

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL PERIODO EXPERIMENTAL DE
VIBRACIÓN EN EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN
ARMADO EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO.**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

**KLEVER GASTÓN PARRA YAMBAY
gaston13041990@gmail.com**

**JOHANNA BEATRIZ SARANGO LOACHAMÍN
joys.arango@hotmail.com**

**DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS SINGAUCHO ARMAS, M.Sc.
jcsingaucho@igepn.edu.ec**

Quito, Enero 2016

DECLARACIÓN

Nosotros, Gastón Parra y Johanna Sarango, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos 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 por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa vigente.

KLEVER GASTÓN PARRA
YAMBAY

JOHANNA BEATRIZ SARANGO
LOACHAMÍN

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Klever Gastón Parra Yambay y Johanna Beatriz Sarango Loachamín, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Juan Carlos Singaicho

DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Dejo constancia de mis más sinceros agradecimientos a:

Escuela Politécnica Nacional y a la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por todos los servicios prestados hacia mi persona, y por permitirme haber vivido grandes momentos dentro de sus instalaciones.

Al Ing. M.sc. Juan Carlos Singaicho y al PhD. Matthieu Perrault por ser una guía en este proyecto de investigación. Además por dirigir esta tesis con gran vocación e interés.

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional a su personal administrativo, técnico y científico.

A los administradores de los edificios, amigos, docentes, por permitirnos acceder a las edificaciones y mostrar su ayuda desinteresada. Al Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha.

A mis profesores quienes me brindaron sus conocimientos y experiencia durante el transcurso de mi formación profesional.

A mis compañeros del Centro de Investigación de la Vivienda Christian, Diego A., Diego S., Roberto, Raúl, Edwin y Melisa, por apoyarme en este proyecto, y brindarme su ayuda.

A Raúl y Sandra quienes colaboraron en nuestra investigación.

GASTÓN PARRA

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de tesis a Dios, quien guía mi camino y me brinda fuerza para cumplir con todas mis metas. A mis padres Kléver y Mónica por ser un ejemplo de honestidad, esfuerzo y dedicación. También por haberme entregado la mejor herencia que es la educación, los principios y valores. A mis hermanos, abuelos, sobrinos y tíos por ser el motor que impulsa mis sueños.

GASTÓN PARRA

AGRADECIMIENTO

Me gustaría expresar mi más sincero agradecimiento:

A Ing. M.sc. Juan Carlos Singaicho y al Phd. Matthieu Perrault, por su guía, colaboración y supervisión continua durante la realización de esta tesis, pero sobre todo por el apoyo recibido.

A Raúl y Sandra quienes también ayudaron en la elaboración de este proyecto.

Al Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional que colaboró con su equipo y personal técnico.

JOHANNA SARANGO

DEDICATORIA

A Dios por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haberme dado la salud necesaria para lograr mis objetivos

A mis padres quienes han hecho todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por ser un ejemplo de perseverancia y por su infinito amor.

A mi familia por su apoyo incondicional, quienes siempre me han alentado a seguir a delante sin desfallecer.

A mis amigos por su compañía durante todo el periodo de estudio y por todos los momentos compartidos durante el transcurso de la carrera.

JOHANNA SARANGO

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO	VI
DEDICATORIA	VII
CONTENIDO	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE CUADROS	XXI
RESUMEN	XXIV
ABSTRACT	XXV
PRESENTACIÓN.....	XXVI
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS.....	1
1.1.1 Objetivo General	1
1.1.2 Objetivos Específicos	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	1
1.3 GENERALIDADES.....	3
1.3.1 Vibración Forzada	3
1.3.2 Grabación de sismos.....	4
1.3.3 Vibraciones ambientales	6
1.3.4 Investigaciones sobre la obtención de fórmulas empíricas del periodo fundamental.	9
1.4 METODOLOGÍAS PROPUESTAS EN DIFERENTES NORMATIVAS	12

