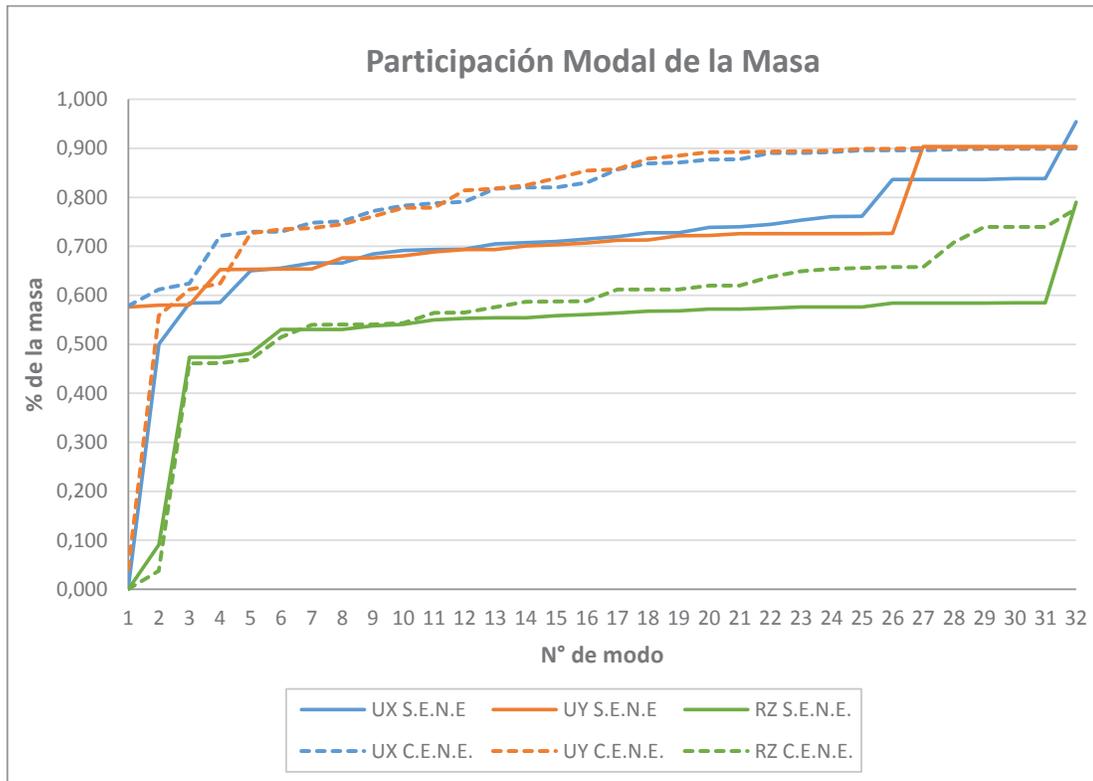
Por otra parte, en el Gráfico 7.4 se exhibe la masa modal en el modelo C.E.N.E. En este caso el 90% de la masa para las traslaciones se obtiene aproximadamente en los primeros 25 modos. Para los primeros tres modos se obtuvo el 58% de la masa en X, 52% en Y, y 42% en RZ. Como se observa los modos superiores son más representativos que en el modelo S.E.N.E. debido a que la mampostería rigidiza de manera local ciertas zonas desarrollando excitaciones en lugares puntuales. Sin embargo, esta misma rigidización favorece a disminuir el efecto presente en el modelo S.E.N.E. para los últimos modos debido a que la mampostería confina el marco flexible de los ejes A4 y G4 que en el modelo anterior era muy flexible. Como se observa en el gráfico 7.4 también se distingue un efecto en estos últimos modos mas su participación es menor que en el modelo S.E.N.E.

Gráfico 7.4 Participación modal de la masa en el modelo C.E.N.E.

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Por último, en el Gráfico 7.5 se compara el porcentaje acumulado de la masa entre los modelos con y sin elementos no estructurales. Las líneas continuas corresponden al modelo S.E.N.E. y las discontinuas al modelo C.E.N.E. Como se evidencia para los primeros 3 modos la participación es muy similar. No obstante, en el modelo con paredes el 90% de la masa se alcanza más rápido debido a una contribución uniforme de modos superiores. Por otra parte, para el modelo sin paredes posterior a los primeros modos el incremento acumulado de la masa es más lento y se presenta al final un efecto local muy importante.

Gráfico 7.5 Comparación de la participación modal de la masa con y sin mampostería.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

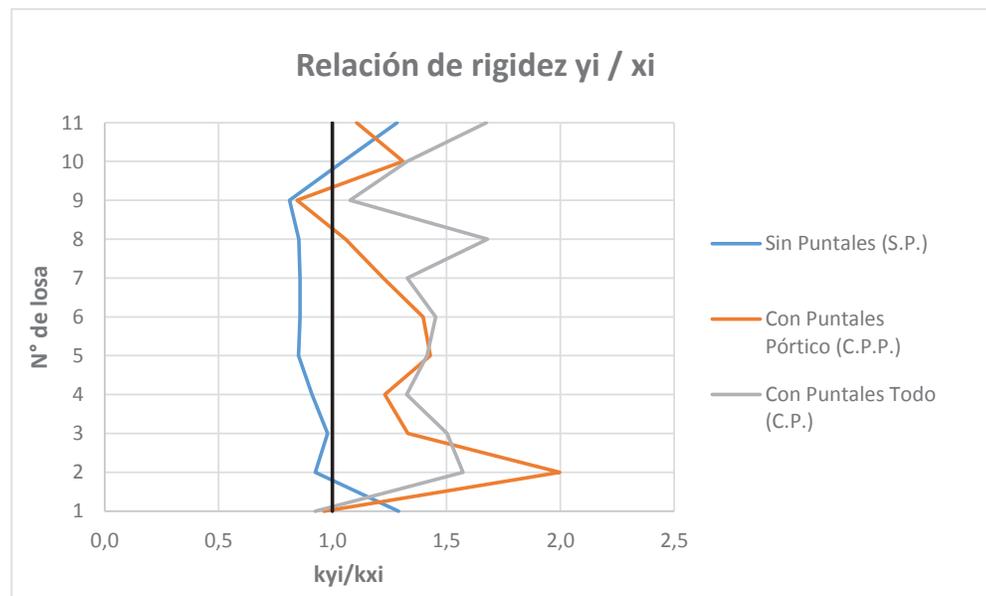
7.4. RIGIDEZ DE PISO

A continuación se analiza la rigidez de cada piso ante cargas laterales estáticas para tres diferentes modelos. El primero corresponde al modelo sin puntales (S.P.) o modelo S.E.N.E, el segundo es el modelo con puntales (C.P.) o modelo C.E.N.E. y finalmente un tercer modelo, intermedio, que considera únicamente los puntales conectan los vanos de los pórticos (C.P.P.). Es decir, este último modelo no considera la rigidez provista por la mampostería fuera de los ejes estructurales y que no confinan las columnas.

En el Gráfico 7.6 se presenta la razón entre la rigidez en el sentido Y (Este-Oeste) con la rigidez en el sentido X (Norte-Sur) en los tres modelos. Para el modelo S.P. la rigidez y_i/x_i es menor a 1, es decir, que para este modelo la dirección Norte-Sur

es más rígida. Esto se corrobora con los modos de vibración antes presentados en los cuales se observaba que el primer modo, es decir el modo más flexible, se daba en el sentido Este-Oeste. De la misma manera se confirma en el modelo con C.P. para el cual la presencia de la mampostería rigidiza más el sentido Este-Oeste y el modo más flexible se desarrolla primero en el sentido Norte-Sur. Adicionalmente, se observa que la relación de rigidez y_i/x_i entre los modelos C.P. y C.P.P. son similares. En otras palabras, la consideración de únicamente las paredes que se embeben en las columnas es suficiente para cambiar la dirección principal de la rigidez.

Gráfico 7.6 Relación de rigidez entre las direcciones ortogonales cuando en el modelo se consideran solamente puntales inscritos en los pórticos (C.P.P.), todos los puntales (C.P.) y sin ningún puntal (S.P.).

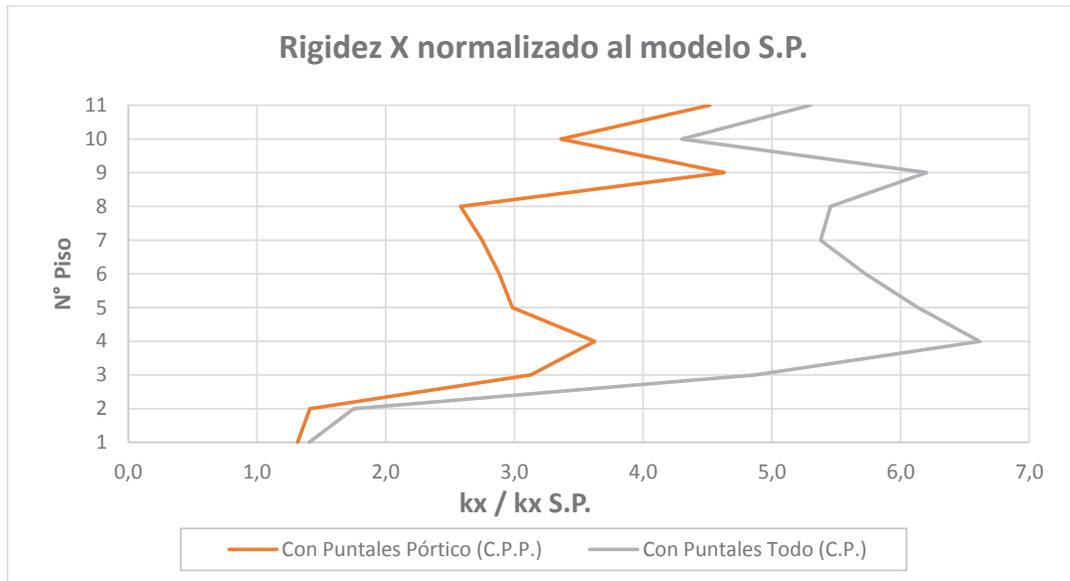


Elaborado por: Raúl Paredes B.

Por otro lado, a pesar de verse esta similitud entre los modelos C.P. y C.P.P., la rigidez total aportante al sistema no es la misma. Esto se evidencia en los Gráficos 7.7 y 7.8. En los mismos se ha normalizado los valores de rigidez lateral de cada piso obtenido por los modelos C.P. y C.P.P. con respecto al modelo S.P. Como se observa en estas gráficas la mampostería incrementa en promedio **6,1 veces** la rigidez lateral dada únicamente por los elementos estructurales (modelo C.P.). En el caso que solo se considere la mampostería que confina los pórticos, la rigidez incrementaría **3,5 veces** la de la estructura. Es decir, las estructura colabora en con

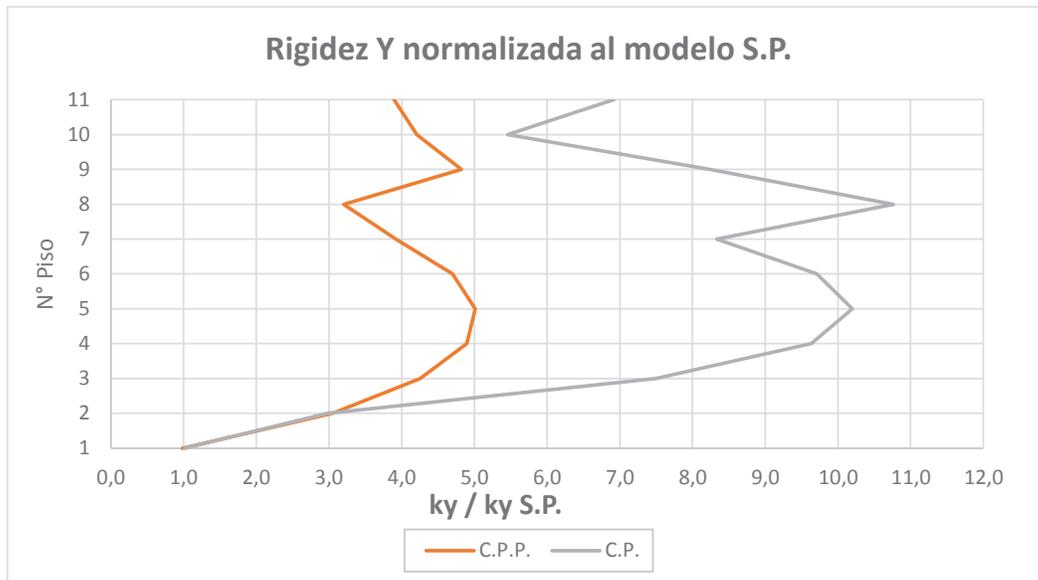
el **24%** de la rigidez, las paredes que se presentan fuera de los pórticos aportan aproximadamente un **40%** y el restante **36%** de la rigidez se debe a la mampostería que conecta a los pórticos.

Gráfico 7.7 Rigidez lateral en X de cada piso de los modelos C.P. y C.P.P. normalizados al modelo S.P.



Elaborado por: Raúl Paredes

Gráfico 7.8 Rigidez lateral en Y de cada piso de los modelos C.P. y C.P.P. normalizados al modelo de S.P.



Elaborado por: Raúl Paredes

Este fenómeno que se acaba de describir tiene concordancia con los resultados obtenidos para el periodo. Considerando que en estos tres modelos la masa es constante, la variación en el periodo entre los modelos se relaciona con la variación en la rigidez a través de la expresión 7.1.

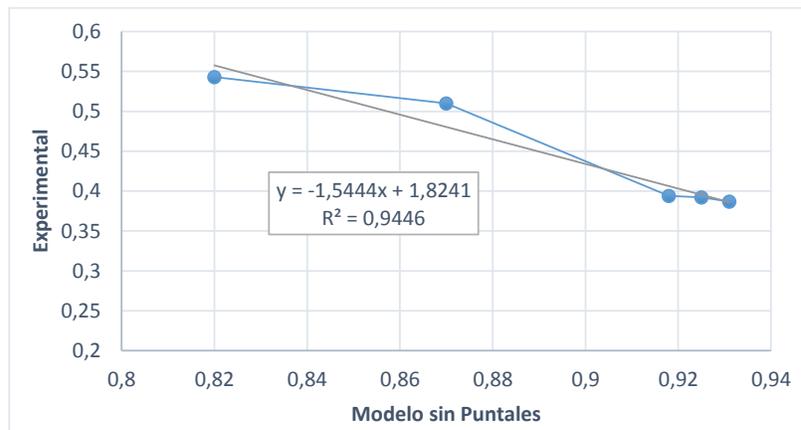
$$\left(\frac{k_2}{k_1} \right) = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 \quad (7.1)$$

Como se definió, la variación promedio de la rigidez (k_2/k_1) entre los modelos con y sin mampostería es de 6,1. Esto quiere decir que la variación promedio esperada para el periodo (T_1/T_2) es de 2,5. Esto es compatible con lo descrito en la sección 7.1 en la cual se identificó una variación de 2,4 veces entre el periodo con mampostería y sin ella.

7.5. MODELOS S.E.N.E. VS. RESULTADOS EXPERIMENTALES

La modelación de la mampostería en ciertos casos puede concebir un proceso extenso y complicado. Por esta razón se ha obtenido una curva que relaciona los periodos obtenidos por la modelación sin elementos no estructurales con los resultados obtenidos de manera experimental (reales) para las diferentes etapas constructivas.

Gráfico 7.9 Tendencia entre periodos experimentales vs modelos S.E.N.E.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

La curva presentada en el Gráfico 7.9 es particular para el edificio en estudio en base a su tipología estructural y densidad de paredes. Sin embargo, a través de la presentación de este caso se plantea como tema de estudio la realización de esta relación para diferentes edificaciones de manera que se generalice una curva para cada familia de estructuras. La ventaja de esta metodología respecto a las fórmulas que aproximan el periodo en función de la altura está en que aquí se parte ya de la masa y rigidez particular de la estructura obtenida por una modelación tradicional. Así, se posibilita la obtención del periodo real de la estructura sin la modelación de los elementos no estructurales.

CAPÍTULO VIII

IMPLICACIONES Y EVALUACIÓN DEL CÓDIGO

8.1. FÓRMULAS APROXIMADAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.

El periodo fundamental de vibración participa en los diferentes códigos de diseño sismorresistente en la estimación de la aceleración espectral y el cálculo del corte basal por el método elástico. Es por esta razón que dentro de la literatura diferentes fórmulas aproximadas se han desarrollado. La mayoría de ellos en base a la altura de la edificación y la tipología de la misma.

A continuación se presentan diversas ecuaciones aproximadas para el cálculo del periodo fundamental de vibración de edificios según diferentes códigos e investigaciones.

NEC – 15 (Ecuador)

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (8.1)$$

Donde,

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

C_t y α según el Cuadro 8.1.

Cuadro 8.1 Coeficientes C_t y α según la norma NEC-11.

Tipo de Estructura	C_t	α
<i>Estructuras de acero</i>		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75
<i>Pórticos especiales de hormigón armado.</i>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 15 (2014). "Peligro Sísmico". NEC-SE-DS.

CEC – 2002 (Ecuador)

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (8.2)$$

Donde,

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

$C_t = 0,09$ para pórticos de acero.

$C_t = 0,08$ para pórticos espaciales de hormigón armado.

$C_t = 0,06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

E.030 (Perú)

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (8.3)$$

Donde,

$C_t = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_t = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_t = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

NSR-10 (Colombia)

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (8.4)$$

Donde, C_t y α se obtiene según el Cuadro 8.2.

Cuadro 8.2 Coeficientes C_t y α según la norma NSR-10

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas	0.047	0.9

Cuadro 8.2 Continuación.

Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75

Fuente: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial de Colombia (2010). “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10”.

Eurocódigo 8 (Unión Europea)

Para edificios de hasta 40m.

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (8.5)$$

Donde,

C_t= 0.085 Para pórticos espaciales de acero resistentes a momento.

C_t= 0.075 Para pórticos espaciales de concreto resistentes a momento y para marcos de acero arriostrados excéntricamente.

C_t=0.050 Para todas las demás estructuras.

UBC-97 (Estados Unidos)

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (8.6)$$

Donde,

$C_t=0.0853$ Para estructuras de acero resistentes a momento.

$C_t=0.0731$ Para pórticos de concreto reforzado resistentes a momento y para marcos de acero arriostrados excéntricamente.

$C_t=0.0488$ Para todas las demás estructuras.

Oliveira y Navarro, 2010 (Portugal)

Oliveira y otros presentan las siguientes ecuaciones desarrolladas a partir de ensayos experimentales de vibración ambiental en estructuras de hormigón armado con mampostería no confinada:

$$T = 0.013 h_n \quad (8.7)$$

Adicionalmente presenta dos ecuaciones más:

$$T = 0.037N + 0.20 \quad (8.8)$$

Para estructuras con bajo porcentaje de paredes no confinadas.

$$T = 0.035N \quad (8.9)$$

Para estructuras con alto porcentaje de paredes no confinadas.

Goel y Chopra, 1997. (Estados Unidos)

En este estudio se determinaron las siguientes expresiones en base a las respuestas durante eventos sísmicos en 53 estructuras de acero y 37 de hormigón armado. Se utilizó resultados obtenidos entre el terremoto de San Fernando de 1971 (ML=6.6) hasta Northridge de 1994 (ML=6.7).

$$T_R = 0.018H^{0.90} \quad \text{Para estructuras en hormigón armado.} \quad (8.10)$$

$$T_R = 0.035H^{0.80} \quad \text{Para estructuras en acero.} \quad (8.11)$$

Donde, la altura H se presenta en pies.

Hong et al. (2000)

En este estudio se analizaron 21 edificios en hormigón armado. La altura de los edificios estudiados fue de entre 8 y 77 metros. Esta investigación se desarrolló en Taiwan en base a eventos sísmicos de magnitud no muy elevada. Esto con el objetivo de garantizar una respuesta en el rango elástico lineal. En la investigación se resalta la utilización de ladrillos en paredes.

$$T = 0.0294H^{0.804} \quad (8.12)$$

Leu et al. (2001)

Este estudio se realizó también en Taiwan para 45 edificios de hormigón armado. A diferencia del trabajo realizado por Hong et al. (2000), en este caso los resultados se obtuvieron en base a estudios de vibración ambiental. La siguiente fórmula es válida para edificios entre 12 y 82 metros.

$$T = 0.018H^{0.915} \quad (8.13)$$

Guillier et al. (2014)

Mediante esta investigación se estableció una fórmula para edificios de hormigón armado en la ciudad de Lima, Perú. Para esto se analizaron 344 edificios usando vibraciones ambientales. En este estudio se presentan tres ecuaciones, en las que se divide según el año de construcción. En este caso se considera al año 1974 como crucial ya que en el mismo ocurrió un sismo de M_w 8.1 que impactó fuertemente a la ciudad y posterior al cual se implementó el código sísmico peruano.

$$T = \frac{N}{24} ; \text{Edificios menores de cinco pisos, cual sea el año de construcción} \quad (8.14)$$

$$T = \frac{N}{15} ; \text{Edificios de cinco o más pisos, construidos antes de 1974} \quad (8.15)$$

$$T = \frac{N}{24} ; \text{Edificios de cinco o más pisos, construidos después de 1974} \quad (8.16)$$

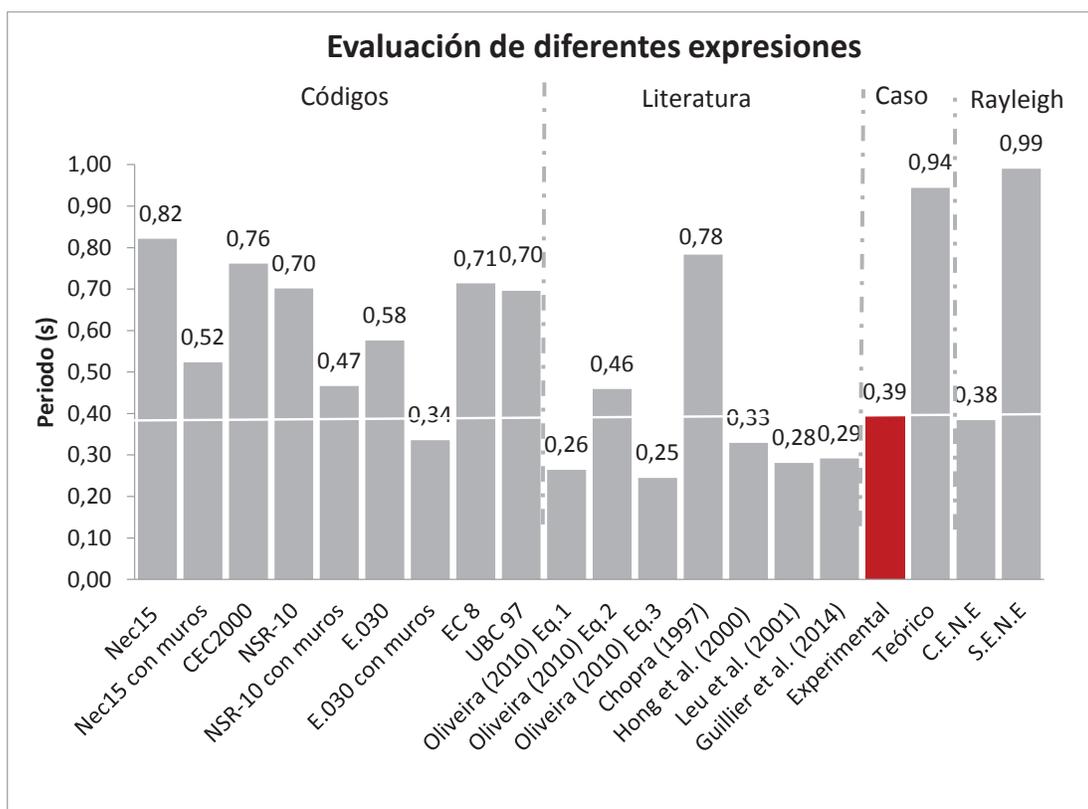
Cuadro 8.4 Continuación

Literatura	Portugal	Oliveira (2010) Eq.1	0,26	-0,13	-33%	0,7	V.A.
		Oliveira (2010) Eq.2	0,46	0,07	17%	1,2	V.A.
		Oliveira (2010) Eq.3	0,25	-0,15	-38%	0,6	V.A.
	Estados Unidos	Chopra (1997)	0,78	0,39	100%	2,0	Sismos
	Taiwan	Hong et al. (2000)	0,33	-0,06	-16%	0,8	Sismos
		Leu et al. (2001)	0,28	-0,11	-28%	0,7	V.A.
	Lima	Guillier et al. (2014)	0,29	-0,10	-26%	0,7	V.A.
Real	Edif. Alicante	Experimental (C.E.N.E.)	0,39	-	0%	1,0	V.A.
Modelo	Edif. Alicante	Teórico (S.E.N.E.)	0,94	0,55	141%	2,4	Modelo
Rayleigh	Internacional	C.E.N.E	0,384	-0,01	-2%	1,0	-
		S.E.N.E	0,99	0,05	5%	1,0	-

*V.A.: Vibración Ambiental

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 8.1 Evaluación de diferentes expresiones para la determinación del periodo de vibración en el edificio en estudio.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

De las expresiones presentadas se observa que las fórmulas aproximadas para pórticos en hormigón armado presentes en los códigos no consideran el efecto de los elementos no estructurales y por tanto devuelven valores mayores para el periodo de vibración. Estos valores se aproximan más al caso 'Teórico (S.E.N.E.)' que corresponde únicamente al periodo de la estructura. Por otra parte, al considerar las fórmulas aproximadas con mampostería confinada o muros estructurales presentes en los códigos, aunque no sea el caso constructivo de la edificación, se obtiene mejores estimaciones que en el caso anterior.

El efecto observado en esta investigación debido a los elementos no estructurales se corrobora con otras investigaciones realizadas en países como Perú, Taiwán y Portugal. En estos países se realizaron estudios experimentales para determinar una ecuación en base a la altura. Estas expresiones demuestran periodos de vibración más bajos que los de los códigos y sobretodo más cercanos al valor obtenido en esta investigación. Únicamente la ecuación de Goel & Chopra (1997) presenta un valor muy diferente debido a que en Estados Unidos el sistema constructivo no se usa por lo general mampostería rígida.

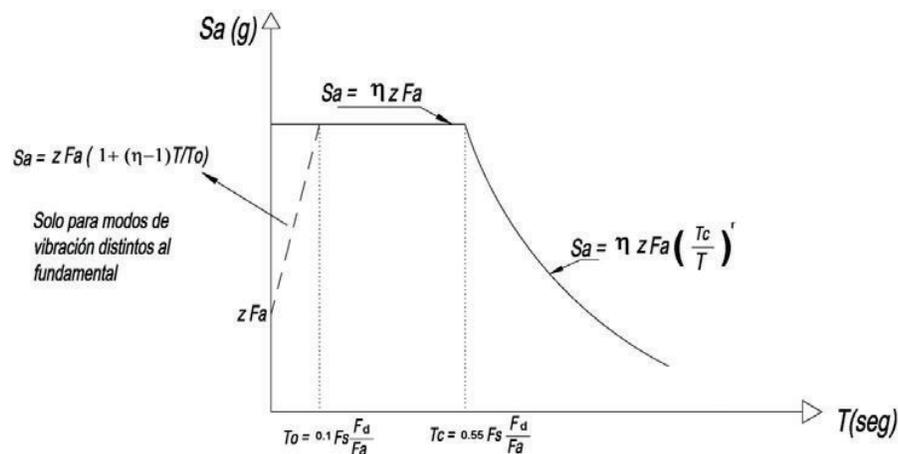
Por último, la fórmula de Rayleigh o 'Método 2' presente en algunos códigos corresponde a una fórmula más desarrollada que no depende únicamente de la altura sino también de las masas y rigideces. En este sentido, la validez de los resultados por este método depende de la consideración de rigideces tomadas. Es así que se observa que bajo el mismo método se puede obtener un valor muy cercano tanto para S.E.N.E. como para C.E.N.E. dependiendo de la condición de rigideces asumida.