1.4.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC)	12
1.4.2 Código Ecuatoriano de la Construcción. (CEC-2002).....	15
1.4.3 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente 2010. (NSR-10).....	17
1.4.4 Norma Chilena	21
1.4.5 Norma Técnica de Edificación Perú Diseño Sismorresistente (E.030).....	21
1.4.6 Norma Venezolana COVENIN 2001. Edificaciones Sismorresistentes.	23
1.4.7 The European Union Code 1998 (EUROCODE 8)	26
1.4.8 Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación 2002. (NCSE-02) España.....	28
1.4.9 Uniform Building Code (UBC 97).....	31
1.4.10 International Building Code (IBC 2009)	33
1.4.11 Comparación de las expresiones del periodo fundamental de vibración de las normas sismorresistentes.	37
1.5 PROPUESTA.....	42
CAPÍTULO 2.....	44
EQUIPO UTILIZADO Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES	44
2.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO	44
2.2 PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL	46
2.2.1 Adquisición de datos in-situ.....	47
2.2.2 Procesamiento de datos.....	49
2.2.2.1 Algoritmo de activación STA/LTA.....	50
2.2.2.2 Tapper.....	53
2.2.2.3 Transformada de Fourier.....	55
2.2.2.4 Método Konno and Ohmachi.....	60
2.2.2.5 Promedio de cada espectro.....	62

2.2.2.6 Análisis de las frecuencias/periodos fundamentales.....	62
CAPÍTULO 3.....	69
CARACTERIZACIÓN DE SELECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS Y PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL PERIODO DE VIBRACIÓN.	69
3.1 JUSTIFICACIÓN DE LA SELECCIÓN	69
3.1.1 Estructuras de hormigón armado	71
3.1.1.1 Estructuras aporticadas de hormigón armado	72
3.1.1.2 Estructuras con muros estructurales de hormigón armado.....	73
3.1.2 Estructuras regulares	74
3.1.3 Estructuras que no estén adosadas a otras estructuras	79
3.2 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO.	81
3.2.1 Interacción suelo-estructura.	81
3.2.2 Ductilidad	83
3.2.3 Amortiguamiento.	87
3.2.4 Deterioro de la Estructura	88
CAPÍTULO 4.....	91
PROPUESTA DE ECUACIÓN PARA LAS ESTRUCTURAS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO.	91
4.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES ANALIZADAS.....	91
4.2 INFLUENCIA DE LAS DIMENSIONES, ÁREA EN PLANTA Y AÑO DE CONSTRUCCIÓN EN EL CÁLCULO DEL PERIODO.....	96
4.2.1 Dimensión en planta.....	96
4.2.2 Área en planta.....	106
4.2.3 Año de Construcción.....	108
4.3 INFLUENCIA DE LA ALTURA Y NÚMERO DE PISOS EN EL CÁLCULO DEL PERIODO.....	111

4.4 ECUACIONES PARA EL CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN FUNCIÓN DE LA ALTURA.....	114
4.5 ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN FUNCIÓN DE DOS O MAS PARÁMETROS.....	126
4.5.1 Ecuación 1	127
4.5.2 Ecuación 2	132
4.5.3 Ecuación 3	135
4.6 ANÁLISIS ENTRE LAS ECUACIONES OBTENIDAS EXPERIMENTALMENTE CON RESPECTO A INVESTIGACIONES SIMILARES Y NORMAS SISMORRESISTENTES.	145
4.6.1 Ecuaciones experimentales de otros países.	145
4.6.2 Fórmulas recomendadas por las normas sismorresistentes.....	147
4.6.3 Comparación con la norma ecuatoriana de construcción	149
4.7 INFLUENCIA DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN EL CORTE BASAL.	151
CAPÍTULO 5.....	159
CALIBRACIÓN CON MODELOS NUMÉRICOS.....	159
5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	160
5.1.1 Resultados experimentales del edificio	163
5.2 MODELO TEÓRICO	164
5.2.1 Primer modelo – Elementos estructurales (E.E).....	166
5.2.3 Segundo modelo – Considerando la mampostería. (C.M).....	167
5.2.3 Tercer modelo – Elementos estructurales con inercia agrietada (E.E.I.A).	173
5.2.4 Cuarto modelo – Considerando la mampostería con inercia agrietada. (C.M.I.A.)	173
CAPÍTULO 6.....	177
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	177
6.1 CAPÍTULO 1.....	177