En síntesis, de las ecuaciones que dependen únicamente de la altura, la fórmula de Hong presenta un resultado adecuado (16% de error relativo o 0,06 s de error absoluto). En cuanto a los códigos, la fórmula de Perú con muros estructurales presenta un error relativo del 14%.

8.3. EFECTO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EN LA ACELERACIÓN ESPECTRAL.

La respuesta sísmica de una edificación es medida de las propiedades dinámicas de la misma. Estas características determinan el cálculo de las solicitaciones sísmicas tal como se presenta en los diversos códigos. Principalmente, es en función del periodo fundamental de vibración que se define el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a (Figura 8.2).

Figura 8.1 Espectro sísmico elástico de aceleraciones presente en el NEC15.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 15 (2014). Peligro Sísmico. NEC-SE-DS.

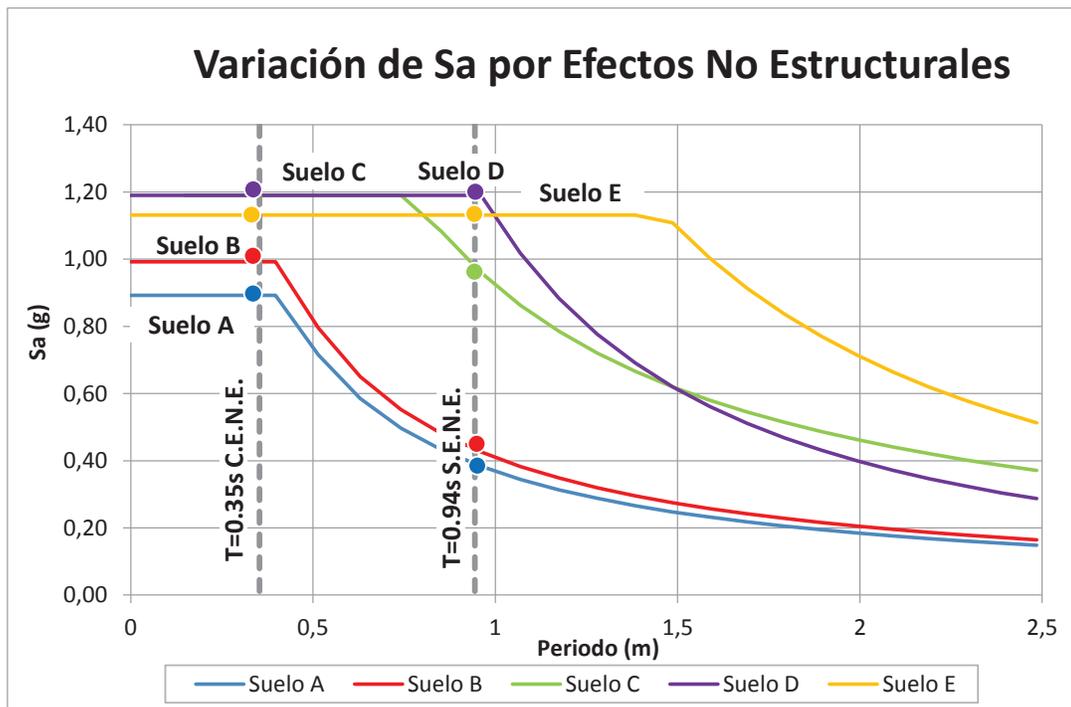
Se evidencia en la Figura 8.2 que para periodos de vibración cortos (estructuras rígidas), la aceleración correspondiente es superior que para estructuras de mayor periodo (flexibles). Es decir, la reducción en el periodo debido a la presencia de los elementos no estructurales tiende a un incremento en la aceleración espectral.

En base a lo dicho, en el Gráfico 8.2 se presenta los espectros elásticos de diseño en aceleraciones para los diferentes suelos que considera el código ecuatoriano. Para el desarrollo de estos espectros se ha considerado la región Sierra junto a los demás factores presentes en el capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS, 2014). Los mismos no se han reducido por valores de ductilidad.

Adicionalmente, en la misma gráfica se han intersecado los valores correspondientes a los periodos con y sin elementos estructurales. Estos valores corresponden a las componentes a traslación en el sentido Este-Oeste.

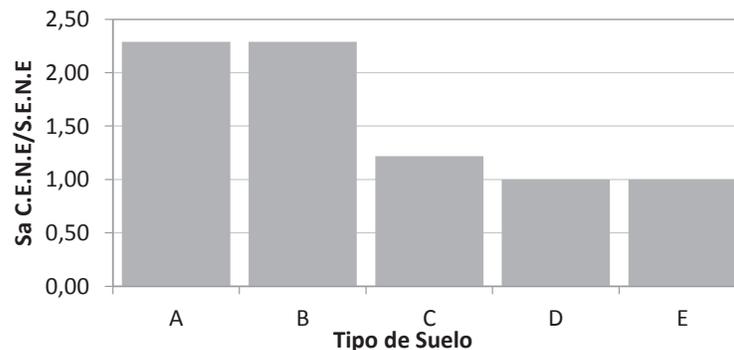
La razón entre la aceleración con elementos no estructurales (C.E.N.E.) y sin ellos (S.E.N.E.) se ilustra en el Gráfico 8.3 para los diferentes tipos de suelo.

Gráfico 8.2 Variación de S_a en el espectro de respuesta por efectos de un menor periodo debido a elementos no estructurales.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 8.3 Relación de S_a C.E.N.E./S.E.N.E. para el Edificio Alicante según suelo.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

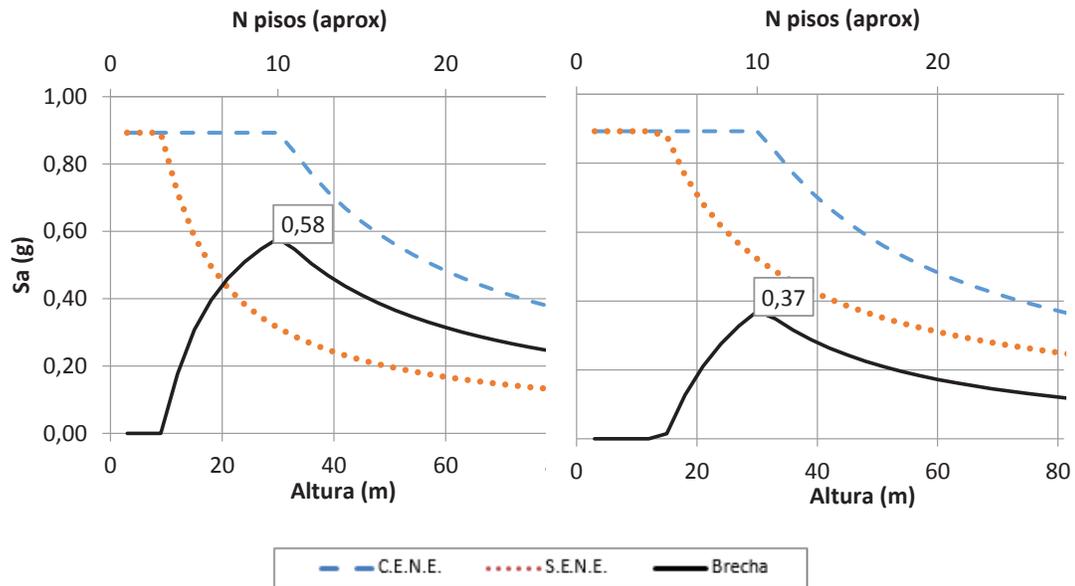
Como se observa en el Gráfico 8.3, dependiendo del tipo de suelo la variación en la aceleración espectral elástica del edificio puede ser más o menos importante. En el edificio en estudio, para suelos tipo A y B, la aceleración C.E.N.E. incrementa 2.3 veces respecto al pórtico por sí solo. Así mismo sucede para un suelo tipo C cuyo valor aumenta 1.23 veces. Por otro lado, para suelos D y E, no existe variación. Esto debido a que el T_c , periodo que define la longitud de la meseta del espectro es mayor para suelos blandos (Gráfico 8.3). Finalmente, cabe recalcar que este aumento en la aceleración afecta en proporción directa al cortante basal que define la demanda sísmica.

En base a lo dicho, dependiendo de la altura y del tipo de suelo la variación debida a los elementos no estructurales puede ser más o menos importante. Por este motivo, a continuación se generaliza la variación de S_a para diferentes alturas. En esta evaluación se ha considerado al periodo S.E.N.E. a través de la fórmula aproximada presentada en el NEC-15 (Expresión 8.1). Para el periodo C.E.N.E. se considerará la fórmula presentada por Hong (Expresión 8.12). Se ha considerado esta última debido a que según el Cuadro 8.1 esta expresión presenta la menor diferencia.

En las Figuras 8.5 a la 8.14 se presentan los espectros resultantes de considerar y no los elementos no estructurales. La curva definida como brecha corresponde a la diferencia entre los dos espectros.

Cabe destacar que para edificios altos el sistema estructural por lo general involucra muros estructurales o diagonales rigidizadoras. Es por este motivo que se presentan dos gráficos para cada tipo de suelo. Uno considerando la fórmula aproximada del NEC-15 para sistemas aporticados en H.A. y otro con la de muros estructurales en H.A. del mismo código. Por otra parte, la expresión de Hong se presenta con una validez para edificios de entre 8 y 77 metros de altura.

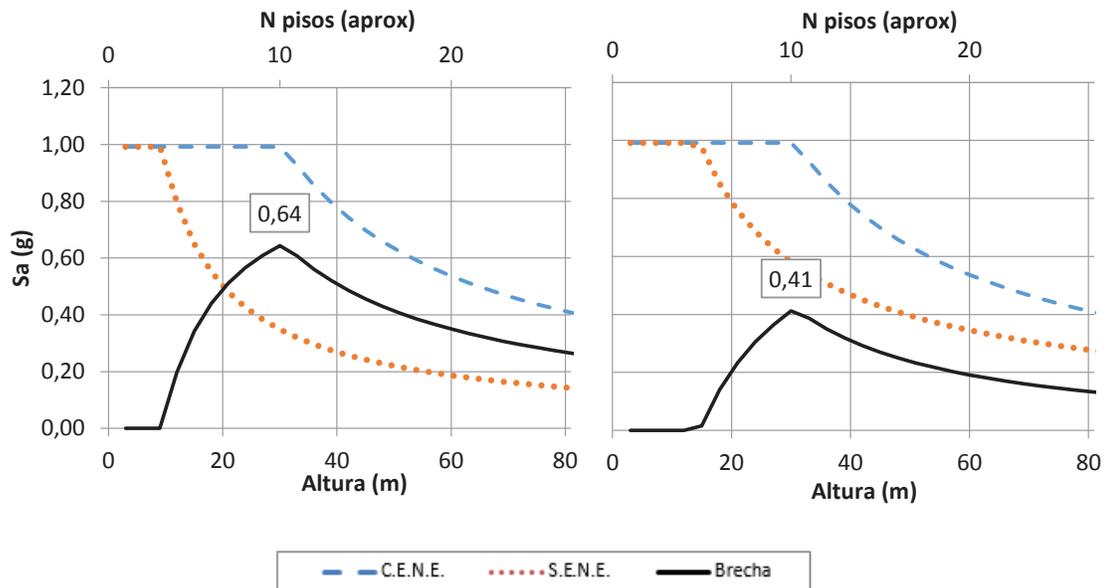
Gráfico 8.4 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo A.



Pórticos en H.A. (Izq.) y Muros (Drcha.)

Elaborado por: Raúl Paredes B.

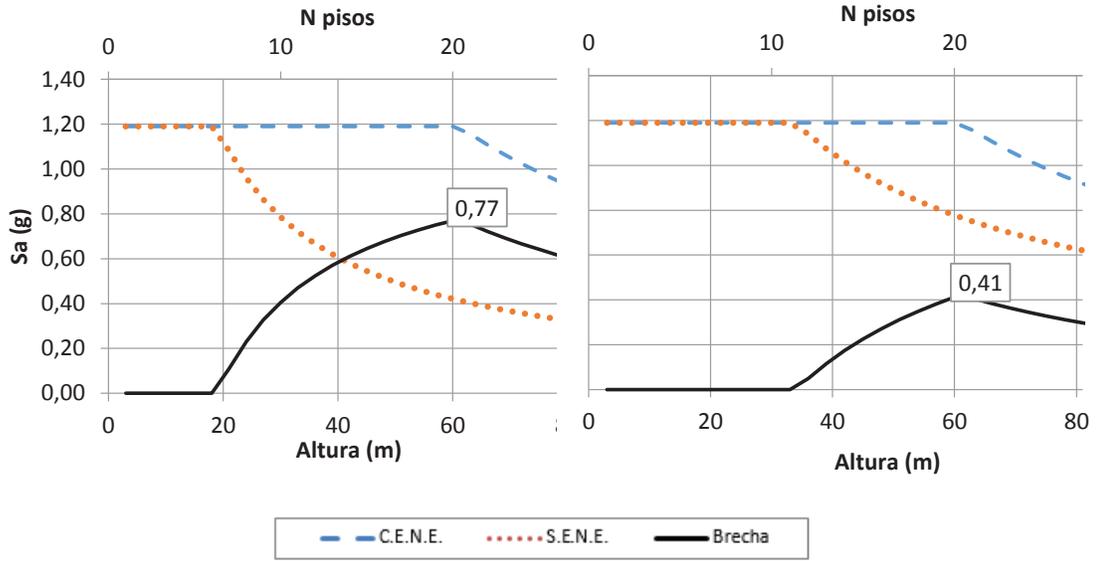
Gráfico 8.5 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo B.



Pórticos en H.A. (Izq.) y Muros (Drcha.)

Elaborado por: Raúl Paredes B.

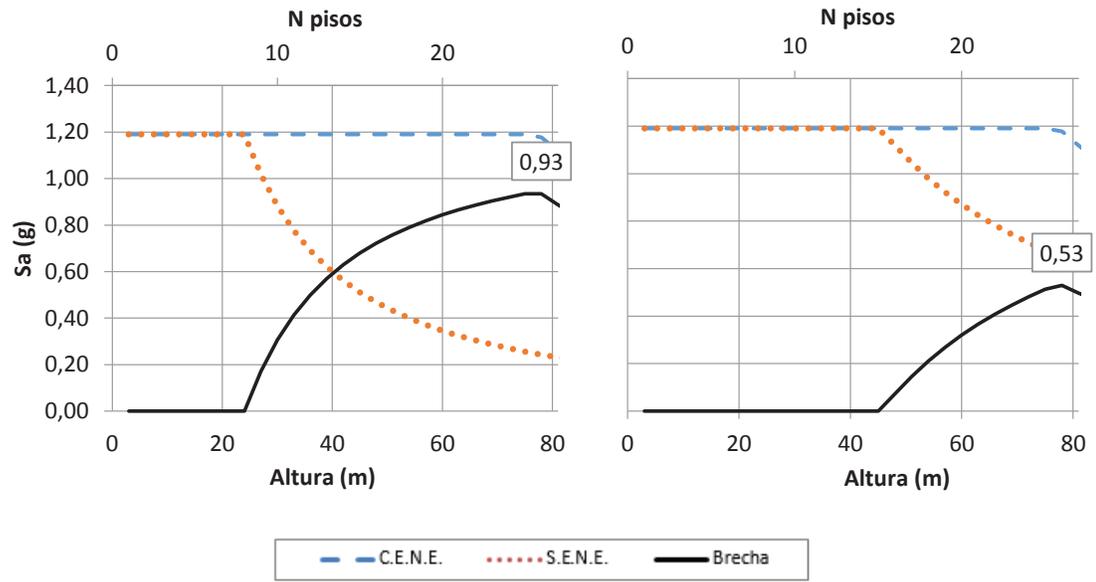
Gráfico 8.6 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo C.



Pórticos en H.A. (Izq.) y Muros (Drcha.)

Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 8.7 Espectros con y sin elementos no estructurales para suelo D.

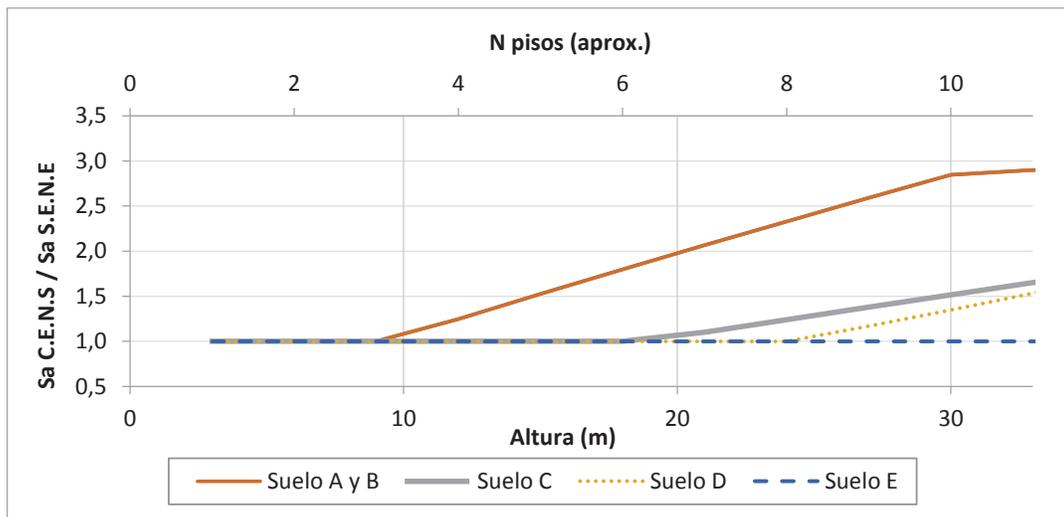


Pórticos en H.A. (Izq.) y Muros (Drcha.)

Elaborado por: Raúl Paredes B.

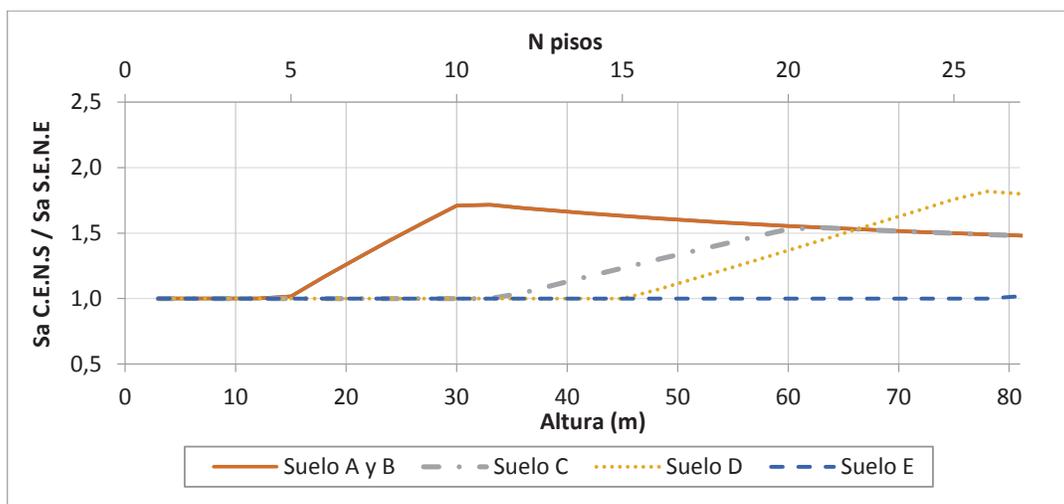
Las relaciones presentadas se sintetizan en los Gráficos 8.8 y 8.9 a través de la relación de S_a C.E.N.E. respecto a S_a S.E.N.E. Bajo la consideración que para edificios altos se utiliza sistemas duales con muros estructurales, la aceleración puede llegar a variar hasta 1.8 veces dependiendo del tipo de suelo. Para edificios menos altos (considérese menos de 10 pisos), la aceleración puede ser en promedio 2 veces más en suelos A y B. y en suelos C y D menos de 1.5 veces. Esto equivale a que el mismo número de veces aumente el cortante basal.

Gráfico 8.8 Relación de S_a C.E.N.E respecto a S_a S.E.N.E. para pórticos en H.A.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

Gráfico 8.9 Relación de S_a C.E.N.E respecto a S_a S.E.N.E. para H.A. con muros.



Elaborado por: Raúl Paredes B.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. INSTRUMENTACIÓN

- La instrumentación por vibración ambiental se ofrece como una alternativa económica, no permanente y de coherentes resultados en el estudio de estructuras en el rango elástico. Por otra parte, la instrumentación permanente corresponde a una metodología más costosa debido a la incertidumbre en la ocurrencia de movimientos fuertes. La ventaja de esta última incurre en que favorece al estudio de las estructuras en el rango inelástico y permite identificar la respuesta real de la estructura durante un movimiento fuerte.
- La instrumentación, en general, permite la inspección de daños en las estructuras ya sea por desgaste en el tiempo o por movimientos fuertes. Los cambios en la rigidez afectan al periodo de vibración, lo cual es un parámetro para presumir deterioros en la misma. De igual manera se pueden verificar los criterios de diseño y evaluar un posible reforzamiento estructural.
- Para la obtención del periodo de vibración de una estructura es suficiente la instrumentación con un solo sensor en el piso más alto. No obstante, para la identificación del efecto torsional y la configuración modal se hace necesario el uso de un arreglo de sensores que registren de manera simultánea.
- Si la localización en planta del sensor se presenta apartado del centro de rigidez de la estructura se puede hacer una estimación al periodo torsional. Por otra parte, en el caso que el sensor se ubique próximo al centro de rigidez únicamente se podrá visualizar los modos traslacionales.

- Se recomienda la grabación de un tiempo aproximado a 1500 veces el periodo fundamental estimado así como una tasa de muestreo de mínimo dos veces la frecuencia fundamental (Cantiene, 2005).
- Se recomienda la discusión de un capítulo en la Norma Ecuatoriana de la Construcción referente a la instrumentación de edificaciones. En este sentido se resalta el contexto normativo ya evidenciado en otros países con alta amenaza sísmica (Capítulo 1.5). Sobre todo, debe dirigirse mayor atención hacia edificaciones de interés como hospitales, escuelas, entre otros.

9.2. PROCESAMIENTO DE SEÑALES

- A través de esta investigación se comprueba la factibilidad en la utilización de la metodología descrita en la Sección 3.2 para el procesamiento de señales en el tiempo. En este sentido, el picado en el espectro de Fourier se presenta como una técnica rápida y sencilla para la determinación de los periodos fundamentales de vibración.
- Se recomienda en el procesamiento la impresión tanto del gráfico del espectro promedio de ventanas como de un gráfico con el espectro de todas las ventanas. De esta manera se puede descartar cualquier ventana que no corresponda a la tendencia de las otras y por ende altere el promedio resultante.
- Se recomienda utilizar una relación ST/LTA no mayor a tres debido a que se tomarían ventanas con mayor ruido. Esto puede hacer aparecer frecuencias ajenas a las de la estructura en el espectro de Fourier.
- Se recomienda procesar una misma señal bajo diferentes coeficientes de suavizado ya que se puede prescindir de contenido frecuencial importante.
- Si bien la metodología utilizada mediante instrumentación con un solo sensor no permite determinar con precisión la frecuencia a torsión de una estructura.

Este valor puede ser estimado cuando se observa en el espectro resultante dos picos contiguos. De entre los dos, el pico correspondiente a la torsión es aquel con un valor similar en las dos direcciones.

- Durante el procesamiento se recurrió a menores suavizados para la componente E-O que a N-S. En la componente N-S este segundo pico fue fácilmente identificado, caso contrario que en la E-O en la cual los picos se encontraban muy próximos. Sin embargo, se resalta el hecho que los datos en ambas direcciones deben ser compatibles. Es decir, si en una dirección se observa dos picos, en la otra se deberá esperar lo mismo.

9.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

- De los ensayos de vibración ambiental se observó un decrecimiento en el periodo entre los ensayos cero y cinco. Posterior al estado cinco, se manifestó un ligero incremento (0,03s). En total entre el ensayo cero y seis el periodo disminuyó 1,5 veces para la dirección Norte-Sur y 1,6 veces para Este-Oeste. Cabe destacar que para el ensayo cero ya se disponía de un avance del 39% en mampostería.
- Para la fecha en que se realizó el ensayo uno (Septiembre 2014) la estructura se encontraba prácticamente completa (97%). Por otro lado, el proceso de mampostería y enlucidos finalizó recién para el ensayo cinco (Febrero 2015). Es decir, durante estas fechas la variación en el periodo de vibración se debieron de manera sustancial a elementos no estructurales y no a modificaciones a la estructura.
- Entre el ensayo cinco y seis (Junio 2015) se adicionaron otros acabados como pisos, modulares y pintura. Sin embargo, entre estas fechas no se presentó cambio notable en el periodo. Por consiguiente, se denota que únicamente la mampostería y el enlucido participan como elementos no estructurales colaborantes.

- El comportamiento decreciente del periodo refleja el incremento en la rigidez de la estructura por efecto de los elementos no estructurales (ensayos cero al cinco). Por otra parte, entre el ensayo cinco y seis el ligero incremento se debe a un aumento en el peso (masa) de la estructura por la colocación de acabados no colaborantes.
- Se observa para las dos primeras frecuencias identificadas un comportamiento a traslación seguidos por una tercera frecuencia a torsión. Esto corresponde a un óptimo comportamiento dinámico ya que por normativa se solicita que en los dos primeros modos rijan la traslación.
- Para el estado seis se obtuvo un periodo de 0,39 s en la dirección Norte-Sur y 0,35 s en Este-Oeste. Esto corresponde al periodo final de la edificación debido a que para esta fecha todas las cargas muertas ya se encontraron instaladas.
- Respecto al segundo modo traslacional, este varía 2 veces entre los ensayos cero y seis en la dirección Este-Oeste y 1,7 veces en Norte-Sur. Esta variación es mayor a la del primer modo traslacional. Además, se observa que mientras en el primer modo el periodo prácticamente se estabiliza a la fecha del ensayo tres, el segundo modo varía de manera importante hasta el ensayo cuatro. Por consiguiente, se concluye una mayor sensibilidad a los efectos de los elementos no estructurales en el segundo modo traslacional que en el primero.
- La desviación estándar en los picos fundamentales identificados en los espectros de Fourier ha sido de máximo 0,02 segundos. En promedio la relación entre la desviación estándar y el valor promedio de la frecuencia está en un 1,94%. Esto garantiza la estabilidad en los resultados obtenidos de manera instrumental.
- La relación de frecuencias entre los modos se presenta en relación 1-3-5. Esto representa un efecto dominante a corte en la edificación. Por esta razón esta

estructura se asemeja más a un modelo tipo Timoshenko que al de Euler-Bernoulli.