6.2 CAPÍTULO 2.....	179
6.3 CAPÍTULO 3.....	180
6.4 CAPÍTULO 4.....	180
6.5 CAPÍTULO 5.....	185
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	187
ANEXOS.....	195
ANEXO N°1	196
ANEXO N°2	208
ANEXO N°3	210
ANEXO N°4	212
ANEXO N°5	214
ANEXO N°6	216
ANEXO N°7	220

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 AGITADOR DE MASAS EXCÉNTRICAS.....	4
FIGURA 1.2 MONITOREO PERMANENTE DE LA TORRE “ONE RINCON HILL”	6
FIGURA 1.3 RANGOS DE FRECUENCIAS E INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN.....	7
FIGURA 1.4 COMPARACIÓN DE PERIODOS OBTENIDOS MEDIANTE VIBRACIÓN FORZADA Y AMBIENTAL.	7
FIGURA 1.5 MEDICIÓN DE VIBRACIONES AMBIENTALES.	9
FIGURA 1.6 PERIODOS FUNDAMENTALES EN DIFERENTES CIUDADES DEL MUNDO.	11
FIGURA 1.7 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NEC-2015	14
FIGURA 1.8 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA CEC.	16
FIGURA 1.9 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NSR-10.	20
FIGURA 1.10 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN EL E30.	22
FIGURA 1.11 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN COVENIN.....	25
FIGURA 1.12 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN EL EUROCODE8.	27
FIGURA 1.13 ESTRUCTURAS REGULARES EN PLANTA.....	29
FIGURA 1.14 ESTRUCTURAS REGULARES EN ELEVACIÓN.	29
FIGURA 1.15 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NSCE-02.....	31

FIGURA 1.16 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA UBC97.	32
FIGURA 1.17 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA IBC-2009.....	35
FIGURA 1.18 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. CEC-2002, NEC-11, NEC-15	37
FIGURA 1.19 PERIODO FUNDAMENTAL VS NÚMERO DE PISOS. COMPARACIÓN DE LOS CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE.	38
FIGURA 1.20 COMPARACIÓN DE FÓRMULAS EMPÍRICAS DE LOS CÓDIGOS FRENTE A LAS FÓRMULAS EXPERIMENTALES.	40
FIGURA 2.1 ACELERÓMETRO GURALP- CMG-5TDE Y SUS COMPONENTES DE MEDICIÓN.	45
FIGURA 2.2 EQUIPO UTILIZADO PARA LA ADQUISICIÓN DE DATOS EN EL SITIO.	45
FIGURA 2.3 FICHA TIPO DE RESULTADOS (PRIMERA PARTE: INFORMACIÓN DE LA EDIFICACIÓN).	46
FIGURA 2.4 UBICACIÓN Y SENTIDO DE LOS SENSORES, EN PLANTA.....	48
FIGURA 2.5 REPRESENTACIÓN DE UNA SEÑAL ANALÓGICA Y DIGITAL.....	49
FIGURA 2.6 APLICACIÓN DEL ALGORITMO STA/LTA EN UNA SEÑAL.....	52
FIGURA 2.7 A) VENTANA CAJÓN B) VENTANA HANNING	54
FIGURA 2.8 TAPPER EN UNA VENTANA DE 2500 PUNTOS, CON UN R=0.05.	54
FIGURA 2.9 APLICACIÓN DE TAPPER EN UNA VENTANA.	55
FIGURA 2.10 REPRESENTACIÓN DE LA SEÑAL EN TIEMPO Y APLICACIÓN DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER.....	56

FIGURA 2.11 TRANSFORMADA DE FOURIER PARA CADA VENTANA.....	59
FIGURA 2.12 TRANSFORMADA DE FOURIER A UNA VENTANA DE 25 [S].	59
FIGURA 2.13 SUAVIZADO DE KONNO Y OHMACHI CON DISTINTOS VALORES DE b.	60
FIGURA 2.14 REPRESENTACIÓN DEL SUAVIZADO PARA UNA VENTANA.....	61
FIGURA 2.15 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA CADA VENTANA DE 25 [S].	61
FIGURA 2.16 PROMEDIO DE LOS ESPECTRO DE RESPUESTA DE LAS VENTANAS DE 25 [S].	62
FIGURA 2.17 A) PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER PARA EL EDIFICIO ALTO ARAGÓN EN CADA DIRECCIÓN.	63
FIGURA 2.18 PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER CON A) CON SUAVIZADO B) SIN SUAVIZADO C) FOTOGRAFÍA DEL EDIFICIO.	64
FIGURA 2.19 TRANSFERENCIA DE FRECUENCIAS POR SUELO BLANDO. PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER EN: A) TORRE GUÁPULO 1 B) TORRE GUÁPULO 2. C) EDIFICIOS TORRES DE GUÁPULO.....	65
FIGURA 2.20 FICHA TIPO DE RESULTADOS.....	66
FIGURA 2.21 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCESAMIENTO DE SEÑALES SEGÚN GUILLIER ET AL., 2014.	67
FIGURA 3.1 TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA EN EDIFICACIONES DEL DMQ.	70
FIGURA 3.2 ZONA DE ESTUDIO.....	71
FIGURA 3.3 PRINCIPALES MODOS DE DEFORMACIÓN DE CORTE	73
FIGURA 3.4 CONFIGURACIÓN IDEAL EN PLANTA.....	74

FIGURA 3.5 DERIVAS DE UNA ESTRUCTURA CON IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	75
FIGURA 3.6 RETROCESOS EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS DE UNA EDIFICACIÓN.....	75
FIGURA 3.7 ESTRUCTURA CON DISCONTINUIDAD EN EL SISTEMA PISO.....	76
FIGURA 3.8 ESTRUCTURA CON EJES NO PARALELOS.....	76
FIGURA 3.9 SOLUCIONES MEDIANTE JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES.....	77
FIGURA 3.10 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN ELEVACIÓN RECOMENDADAS.....	77
FIGURA 3.11 EDIFICACIÓN CON PISO FLEXIBLE.....	78
FIGURA 3.12 ESTRUCTURA CON DISTRIBUCIÓN DE MASA IRREGULAR.....	78
FIGURA 3.13 ESTRUCTURA CON IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN.....	79
FIGURA 3.14 EFECTOS DE GOLPETEO EN COLUMNAS.....	80
FIGURA 3.15 FALLA POR GOLPETEO.....	80
FIGURA 3.16 ESPECTRO DE RESPUESTA NORMALIZADO PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO.....	82
FIGURA 3.17 DEFINICIÓN DE LA DUCTILIDAD EN SISTEMAS CON DIFERENTES TIPOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO.....	84
FIGURA 3.18 PUNTOS CRÍTICOS DONDE DEBE EXISTIR DUCTILIDAD.....	84
FIGURA 3.19 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON DIFERENTE GRADO DE DUCTILIDAD.....	85
FIGURA 3.20 NIVEL DE DAÑOS ACEPTABLE SEGÚN LA DUCTILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA Y LA INTENSIDAD DEL SISMO.....	86
FIGURA 3.21 VIBRACIÓN LIBRE DE UNA ESTRUCTURA PARA DIFERENTE VALOR DE AMORTIGUAMIENTO.....	88