9.4. ENSAYO DE MURETES DE MAMPOSTERÍA

- El bloque utilizado en el edificio Alicante corresponde a un mampuesto de fabricación industrial. De este se ensayaron bloques de 49x20x14 cm obteniéndose una resistencia promedio a la compresión de 57 kg/cm². La ventaja de la geometría de este mampuesto radica en un menor número de bloques por m² (9,5) respecto al tradicional (12). Además el acabado del mismo favorece a espesores mínimos de enlucido (5mm).
- La resistencia a la compresión de la mampostería (f_m) para las condiciones del bloque descrito fue de 22,8 kg/cm² sin enlucido y de 31,6 kg/cm² con enlucido. Es decir, el enlucido (5mm por lado) colaboró aproximadamente un 28% de la resistencia total, incrementando 1,4 veces la resistencia del murete de bloque. Por esta razón se resalta la importancia del enlucido como elemento no estructural colaborante.
- En cuanto al módulo de elasticidad, se determinó un valor de 119756 kg/cm² para el murete con enlucido y de 64449 kg/cm² sin enlucido. Es decir, el módulo incremento 1,9 veces por efecto del enlucido. Esto demuestra el efecto de rigidización en la mampostería por dos motivos principales. Primero el efecto de confinamiento que ejerce el enlucido en el bloque. Segundo la naturaleza del material enlucido es más rígido a la del bloque tanto por la porosidad, composición de materiales y peso específico. Es por esta razón que en el estudio del reforzamiento de edificaciones únicamente se modela el enchape de enlucido sin considerar el bloque (Fernández, L. y Paredes, P., 2010; Ochoa, J. y Ulcuango, F., 2014).
- El peso por m² de pared de 14mm de espesor bajo los materiales ensayados es en promedio de 158 kg/m² sin enlucido y de 184 kg/m² con enlucido. Bajo

este antecedente se realiza el importante peligro para la integridad humana por motivo del desmoronamiento de paredes.

- Se recomienda el estudio de las propiedades mecánicas de diferentes mampuestos bajo las condiciones locales ya que existe carencia de información actualizada en cuanto al tema. Además, se recomienda el estudio de la influencia del enlucido para diferentes espesores en la mampostería.

9.5. MODELACIÓN TEÓRICA DE LA EDIFICACIÓN

- En la modelación de mampostería no confinada se presentan dos metodologías válidas. Primeramente, el método de elementos finitos o micro-modelado, el cual es el más exacto y favorece al estudio de los efectos locales. Sin embargo, este método es iterativo y su aplicación implica un mayor esfuerzo. Por otra parte, el método de puntales o macro-modelado se ofrece como una alternativa simplificada y coherente. Este segundo no refleja de manera tan prolija como el primero los efectos locales. No obstante, permite tener una medida general del efecto de la rigidez bajo cargas laterales y la colaboración de los mismos a los pórticos de la estructura.
- En la modelación por elementos finitos es importante considerar una correcta conexión panel-estructura. Esto debido a que la mampostería no confinada únicamente transfiere esfuerzos de compresión entre las dos partes. Si se considerara una conexión completa en todos los puntos del panel y no solo en las zonas a compresión se incurriría en errores de aproximadamente 21% para el periodo y del 30% para momentos y cortantes.
- En la modelación por puntales de un pórtico sencillo se obtuvo que la expresión más adecuada para definir el ancho del puntal depende del objetivo del cálculo. En este sentido para la determinación de periodos y momentos se recomienda aplicar la expresión de Holmes con un puntal. Para cortantes y derivas se puede hacer uso de la expresión de Bazan con tres puntales. Cabe destacar que estos resultados han sido determinados en base a un análisis

teórico y bajo las propiedades mecánicas del bloque descrito en este estudio. Resultados diferentes podrían partir de considerar bloques de baja resistencia.

- A través de esta investigación se ha podido comprobar mediante estudios experimentales la validez de la expresión de Holmes con un puntal para la estimación del periodo de vibración teóricamente. Por otra parte, se recomienda el estudio de las expresiones de Bazan y Holmes, con uno y tres puntales para la estimación de momentos y cortantes.
- Para la modelación de los efectos cortantes en el pórtico debido a la mampostería no confinada se recomienda la utilización de modelos construidos con tres puntales. Esto permite representar de mejor manera los efectos locales desarrollados en la longitud de contacto panel-marco. Por otra parte para momentos es suficiente la modelación con un puntal.
- De la comparación a momentos y cortantes en el pórtico sencillo se observa una reducción de 600% a momentos y 300% a cortantes en el pórtico por efecto de la mampostería no confinada. Es decir, la presencia de mampostería no confinada contribuye de manera sustancial a reducir los esfuerzos en los elementos estructurales. Sin embargo, cabe destacar que la mampostería no confinada y no estructural no ha sido conceptualizada para absorber esta diferencia en los esfuerzos y por tanto la falla de los mismos atentan a la integridad humana. Así mismo, también se resalta el hecho que en una edificación real la mayoría de paredes no se encuentran inscritas en los pórticos por lo cual la contribución a los elementos no estructurales no será la misma que la planteada en este pórtico sencillo.
- Para el análisis modal se debe cerciorar que todas las cargas del tipo muerta (peso propio, peso paredes, sobrecarga o super-muerta) sean asignadas como masas. En cuanto a las vivas deberá únicamente asignarse una fracción de las mismas o carecer de ellas. Esto debido a que la sobreestimación de cargas incrementa el periodo y disminuye el cortante basal del diseño sísmico.

Es decir, considerar mayores pesos no siempre tiende por el lado de la seguridad.

- Se recomienda la modelación de losas alivianadas con secciones tipo waffle. De esta manera el peso propio calculado por el programa es más próximo al real y no es sobreestimado. Caso contrario se recae en el punto anterior. Además, se recomienda comprobar de manera manual los pesos del programa con un cálculo manual a favor de prever cualquier error en el modelado como secciones duplicadas o parámetros mal definidos.

9.6. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

- En el modelo final (ensayo seis) entre el periodo de vibración teórico y experimental se obtuvo errores relativos del 1% para los modos uno, tres y cuatro. En cuanto al segundo modo, el error presentado fue del 6% que corresponde a 0,02 s. Debido a esta buena aproximación se corrobora como válida la metodología utilizada para la modelación de mampostería no confinada.
- En general, entre los modelos tres y seis en los modos uno, tres y cuatro el error obtenido ha sido menor al 5%. En el segundo modo se presenta una mayor diferencia porcentual de entre el 6 y 10% que en valores absolutos equivale a 0,03 s. Por otra parte, para los modelos de los ensayos uno y dos la diferencia es mayor con errores de entre el 13 y 24% (0,06 – 0,12 s). Esto se debe a mayores incertidumbres en el modelado como masas no consideradas (amontonamiento de bloques) y la compatibilidad entre paredes modeladas y reales.
- La tendencia del periodo fundamental obtenido por modelación durante las diferentes etapas constructivas es concurrente con el comportamiento decreciente observado de manera experimental. Esto ratifica el incremento de la rigidez debido a la presencia de mampostería y enlucido.

- En la modelación tradicional o modelación sin considerar los elementos no estructurales, para las diferentes etapas constructivas el comportamiento es contrario (creciente). Es decir, la rigidez se mantiene constante y únicamente incrementan las masas debido a la adición de elementos no estructurales (no modelados). Por esta razón, para la misma rigidez pero mayores masas el periodo se ve incrementado.
- El valor final del periodo fundamental de vibración para el modelo con elementos no estructurales ha sido de 0,392 s mientras el valor para el modelo sin elementos no estructurales (bajo la misma consideración de masas) ha sido de 0,944 s. Esto representa un periodo real 2,4 veces menor al resultante de la modelación tradicional (sin paredes).
- En cuanto a las configuraciones modales, se observa una compatibilidad de resultados entre los modelos y los resultados experimentales. En este sentido para el estado final se identificó que el primer modo se presenta a traslación en el sentido N-S, el segundo a traslación E-O y el tercero a torsión en planta. Esto tiene congruencia con lo observado experimentalmente.
- En el modelo sin elementos no estructurales, la rigidez de la estructura viene dado por la por la disposición de las columnas en cada piso. Es por esta razón que para el modelo solamente de la estructura el primer modo de vibración (fundamental) se da en la dirección Este-Oeste. Esto corresponde al sentido más flexible y por tanto el modo de mayor periodo. Por otra parte, al momento de considerar la mampostería el primer modo se presenta en la dirección Norte-Sur. Este cambio se debe a una menor disposición de paredes en esta dirección (54% E-O vs 46% N-S). En definitiva, la rigidez de los elementos no estructurales puede reconfigurar la disposición estructural pudiendo inclusive inducir efectos de torsión no considerados.
- La participación modal de la masa alcanzó el 90% en los primeros 32 modos de vibración en el modelo sin elementos no estructurales. Por otra parte, para el modelo con elementos no estructurales este porcentaje se alcanzó en los

primeros 25 modos. En los primeros tres periodos la masa efectiva participante ha sido similar (aproximadamente 50%) en los dos modelos. No obstante, en el modelo con elementos no estructurales se observa una participación mayor y uniforme de los modos superiores por lo cual se alcanza el 90% de manera más rápida. Por el otro contrario, para el modelo sin elementos no estructurales la participación de los modos superiores es menor.

- En el modelo sin mampostería se ha observado la importante participación de los modos 26, 27 y 32 debido a un efecto local. Este efecto se presenta debido a irregularidades en la estructura. Sin embargo, en el modelo con mampostería, el efecto de estos modos se ve disminuido ya que la mampostería colabora como elemento rígido decreciendo la flexibilidad local de estas zonas.
- Se determinó que la rigidez de cada piso incrementó aproximadamente 6,1 veces por efecto de la mampostería. No obstante, si solo se modelara las paredes embebidas en los pórticos el incremento de la rigidez sería de aproximadamente de 3,5 veces. Esto denota la importancia en la modelación de la mampostería fuera pórticos a pesar de no favorecer al confinamiento de las columnas.
- La rigidez final de la edificación se encuentra definida 24% por la rigidez de los pórticos, 40% por la mampostería fuera de los planos estructurales y 36% por la mampostería embebida en la estructura.
- La variación del periodo (T_1/T_2) para dos diferentes estados se presenta en relación directa con la raíz cuadrada de la variación de las rigideces (K_2/K_1) como se expresa por la ecuación 7.1 y como se ratifica en la edificación en estudio.
- Se ha planteado una curva que relaciona el periodo resultante de la modelación sin elementos no estructurales vs el periodo real obtenido de manera experimental para las diferentes etapas constructivas. Esta correlación favorece la determinación del periodo real de la estructura

únicamente bajo la modelación de la estructura sin elementos no estructurales. La ventaja de este procedimiento está en que se considera tanto la rigidez como la masa particular de cada estructura.

- Se resalta que la modelación de paredes utilizada no corresponde al modelo de diseño sino a la validación de una metodología teórica para estimar el periodo de vibración. En cuanto al diseño debería considerarse tanto el modelo con elementos no estructurales como el modelo sin los mismos ya que posterior al agrietamiento de las paredes la estructura absorbería todo el corte basal. El modelo con elementos no estructurales además permite identificar efectos locales como columna corta o piso blando, los cuales son ignorados en la modelación tradicional.

9.7. IMPLICACIONES EN EL CÓDIGO

- A partir de la fórmula aproximada presente en la NEC-15 para determinar el periodo de vibración se estimó un valor de 0,82 s para la edificación en estudio. Este valor se acerca al obtenido para la edificación sin la modelación de los elementos no estructurales (0,94 s). No obstante, el periodo real verificado teórica y experimentalmente (0,39 s) toma un valor 2,1 veces menor (109% de error relativo). Por este motivo se concluye que la fórmula aproximada presente en el código no considera el efecto de la mampostería y por tal motivo no se ajusta a las condiciones reales de nuestro medio. En este motivo es preferible utilizar la fórmula aproximada que considera muros, con la cual se obtiene un valor de 0,52 s.
- Entre las expresiones presentes en otros códigos internacionales se ha observado que la norma peruana (E.30) es la que se aproxima más (0,58s). No obstante, al igual que se mencionó en la conclusión anterior, es preferible utilizar la fórmula que considera muros estructurales o mampostería estructural.
- En cuanto a las fórmulas presentes en la literatura desarrolladas por diferentes investigaciones, se observan mejores estimaciones. Entre estas se resalta la

expresión de Hong (Taiwan) la cual estima un valor de 0,33s que corresponde a un -16% de error relativo (0,8 veces el valor real). La siguiente expresión más cercana es la de Oliveira (Portugal) para poca densidad de paredes no confinadas (17% de error relativo). Se resalta que tanto en ambos países los métodos constructivos son semejantes a los de Ecuador.

- Entre las expresiones presentadas se distinguen dos metodologías. Primero, las basadas en vibraciones ambientales, las cuales estiman valores en el rango elástico de la edificación. Por otra parte las basadas en sismos fuertes en las que es muy probable el comportamiento inelástico de las edificaciones instrumentadas. No obstante, el caso crítico para el periodo de vibración y más probable es ante movimientos en el rango elástico.
- El espectro de aceleraciones en función del periodo de vibración presente en los diferentes códigos asigna aceleraciones menores a medida que el periodo de vibración incrementa. Esta aceleración se vincula en proporción directa con la demanda sísmica determinada por el cortante basal. Por este motivo la sobreestimación del periodo de vibración subestima la demanda sísmica real de la edificación.
- La trascendencia en el incremento de la aceleración espectral debida a un menor periodo de vibración depende del tipo de suelo. Se ha comprobado que para suelos duros, las implicaciones son más notables debido a que en suelos blandos la meseta del espectro es más prolongada abarcando un rango más extenso de periodos. En el caso del edificio en estudio para suelos A y B el incremento en la aceleración es 2,3 veces mayor debido a la consideración de los elementos no estructurales. Por otra parte para suelo C el incremento es de 1,23 veces mientras que para suelos D y E no existe ninguna diferencia en la aceleración si se considera o no la mampostería.
- En base a la generalización estimada del efecto de la consideración de los elementos no estructurales en el periodo de vibración vs el periodo sin la consideración de los mismos se ha identificado que la aceleración espectral para los edificios de hormigón armado aporricados puede llegar a incrementar

en promedio 2 veces en los suelos A y B, y 1,5 veces en suelos C y D. Por otra parte para edificios más altos, en los cuales se hace uso de muros estructurales, esta variación puede llegar a ser hasta de 1,8 veces según el tipo de suelo.