FIGURA 3.22 MEDIDAS DE FRECUENCIAS NATURALES A LO LARGO DEL TIEMPO.....	89
FIGURA 4.1 HISTOGRAMA DE FRECUENCIA DE MEDICIÓN FRENTE AL NÚMERO DE PISOS.....	92
FIGURA 4.2 NÚMERO DE PISOS RESPECTO AL AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LOS EDIFICIOS MEDIDOS.....	92
FIGURA 4.3. HISTOGRAMA DE LA RELACIÓN EN PLANTA (DT/DL).	93
FIGURA 4.4. DISTRIBUCIÓN DE EDIFICIOS SEGÚN AÑO Y NÚMERO DE PISOS (DT/DL)	93
FIGURA 4.5 EDIFICACIÓN CON MASA CONSIDERABLE EN LA TERRAZA.....	94
FIGURA 4.6 MEDICIÓN DEL EDIFICIO MÁS ALTO DE QUITO.....	95
FIGURA 4.7 NÚMERO DE SUBSUELOS DE LAS EDIFICACIONES ANALIZADAS.....	95
FIGURA 4.8 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LAS DIMENSIONES EN PLANTA PARA TODA LA MUESTRA.	97
FIGURA 4.9 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LAS DIMENSIONES EN PLANTA DE LAS EDIFICACIONES.	99
FIGURA 4.10 RELACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL LONGITUDINAL RESPECTO AL TRANSVERSAL.....	101
FIGURA 4.11 RELACIÓN DE PERIODO FUNDAMENTAL LONGITUDINAL RESPECTO AL TRANSVERSAL PARA TODA LA BASE DE DATOS.....	103
FIGURA 4.12 FRECUENCIA DE OCURRENCIA DE LA RELACIÓN ENTRE EL PERIODO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	103
FIGURA 4.13 CORRELACIÓN DE PERIODOS (TL/TT) RESPECTO A LAS DIMENSIONES EN PLANTA (DL/DT).	104
FIGURA 4.14 CORRELACIÓN DE PERIODOS (TL/TT) RESPECTO A DIMENSIONES (DL/DT) PARA TODOS LOS DATOS.....	105

FIGURA 4.15 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL ÁREA PARA TODA LA MUESTRA.....	106
FIGURA 4.16 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL ÁREA EN PLANTA DE EDIFICACIONES.....	107
FIGURA 4.17 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA RELACIÓN ALTURA-ÁREA EN PLANTA PARA TODA LA MUESTRA.	108
FIGURA 4.18 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL AÑO DE CONSTRUCCIÓN.....	110
FIGURA 4.19 CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES	112
FIGURA 4.20 a) TL RESPECTO A ALTURA, b) TT RESPECTO A LA ALTURA c) TL RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS, d) TT RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS	113
FIGURA 4.21 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA PARA EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE 1990.	115
FIGURA 4.22 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA PARA EDIFICIOS CONSTRUIDOS ENTRE 1990 Y 2002	117
FIGURA 4.23 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA PARA EDIFICIOS CONSTRUIDOS DESPUÉS DEL 2002.....	119
FIGURA 4.24 RESUMEN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA, SEGÚN SU AÑO DE CONSTRUCCIÓN Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	121
FIGURA 4.25 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA DESPUÉS DE EXCLUIR EDIFICIOS.....	123
FIGURA 4.26 ECUACIÓN DEL PERIODO CONSIDERANDO SU SISTEMA ESTRUCTURAL.	125
FIGURA 4.27 ECUACIÓN (4.7) Y (4.8), PARA $\beta=0.5$,	129
FIGURA 4.28 ECUACIÓN (4.9) Y (4.10), PARA β DIFERENTE A 0.5.	131
FIGURA 4.29 ECUACIÓN (4.13) Y (4.14).	134