- Se observa que el periodo de vibración es un valor muy importante en el diseño sismo-resistente ya que en base al mismo se determina la aceleración espectral necesaria para el cálculo del cortante basal. Por esta razón se recomienda un mayor estudio del mismo para diferentes tipologías estructurales en el medio local.
- El periodo de vibración es un parámetro que define y sintetiza toda la estructura ya que es una medida tanto de las rigideces como de las masas de la misma. Por esta razón, el estudio de este valor en el tiempo permite obtener una medida de la degradación de las estructuras por agrietamientos y modificaciones a lo largo del tiempo. Así también el periodo de vibración es útil en la verificación del reforzamiento estructural y la rehabilitación sísmica

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdel-Ghaffar, A., Housner, G. (1977). An analysis of the dynamic characteristics of a suspension bridge by ambient vibration measurements. Reporte EERL 77-OI.
- Asteris, P. (2008). Finite element micro-modeling of infilled frames. Electronic Journal of Structural Engineering.
- ASTM International (2013). Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars. C109 / C109M-13. West Conshohocken.
- ASTM International (2014). Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms. C1314. West Conshohocken.
- ASTM International (2010). Standard Test Method for Young's Modulus, Tangent Modulus, and Chord Modulus. E111-04. West Conshohocken.
- Bazan, E., Meli, R. (1980). Seismic analysis of structures with masonry walls. 7th Conferencia Mundial Earthquake Engineering.
- Boutin, C., Hans, S. (2003). Dynamics of periodic framed structures—continuum modelling by homogenisation. Computer and Geotechnics, Special Number: Homogenisation in Geomechanics.
- Boutin, C., Hans, S., Ibraim, E., Roussillon, P. (2005). In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part II: Seismic integrity threshold. Earthquake engineering & structural dynamics.
- Brincker, R., Andersen, P. (2006). Understanding stochastic subspace identification. Proceedings of the 24th IMAC. St. Louis, Missouri.
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2001). Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. Smart materials and structures.

Cantieni, R. (2005). Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. In Proceedings of the International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), pp. 249-260.

Carder, Dean S. (1936). Observed vibrations of buildings. Bulletin of the Seismological Society of America 26. N° 3, pp. 245-277.

Carrillo, Julian, y Sergio M. Alcocer (2013). Simplified equation for estimating periods of vibration of concrete wall housing. Engineering Structures 52, pp. 446-454.

Celebi, M. (1993). Seismic Responses of Two Adjacent Buildings. I: Data and Analyses. Journal of Structural Engineering.

Celebi, M., Liu H.-P. (1998) Before and after retrofit—response of a building during ambient and strong motions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics.

Celebi, M. (2000). *Seismic instrumentation of buildings*. US Department of the Interior, US Geological Survey.

Crawford, R., Ward, H. (1964). Determination of the natural periods of buildings. Bulletin of the Seismological Society of America.

Crisafulli, F., Carr, J., Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures—a general review. Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering.

Code, U. B. (1997). Uniform building code. International Conference of Building Officials.

Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. NSR-10.

COVENIN 1756-1 (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Norma Venezolana.

De la Colina, J., Valdés, J. (2008). Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles. Revista Tecnológica-ESPOL 21.

Fernández, L., Paredes, P. (2010). Investigación Teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo. EPN. Quito, Ecuador.

Geopsy (2010). STA / LTA.

http://www.geopsy.org/wiki/index.php/Geopsy:_STA/LTA.

Goel, R., Chopra A. (1997). Period formulas for moment-resisting frame buildings. Journal of Structural Engineering.

Goel, R., Chopra A. (1998). Period formulas for concrete shear wall buildings. Journal of Structural Engineering.

Guillier, B., Chatelain, J. L., Tavera, H., Perfettini, H., Ochoa, A., Herrera, B. (2014). Establishing Empirical Period Formula for RC Buildings in Lima, Peru: Evidence for the Impact of Both the 1974 Lima Earthquake and the Application of the Peruvian Seismic Code on High-Rise Buildings. Seismological Research Letters.

Herpayal Cía. Ltda. (2013). Láminas Edificio Alicante. Arq. María José Padrón. Esc. 1:100.

Hong L.L., Hwang W.L. (2000). Empirical formula for fundamental vibration period of reinforced concrete buildings in Taiwan. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp. 327-337

INGEOMINAS (2002). Requisitos mínimos para la instalación de Acelerógrafos. Norma NRS-98, Título A, Capítulo A-11. Bogotá.

Holmes, M. (1961). Steel frames with brick work and concrete infilling. ICE Proceedings.

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Ecuador.

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2012). Bloques Huecos de Hormigón. Muestreo Y Ensayos, NTE INEN 639:2012

Instituto Geofísico EPN (2015) Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC).
<http://www.igepn.edu.ec/index.php/red-nacional-de-acelerografos>.

Instituto Nacional de Normalización INN-Chile (1996). Diseño sísmico de edificios.
Norma Chilena Oficial NCh 433.Of96.

Investopedia, LLC. (2015). Detrend.
<http://www.investopedia.com/terms/d/detrend.asp>

Jacobsen, N. J., Andersen, P., Brincker, R. (2006). Using enhanced frequency domain decomposition as a robust technique to harmonic excitation in operational modal analysis. International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA). Leuven, Belgium.

Kim, J., y Lee, M. (2014). Fundamental period formulae for RC staggered wall buildings. Vol.66.

Konno, K., Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. Bulletin of the Seismological Society of America.

Lamarche, C., Mousseau, S., Paultre P., Proulx, J. (2004). A Comparison of Ambient and Forced-Vibration Testing of a Full Scale Concrete Structure. Proceedings of the 22nd International Conference on Modal Analysis (IMAC XXII). Dearborn, USA.

Leu L., Liu, C., Huang C., Chou, J., Lee J., Yeh, S. (2001). Formulas for vibration period of RC buildings in Taiwan derived from ambient vibration data. The Eighth Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. Paper N° 1479.

Liauw, T., Kwan, K. (1984). Nonlinear analysis of integral infilled frames. Engineering Structures.

Mainstone, R., Weeks, G. (1970). The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. Building Research Station.

Mainstone, R. (1971). On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Suplemento IV, pp.58-90.

Moreno, C., Thompson P. (2010). Incertidumbre paramétrica en modelos dinámicos de estructuras civiles. Redalyc.org.

Mucciarelli, M., Masi A., Rosaria, M., Harabaglia P., Vona M., Ponzio F., Dolce, M. (2004). Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America, pp. 1943-1953.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción 15. Mampostería Estructural (NEC-SE-MP).

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción 15. Peligro Sísmico (NEC-SE-DS)..

Norma técnica E.030 (2014). Diseño Sismorresistente. Perú.

Núñez, C., y Carrillo, L. (1987). Estudio de mampuestos en la industria de la construcción, bloques industriales. EPN. Quito, Ecuador.

Ochoa, J. y Ulcuango, D. (2014). Reforzamiento Estructural de una Vivienda de Tres Pisos. EPN. Quito, Ecuador.

Oliveira, C., y Navarro M. (2010). Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. Bulletin of Earthquake Engineering 8. N° 3, pp. 609-642.

Paulay, T., Priestley, M. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons Inc.

Ren, W., Zong, Z. (2004). Output-only modal parameter identification of civil engineering structures. Structural Engineering and Mechanics, pp. 429-444.

Resolución N°JTIA-639(2004). Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá (REP-04). Panamá.

Rico, F., González, L., Rocabado, V., Klarica, S. (2009). Determinación de períodos fundamentales del suelo de la ciudad de Mérida, Venezuela, a partir de mediciones de ruido sísmico ambiental. Ciencia e Ingeniería. No. 1, pp. 57-68.

Ritta, R., Suárez, L., Pando, M. (2012). Determinación del Periodo Fundamental del Suelo Usando Vibración Ambiental y el Cociente Espectral Horizontal/Vertical. Mecánica Computacional. Volume XXXI, N° 8.

Standard, B. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.

Stafford Smith, B. (1967). Methods for Predicting the Lateral Stiffness and Strength of Multi-Storey Infilled Frames. Building Science. Vol. 2, pp.247-257.

Stafford Smith, B., Carter, C. (1969). A Method of Analysis for Infilled Frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol.44, pp.31-48.

The MathWorks Inc. (2015). Tukeywin.
<http://www.mathworks.com/help/signal/ref/tukeywin.html>

Trifunac, M. (1972). Comparisons between ambient and forced vibration experiments. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. N° 2, pp. 133-150.

Ventura, C., Laverick B., Brincker R., Andersen P. (2003). Comparison of dynamic characteristics of two instrumented tall buildings. Proceedings of the 21st International Modal Analysis Conference (IMAC).

Villacís, O. (2014). Planos Proyecto de Vivienda Alicante. Láminas E-1 a E-7.

Villaverde, R. (2009). Fundamental concepts of earthquake engineering. CRC Press.

Weisstein, E. (2015). Fourier Series. MathWorld.
<http://mathworld.wolfram.com/FourierSeries.html>

Wong, J., Han, L., Bancroft, J., Stewart, R. (2009). Automatic time-picking of first arrivals on noisy microseismic data. CSEG. Crewes.org

ANEXOS

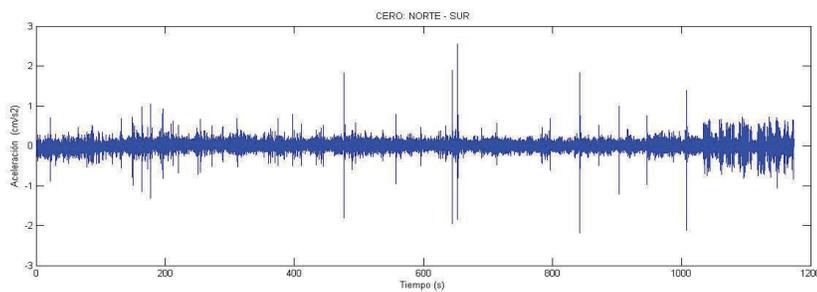
ANEXO N°1

REGISTRO DE SEÑALES EN EL TIEMPO

A continuación se presentan los registros obtenidos por vibración ambiental en el edificio Alicante. Cabe destacar que las ordenadas de los mismos, a excepción del ensayo cero, se encuentran en cuentas de velocidad. Es decir, la amplitud es adimensional y fue grabada con el velocímetro instalado en el equipo a 200mps. En el ensayo cero se utilizó el acelerómetro del equipo, a 100mps, y los registros se encuentran en unidades de cm/s^2 .

ENSAYO CERO

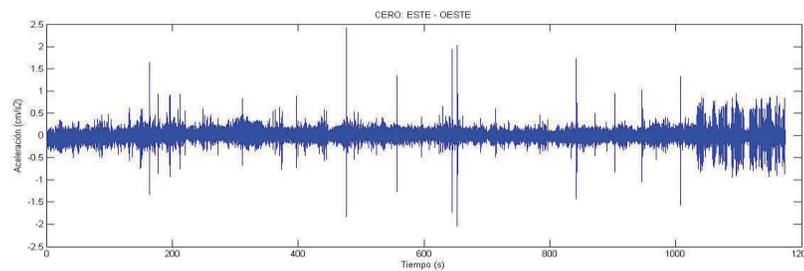
Gráfico A1.1 Registro Cero: Norte - Sur



Norte - Sur

datos= 117.402
t. reg.= 19,567 min.
ampl. máx. = 2,542
ampl. mín.= - 2,187
ampl. prom.= 2,75e-4
 σ = 1,05e-1

Gráfico A1.2 Registro Cero: Este – Oeste

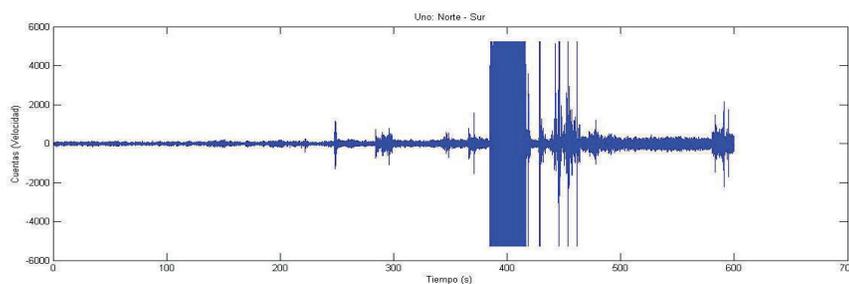


Este – Oeste

datos= 117.402
t. reg.= 19,567 min.
ampl. máx. = 2,428
ampl. mín.= - 2,031
ampl. prom.= 2,72e-4
 σ = 1,13e-1

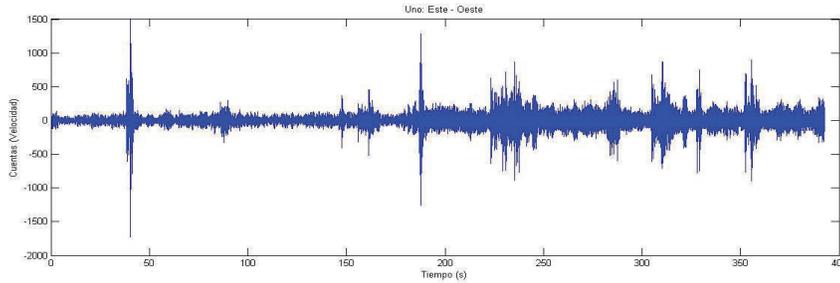
ENSAYO UNO

Gráfico A1.3 Registro Uno: Norte - Sur

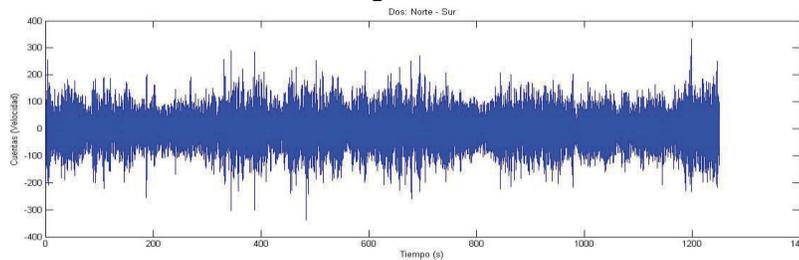


Norte - Sur

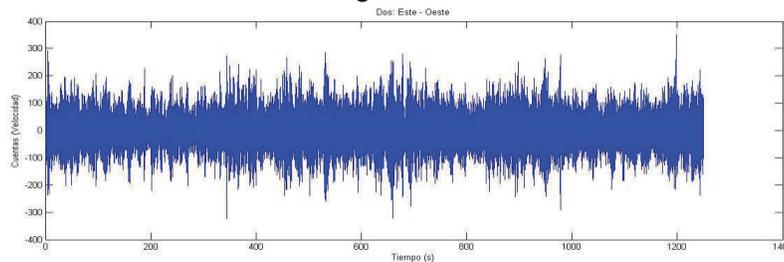
datos= 120.006
t. reg.= 10,00 min.
ampl. máx. = 5.24e+3
ampl. mín.= -5,26e+3
ampl. prom.= 1,66
 σ = 1,02e+3