FIGURA 4.30 ECUACIONES (4.16) Y (4.17).	137
FIGURA 4.31 CÁLCULO DE PERIODO CON LAS ECUACIONES (4.16) Y (4.17) PARA DIFERENTES RELACIONES DE DT/DL	138
FIGURA 4.32 COMPARACIÓN DE ECUACIONES EXPERIMENTALES CON EL PERIODO MEDIDO IN-SITU DE 36 EDIFICACIONES REGULARES.....	140
FIGURA 4.33 PORCENTAJE DE EDIFICACIONES QUE TIENEN UNA DIFERENCIA MENOR AL 10%, 15%, 20% ENTRE EL PERIODO OBTENIDO CON LAS ECUACIONES PROPUESTAS Y EL PERIODO EXPERIMENTAL PARA 36 EDIFICIOS REGULARES.	141
FIGURA 4.34 PORCENTAJE DE EDIFICACIONES QUE TIENEN UNA DIFERENCIA MENOR AL 10%, 15%, 20% ENTRE EL PERIODO OBTENIDO CON LAS ECUACIONES PROPUESTAS Y EL PERIODO EXPERIMENTAL DE 10 EDIFICIOS CON DT/DL MAYOR A 1/3.....	143
FIGURA 4.35 PERIODOS DE TODA LA MUESTRA RESPECTO A LA ALTURA.....	144
FIGURA 4.36 PORCENTAJE DE EDIFICACIONES QUE TIENEN UNA DIFERENCIA MENOR AL 10%, 15%, 20% ENTRE EL PERIODO OBTENIDO CON LAS ECUACIONES PROPUESTAS (4.1), (4.2) RESPECTO A LA FÓRMULA (4.18) PARA 36 EDIFICACIONES	145
FIGURA 4.37 COMPARACIÓN ECUACIÓN (4.1) Y (4.2) CON FÓRMULAS EXPERIMENTALES DE OTROS PAÍS.....	146
FIGURA 4.38 COMPARACIÓN ECUACIÓN (4.1) Y (4.2) CON FÓRMULAS DE NORMAS SISMORRESISTENTES DE OTROS PAÍSES.....	148
FIGURA 4.39 COMPARACIÓN DE PERIODO DE LA ECUACIÓN (4.1) Y (4.2) RESPECTO A LA NEC-15	151
FIGURA 4.40 ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.....	154

FIGURA 4.41 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA CIUDAD DE QUITO PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE SUELO.....	155
FIGURA 4.42 COMPARACIÓN DE LOS ESPECTROS NEC 11 Y 15 PARA LOS TIPOS DE SUELOS C, D, E.....	157
FIGURA 5.1 A) EDIFICIO MODULO4 INAMHI. B) SENSOR COLOCADO EN LA PLANTA ALTA.....	160
FIGURA 5.2 PLANTAS ARQUITECTÓNICAS Y ELEVACIONES DEL MÓDULO 4 INAMHI.....	161
FIGURA 5.3 PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER (INAMHI MÓDULO 4).....	163
FIGURA 5.4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	166
FIGURA 5.5 MODELO DE MAMPOSTERÍA COMO UNA BARRA DIAGONAL.	168
FIGURA 5.6 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL ANCHO EQUIVALENTE.....	169
FIGURA 5.7 REPRESENTACIÓN DE LAS SECCIONES DEL PUNTAL.....	170
FIGURA 5.8 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO LA MAMPOSTERÍA.	171
FIGURA 5.9 COMPARACIÓN DE LA VARIACIÓN DE S_a PARA EL MODELO TEÓRICO CON Y SIN MAMPOSTERÍA CONSIDERANDO INERCIA AGRIETADA.....	175

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 1.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS ECUACIONES EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE PERIODOS FUNDAMENTALES EN DIFERENTES PAÍSES.....	10
CUADRO 1.2 VALOR DE LOS PARÁMETROS CT Y α . NEC 2011 – 2015.	13
CUADRO 1.3 VALOR DE CT (CEC-2002).	16
CUADRO 1.4 VALOR DE CT Y α . NSR-10	19
CUADRO 1.5 VALOR CT. E.030.....	22
CUADRO 1.6 VALOR DE CT. COVENIN	25
CUADRO 1.7 VALOR DE CT. EUROCODE8	26
CUADRO 1.8 EXPRESIONES DE PERIODO FUNDAMENTAL DEPENDIENDO DEL TIPO DE CONSTRUCCIÓN. NCSE-02	30
CUADRO 1.9 VALOR DE CT Y α . UBC-97	32
CUADRO 1.10 VALOR DE CT. IBC 2009	34
CUADRO 1.11 VALOR DE LOS PARÁMETROS CU, PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO MÁXIMO PERMISIBLE, DEPENDIENDO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL.	36
CUADRO 4.1 AÑO DE PUBLICACIÓN DE LAS NORMAS DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTES EN EL ECUADOR.....	109
CUADRO 4.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL AÑO DE CONSTRUCCIÓN.	109
CUADRO 4.3 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA EL PERIODO RESPECTO A LA ALTURA Y NÚMERO DE PISOS	112
CUADRO 4.4 CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA - NÚMERO DE EDIFICIOS POR CADA GRUPO.....	114
CUADRO 4.5 RESUMEN DE LAS ECUACIONES DE PERIODO PARA EL DMQ	122