Gráfico A1.4 Registro Uno: Este - Oeste**Este - Oeste**

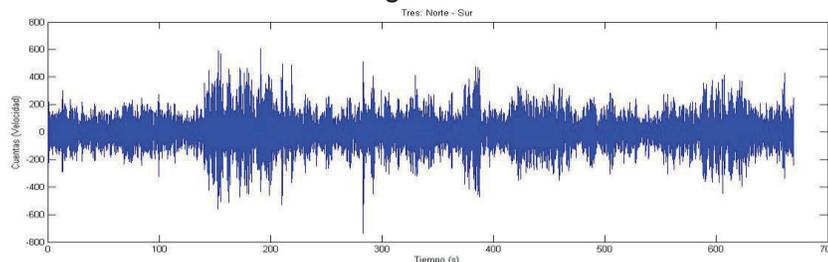
datos= 78.504
 t. reg.= 6,54 min.
 ampl. máx. = 1,49e+3
 ampl. mín.= - 1,7e+3
 ampl. prom.= 2,5e-1
 σ = 1,01e+2

ENSAYO DOS**Gráfico A1.5 Registro Dos: Norte - Sur****Norte - Sur**

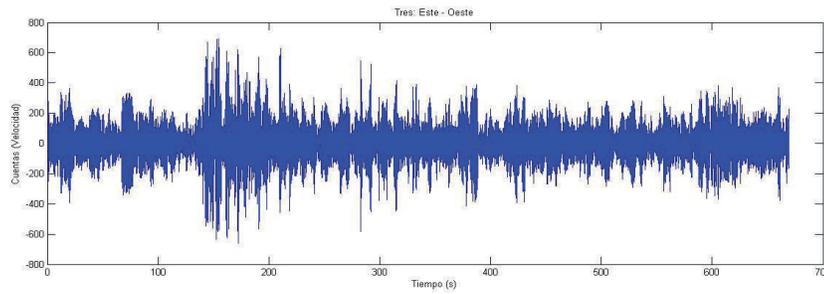
datos= 250.002
 t. reg.= 20,83 min.
 ampl. máx. = 3,33e+2
 ampl. mín.= -3,33e+2
 ampl. prom.= -2,8e-3
 σ = 5,18e+1

Gráfico A1.6 Registro Dos: Este - Oeste**Este - Oeste**

datos= 250.002
 t. reg.= 20,83 min.
 ampl. máx. = 3,5e+2
 ampl. mín.= - 3,2e+2
 ampl. prom.= -1,05e-4
 σ = 5,58e+1

ENSAYO TRES**Gráfico A1.7 Registro Tres: Norte - Sur****Norte - Sur**

datos= 133.902
 t. reg.= 11,16 min.
 ampl. máx. = 6,06e+2
 ampl. mín.= -7,37e+2
 ampl. prom.= -2,2e-2
 σ = 9,66e+1

Gráfico A1.8 Registro Tres: Este - Oeste**Este - Oeste**

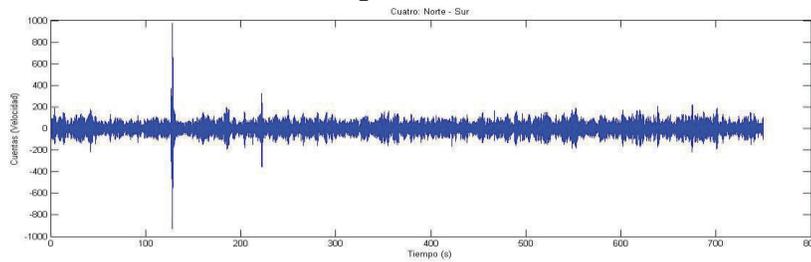
datos= 133.902

t. reg.= 11,16 min.

ampl. máx. = 6,95e+2

ampl. mín.= -6,59e+2

ampl. prom= -4,18e-2

 $\sigma= 1,07e+2$ **ENSAYO CUATRO****Gráfico A1.9 Registro Cuatro: Norte - Sur****Norte - Sur**

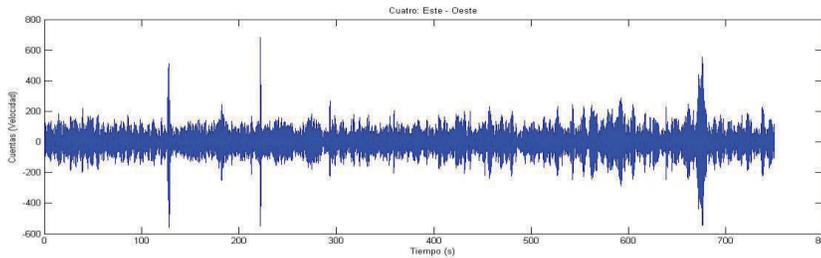
datos= 150.006

t. reg.= 12,50 min.

ampl. máx. = 9,77+2

ampl. mín.= -9,29e+2

ampl. prom.= 3,3e-3

 $\sigma= 4,95e+1$ **Gráfico A1.10 Registro Cuatro: Este - Oeste****Este - Oeste**

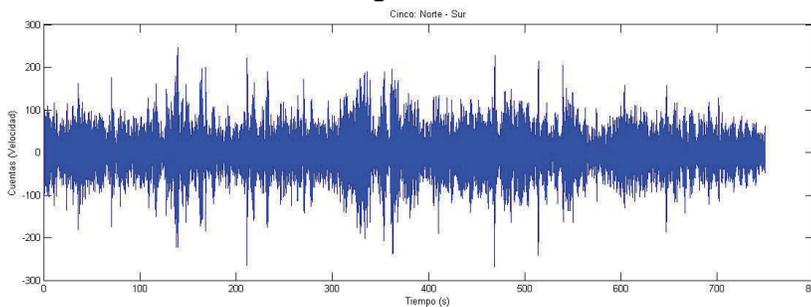
datos= 150.005

t. reg.= 12,50 min.

ampl. máx. = 6,81e+2

ampl. mín.= -5,59e+2

ampl. prom= -1,13e-3

 $\sigma= 6,9e+1$ **ENSAYO CINCO****Gráfico A1.11 Registro Cinco: Norte - Sur****Norte - Sur**

datos= 150.006

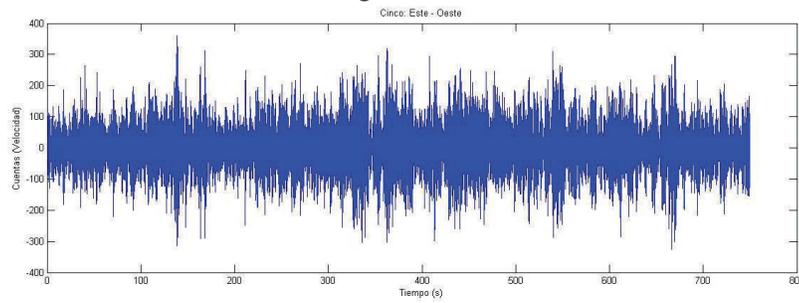
t. reg.= 12,50 min.

ampl. máx. = 2,47+2

ampl. mín.= -2,68e+2

ampl. prom.= 6,18e-4

 $\sigma= 4,01e+1$

Gráfico A1.12 Registro Cinco: Este - Oeste**Este - Oeste**

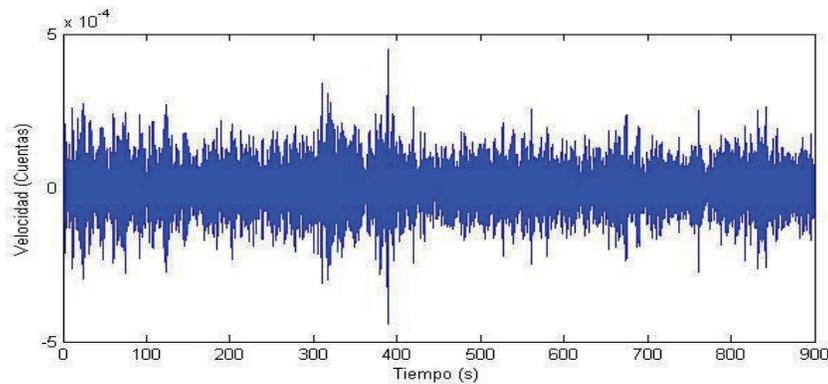
datos= 150.005

t. reg.= 12,50 min.

ampl. máx. = 3,60e+2

ampl. mín.= -3,25e+2

ampl. prom= -1,92e-2

 $\sigma = 6,91e+1$ **ENSAYO SEIS****Gráfico A1.13 Registro Seis: Norte - Sur****Norte - Sur**

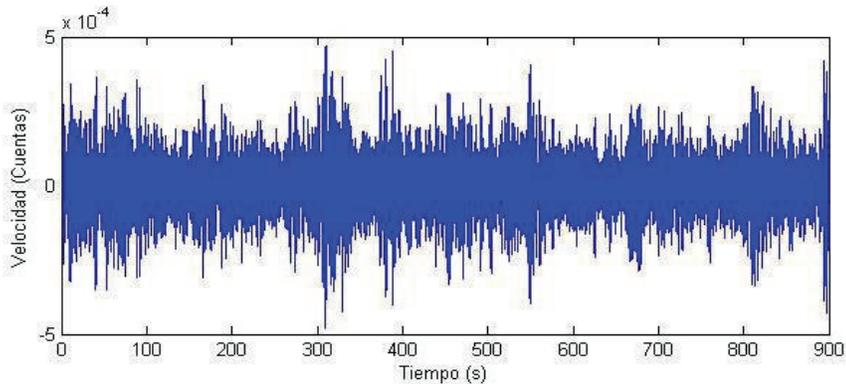
datos= 190.000

t. reg.= 15 min.

ampl. máx. = 4,49e-4

ampl. mín.= -4,41e-4

ampl. prom= -2,5e-15

 $\sigma = 6,5e-5$ **Gráfico A1.14 Registro Seis: Este - Oeste****Este - Oeste**

datos= 190.000

t. reg.= 15 min.

ampl. máx. = 4,7e-4

ampl. mín.= -4,8e-4

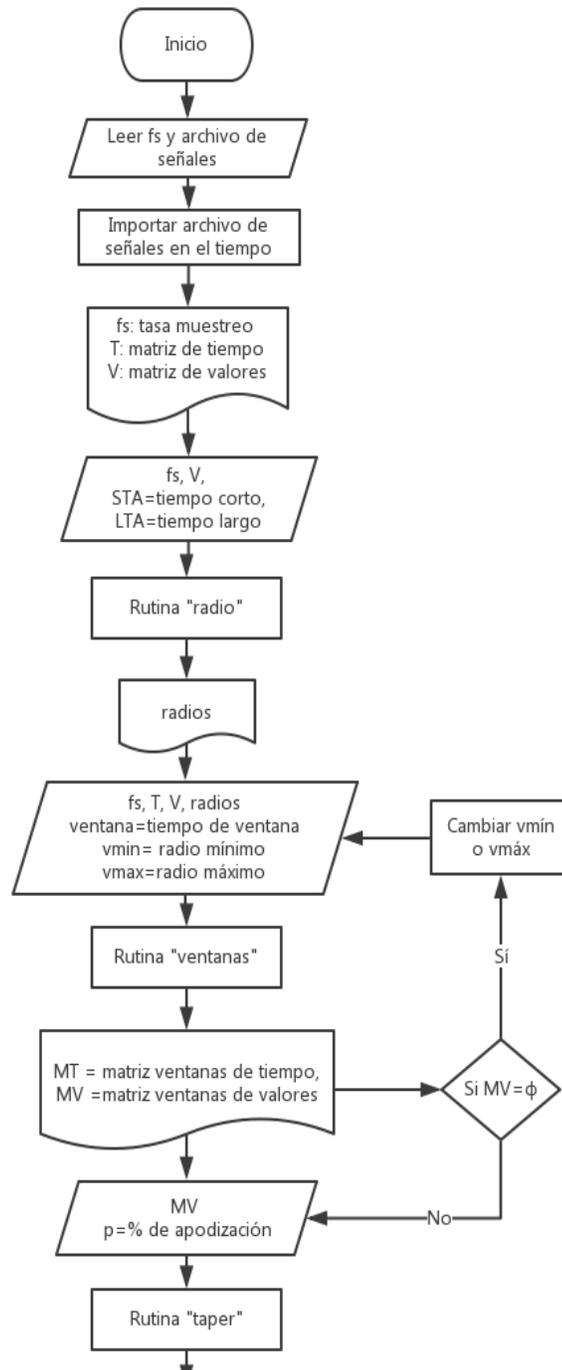
ampl. prom= -4,6e-15

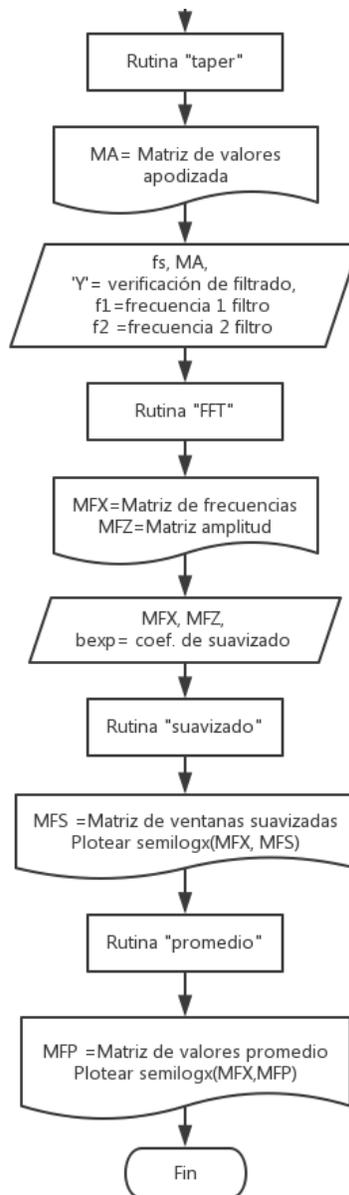
 $\sigma = 9,14e-5$

ANEXO N° 2**CÓDIGOS EN MATLAB PARA EL PROCESAMIENTO DE
SEÑALES MEDIANTE LA TRANSFORMADA DE FOURIER**

A continuación se adjuntan los códigos utilizados para el procesamiento de señales en base a la metodología descrita en la Sección 3.2. Para esto se han desarrollado diferentes rutinas que posteriormente se ensamblan en un solo comando ejecutorio. El proceso se ilustra en la Figura A2.1.