CUADRO 4.6 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA EL PERIODO RESPECTO A LA ALTURA SEGÚN EL AÑO DE CONSTRUCCIÓN.	122
CUADRO 4.7 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA EL PERIODO RESPECTO A LA ALTURA ANTES Y DESPUÉS DE EXCLUIR ALGUNOS EDIFICIOS IRREGULARES.....	124
CUADRO 4.8 ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO EN FUNCIÓN DE LA ALTURA.	124
CUADRO 4.9 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL PARA LA CIUDAD DE QUITO CONSITERANDO EL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	126
CUADRO 4.10 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (3.7) Y (3.8).....	128
CUADRO 4.11 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (4.9) Y (4.10).....	130
CUADRO 4.12 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (4.13) Y (4.14).....	133
CUADRO 4.13 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (4.16) Y (4.17).....	135
CUADRO 4.14 RESUMEN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE PERIODO QUE RELACIONAN LA ALTURA Y MÁS PARÁMETROS.....	139
CUADRO 4.15 COMPARACIÓN ENTRE PERIODO EXPERIMENTAL Y PERIODO OBTENIDO POR LAS ECUACIONES PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO DE 36 EDIFICIOS REGULARES.....	139
CUADRO 4.16 COMPARACIÓN ENTRE PERIODO EXPERIMENTAL Y PERIODO OBTENIDO POR LAS ECUACIONES PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO PARA EDIFICIOS CON DT/DL MAYOR A 1/3.	142

CUADRO 4.17 TABLA DE LA ECUACIÓN DE PERIODO EXPERIMENTAL PARA TODA LA MUESTRA CONSIDERANDO LA ALTURA (EC. 4.18).	144
CUADRO 4.18 PARÁMETROS USADOS EN EL CÁLCULO DE CORTE BASAL.	153
CUADRO 4.19 PARÁMETROS USADOS PARA EL CÁLCULO DEL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.	154
CUADRO 4.20 COMPARACIÓN DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO NEC-2011 CON NEC-2015.	155
CUADRO 5.1 PERIODOS DEL EDIFICIO MODULO 4 INAMHI	164
CUADRO 5.2 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO Y MAMPOSTERÍA.	164
CUADRO 5.3 RESULTADOS DE LA CARGA MUERTA DE LOSAS Y PAREDES.	166
CUADRO 5.4 RESULTADOS PRIMER MODELO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.	167
CUADRO 5.5 DENSIDAD DE LA MAMPOSTERÍA EN LA EDIFICACIÓN	168
CUADRO 5.6 MODELOS PARA EL CÁLCULO DEL ANCHO EQUIVALENTE DEL PUNTAL QUE REPRESENTA LA MAMPOSTERÍA.	169
CUADRO 5.7 ESPESOR EQUIVALENTE.	171
CUADRO 5.8 RESULTADOS SEGUNDO MODELO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.	172
CUADRO 5.9 VALORES DE INERCIA AGRIETADA.	173
CUADRO 5.10 RESULTADOS CUARTO MODELO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.	174

RESUMEN

Esta investigación tiene como propósito determinar una ecuación experimental que relacione al periodo fundamental con el parámetro más influyente de la edificación (la altura). La tesis contiene una base de datos de 152 edificaciones de hormigón armado regulares localizadas en el Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), en las cuales se registraron las señales de movimiento mediante la instrumentación de un acelerómetro durante quince minutos en la parte alta de cada uno.

Se presenta el procesamiento de las señales mediante la transformada de Fourier con el fin de obtener los periodos fundamentales. Los resultados se analizaron estadísticamente con la finalidad de encontrar una relación empírica para el cálculo del periodo fundamental. Se realiza un análisis comparativo de la ecuación experimental frente a las ecuaciones descritas en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC). Además se compara con los resultados experimentales de algunos países.