Figura A2.1 Procedimiento del programa.





El comando ejecutorio es:

[T,V,MT,MV,MFX,MFZ,MFS,MFP,radios] =procesar(fs,STA,LTA,vent,vmin,vmax, p, f1, f2, bexp)

Con los parámetros recomendados:

[T,V,MT,MV,MFX,MFZ,MFS,MFP,radios] = procesar(200, 1, 30, 25, 0.2, 2.5, 5, 0.1, 50, 40)

Rutina “Procesar” :

```

function [T,V,MT,MV,MFX,MFZ,MFS,MFP,radios] =
procesar(fs,STA,LTA,vent,vmin,vmax, p, f1, f2, bexp )

%[T,V,MT,MV,MFX,MFZ,MFS,MFP,radios] =
procesar(fs,STA,LTA,vent,vmin,vmax, p, f1, f2, bexp )
%fs: tasa de muestreo
%STA: Tiempo STA (1s)
%LTA: Tiempo LTA (30s)
%vent: Tiempo de cada ventana (25s)
%vmin: valor mínimo STA/LTA
%vmax: valor máximo STA/LTA
%p: porcentaje de taper (5)
%f1: frecuencia 1 para filtro (1 Hz)
%f2: frecuencia 2 para filtro (4 Hz)
%bexp: constante para suavizado (40-100)
%[T,V,MT,MV,MFX,MFZ,MFS,MFP,radios] =
procesar(200,1,30,25,0.2,2.5, 5, 0.1, 50, 40 )

[radios] = radio(fs,V,STA,LTA );
[MT, MV] = ventanas(fs, T, V, radios, vent, vmin, vmax);
[MA] = taper(MV,p);
[MFX,MFY,MFZ]=fft_vent(fs,MA,'Y',f1,f2);
[MFS]=sua_vent(MFX,MFZ,bexp);
[MFP] = prom_vent(MFS);
plot_vent(MFX,MFS);
ti=['Ventanas ',archivo];
title(ti);

```

Rutina “Radio”:

```

function [radios,STA,LTA] = radio( fs,ampl,STA,LTA )

% [radios] = radio( fs,ampl,STA,LTA )
% radio=STA/LTA
% fs= Frecuencia de muestreo
% ampl=variable de señales
% STA= Short Term Average (tiempo en s) STA=1s
% LTA= Long Term Average (tiempo en s) LTA=30s

Nsta=fs*STA;
Nlta=fs*LTA;
radios=zeros(length(ampl),1);
STA=zeros(length(ampl),1);
LTA=zeros(length(ampl),1);

for i=1:length(ampl)
    js=i-Nsta;
    jl=i-Nlta;

    sumsta=0;

```

```

sumlta=0;

for a=js:i

    if a<=0
        sumsta=sumsta+abs((ampl(1,1)+ampl(2,1))/2);
    else
        sumsta=sumsta+ampl(a,1)^2;
    end
end

for b=jl:i

    if b<=0
        sumlta=sumlta+abs((ampl(1,1)+ampl(2,1))/2);
    else
        sumlta=sumlta+ampl(b,1)^2;
    end

end

STA(i,1)=sumsta/Nsta;
LTA(i,1)=sumlta/Nlta;
radios(i,1)=STA(i,1)/LTA(i,1);
end

```

Rutina “Ventanas”:

```

function [MT, MV] = ventanas(fs, T, V, radios, vent, min, max)

%[MT, MV] = ventanas(fs, T, V, radios, vent, min, max)
%T = Matriz tiempo
%V = Matriz registros
%radios= Matriz radios STA/LTA
%vent= tiempo de las ventanas a dividir
%min= mínimo valor STA/LTA
%max= máximo valor STA/LTA

np=vent*fs;
fin=length(T)-2*np+1;

MT=zeros(np,1);
MV=zeros(np,1);

for a=1:np:fin
    c=0;

    for b=a:a+np-1

        if radios(b)<max && radios(b)>min
            c=c+1;
        end
    end
end

```

```

end

if c==np
ET=T(a:a+np-1,1);
EV=V(a:a+np-1,1);

MT=[MT ET];
MV=[MV EV];
end

end

MT(:,1)=[];
MV(:,1)=[];

end

```

Rutina "Taper":

```

function [MA] = taper(MV,p)
%[MA] = taper(MV,p)
%MV=matríz de ventanas
%p=porcentaje a estrechar p=5
porc=p/100;
[m,n]=size(MV);
u=tukeywin(m,porc);
MA=zeros(m,n);

for i=1:n;

    for j=1:m;
        MA(j,i)=u(j,1)*MV(j,i);
    end
end

end

```

Rutina "FFT": Cortesía Dr. Mattieu Perrault

```

function [MFX,MFY,MFZ]=fft_vent(fs,MA,filt,f1,f2)

% [MFX,MFY,MFZ]=fft_vent(fs,MA,filt,f1,f2)
% fs: frecuencia de muestreo
% MA: matriz ventanas amplitudes
% filt: aplicar filtro Butterworth? ('Y'/'N')
% f1: frecuencia1 filtro (0.1)
% f2: frecuencia2 filtro(50)
% MFX: Frequency Vector
% MFY: Complex Spectrum Vector
% MFZ: Spectrum Vector (norm)

```

```

[mm,nn]=size(MA);
freq=fs;
n=2^15; % 8192 points
%n=2^(nextpow2(length(MA))-1);

    MFX=zeros(n/2,1);
    MFY=zeros(n/2,1);
    MFZ=zeros(n/2,1);

for j=1:nn;

    amp=MA(:,j);

    switch filt
        case 'N'
            amp=detrend(amp);
        case 'Y'
            amp=detrend(amp);
            freq=fs;
            W1=2*f1/freq;
            W2=2*f2/freq;
            Wn = [W1 W2];
            %freq,W1,W2
            [B,A] = butter(4,Wn);
            amp_filt= filter(B,A,amp);
            amp=amp_filt;
    end

    amp(:)=amp(:)-mean(amp);

    yy=fft(amp,n);
    xx=(1:n) '*freq/n;

    x=xx(1:n/2);
    y=yy(1:n/2);
    z=abs(y);

    MFX=[MFX x];
    MFY=[MFY y];
    MFZ=[MFZ z];

end

MFX(:,1)=[];
MFY(:,1)=[];
MFZ(:,1)=[];

end

```

Rutina “Suavizado”: Cortesía Dr. Mattieu Perrault

```

function [MFS]=sua_vent(MFX,MFZ,bexp)
%[MFS]=sua_vent(MFX,MFZ,bexp)
%smoothing of a function y (equally-spaced, dx) with the "Konno-
Ohmachi"
%function sin (log10(f/fc)^bexp) / log10(f/fc)^bexp) ^4
%MFX: Matriz Frecuencias
%MFZ: Matriz Espectro Normalizado
%bexp determines the exponent 10^(1/bexp) is the half-width of the
peak
%exemple bexp=10,20,30
%cf Konne & Ohmachi, 1998, BSSA 88-1, pp. 228-241

[mm,nn]=size(MFZ);
MFS=zeros(mm,1);

for jn=1:nn

    y=MFZ(:,jn);
    f=MFX(:,jn);

nx=length(y);
dx=f(2)-f(1);

%if nx>16385
% disp 'Too many data (max 16385)'
% return
%end

fratio=10^(2.5/bexp);
ylis(1)=y(1);
for ix=2:nx
    fc=f(ix);
    ix1=floor(fc/fratio/dx);
    ix2=floor(fc*fratio/dx+1);
    if ix1<=1
        ix1=2;
    end
    if ix2>=nx
        ix2=nx;
    end
    a1=0;
    a2=0;
    for j=ix1:ix2
        if j~=ix
            c1=(log10(f(j)/fc))*bexp;
            c1=(sin(c1)/c1)^4;
            a2=a2+c1;
            a1=a1+c1*y(j);
        else
            a2=a2+1;
            a1=a1+y(ix);
        end
    end
    ylis(ix)=a1/a2;

```

```
end  
  
MFS=[MFS ylis'];  
  
end  
  
MFS(:,1)=[];  
end
```

Rutina "Promedio":

```
function [MFP] = prom_vent(MFS)  
%[MFP] = prom_vent(MFS)  
  
[m,n]=size(MFS);  
  
S=sum(MFS')';  
MFP=S/n;  
  
end
```

ANEXO N°3

**RESULTADOS DE LABORATORIO PARA EL ENSAYO DE
MATERIALES**



Pontificia Universidad Católica del Ecuador
LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
ÁREA DE RESISTENCIA DE MATERIALES

Veintimilla y Av. 12 de Octubre
 Telf.: 593 299 1529 • Fax: 593 299 1624
 Cel.: 09870 49430
 Quito-Ecuador
 LMC-PUCE@puce.edu.ec
 www.puce.edu.ec

INFORME DE ENSAYO
DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO A LA COMPRESIÓN
EN BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN

PROYECTO : Tesis **SOLICITA:** Raúl Paredes
LOCALIZACIÓN: Quito **FISCALIZACIÓN:**
MUESTRA: Tomada por el Cliente **CONTRATISTA:**
NORMA DE REFERENCIA: INEN 639:2012
FECHA DE RECEPCIÓN DE MUESTRA: 2015/06/10
RECEPCIÓN N°: 27658 **FECHA DE IMPRESIÓN:** 2015/06/19
HOJA: 1 de 1
FÁBRICA:
DESCRIPCIÓN: Bloques de Tres Huecos de 49*19*14

	1	2	3
Probeta N°			
Fecha de fabricación
Fecha de ensayo		00/01/1900	00/01/1900
Edad (días)	+ de 28 días	+ de 28 días	+ de 28 días
Altura (mm)	195,00	198,00	196,00
Largo (mm)	490,00	490,00	490,00
Ancho (mm)	140,00	140,00	140,00
Peso saturado con superficie seca (gr)	13130,00	13070,00	12960,00
Peso sumergido (gr)	7020,00	6960,00	6930,00
Peso seco (gr)	11870,00	11780,00	11690,00
Densidad (gr/cm ³)	1,94	1,93	1,94
Volumen neto (mm ³)	6118556,70	6103626,94	6025773,20
Área neta (mm ²)	31377,21	30826,40	30743,74
Área bruta (mm ²)	68600,00	68600,00	68600,00
Carga (KN)	178,10	157,20	186,10
Resistencia en el área neta (MPa)	5,68	5,10	6,05
Promedio Resistencia Neta (Mpa)		5,6	
Resistencia en el área bruta (MPa)	2,60	2,29	2,71
Promedio Resistencia Bruta (Mpa)		2,5	

OBSERVACIONES:

$$1\text{MPa} = 10,2 \text{ Kg/cm}^2$$

NOTA: Este informe de ensayo no debe ser reproducido parcialmente.

x Fabiana Suarez M
 Ing. María Inés Calvo
 Responsable de Área.

Guillermo Realpe
 Ing. Guillermo Realpe M.Sc.
 Director LMC.



Pontificia Universidad Católica del Ecuador
LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Veintimilla y Av. 12 de Octubre
Telf.: 593 299 1529 • Fax: 593 299 1624
Cel.: 09870 49430
Quito-Ecuador
LMC-PUCE@puce.edu.ec
www.puce.edu.ec

ÁREA DE CEMENTOS
INFORME DE ENSAYO
DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE
MORTEROS

CLIENTE: Raúl Paredes
PROYECTO: Tesis- Influencia de los elementos no estructurales
CONTRATISTA:
NORMA DE ENSAYO: ASTM C109
RECEPCIÓN N°: 0000231
MUESTRA: Mortero para bloques
HOJA: 1 de 1

TELEFONO: 2405008
LOCALIZACIÓN: Quito
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE RECEPCIÓN: 2015/06/02
FECHA DE EMISIÓN: 2015/06/09

MATERIAL: Mortero			
TEMPERATURA AMBIENTE (°C) MOLDEO	21		
HUMEDAD AMBIENTE (%)	52		
MUESTRA N°	1	2	3
Edad (días)	7	7	7
Masa (g)	257,1	256,4	258,3
Ancho	50,1	50,0	50,5
Alto(mm)	50,1	50,3	50,1
Área (mm)	2510,0	2515,0	2530,1
Carga máxima (N)	29197	30028	30480
Resistencia fm (MPa)	11,6	11,9	12,1
Resistencia promedio (Mpa)	11,9		



Lic. Evelyn Gutiérrez
Responsable de Área