Se describe la calibración de un modelo teórico en el cual se incorpora la modelación de la mampostería, con el objeto de conseguir resultados similares a los experimentales.

ABSTRACT

The aim of this research is to determine an experimental equation that relates fundamental period with the most relevant parameter of buildings. (Height). This thesis contains a data base of 152 reinforced concrete building located in the Metropolitan District of Quito. Ambient vibration signals are recorded by an accelerometer at the top of the building for fifteen minutes.

In order to obtain the fundamental period, the signals are processed with the Fourier Transform. The results were statistical analyzed. A comparative analysis of the experimental against codes is performed. It is also compared with experimental researches in other countries.

This investigation calibrates a theoretical model where masonry is incorporated in order to obtain similar results from ambient vibration.

PRESENTACIÓN

La presente tesis contiene seis capítulos en los cuales se desarrolla el estado del arte sobre la estimación del periodo fundamental para edificaciones de hormigón armado, se describe la propuesta del estudio, el equipo y el procedimiento efectuado para determinar los periodos fundamentales in-situ de edificios localizados en el Distrito Metropolitano de Quito, a continuación se realiza un análisis estadístico para obtener una ecuación para el cálculo aproximado del periodo, se efectúa la calibración de un modelo teórico incorporando mampostería y finalmente se presenta conclusiones y recomendaciones.

El Capítulo 1, contiene las metodologías propuestas en diferentes normativas sismo-resistentes, los resultados de investigaciones similares realizadas en otros países, y la propuesta de este estudio.

En el Capítulo 2, se describe el equipo utilizado y el procesamiento de señales digitales para la determinación del periodo fundamental de forma experimental.

En el Capítulo 3, se presenta la justificación de la selección de las estructuras analizadas, además se expone los parámetros que influyen en el comportamiento dinámico de las edificaciones.

En el Capítulo 4, se resume las características de las edificaciones analizadas, se plantea la ecuación de periodo fundamental en función de sus parámetros más influyentes y se analiza los resultados.

En el Capítulo 5, se procede a calibrar el modelo teórico en base a los resultados experimentales, se analiza la inclusión de la mampostería en los modelos.

En el Capítulo 6, se muestran las conclusiones y se presentan las recomendaciones de la investigación.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

Formular una ecuación para el cálculo de los periodos de vibración de estructuras de hormigón armado aporticadas regulares en base a registros de vibraciones ambientales.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el periodo fundamental de estructuras de hormigón armado aporticadas y no adosadas del Distrito Metropolitano de Quito, para cada dirección principal, mediante registros de vibración ambiental.
- Analizar estadísticamente los periodos experimentales obtenidos en los diferentes edificios de la ciudad de Quito.
- Comparar los periodos experimentales obtenidos con las fórmulas recomendadas por la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC).
- Calibrar modelos teóricos mediante los resultados experimentales.

1.2 JUSTIFICACIÓN.

En los últimos años en nuestro país hemos sido testigos de un gran avance en la industria de la construcción, y se han diseñado una gran cantidad de estructuras siguiendo normas establecidas. Estas normas o códigos se implementaron en Ecuador desde el año 1951, después del gran terremoto ocurrido en Ambato en 1949, el cual causó gran cantidad de pérdidas humanas y materiales, debido al tipo de construcción empleado en ese tiempo (Estrada et al., 1976). Desde ahí en Ecuador se han actualizado dichos códigos en base a investigaciones propias y adaptaciones de normas internacionales.

En la actualidad el código vigente es la “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC), la que presenta los requerimientos mínimos y parámetros para el diseño sismorresistente, uno de estos, es la ecuación para la "Determinación del Periodo Fundamental de Vibración T". Este parámetro es importante en el comportamiento dinámico de estructuras y será motivo de análisis en este proyecto. El propósito de esta investigación radica en obtener una fórmula que nos permita determinar el periodo fundamental de estructuras, a través de mediciones de vibración ambiental en edificaciones existentes en el DMQ.

La ecuación para la "Determinación del Periodo Fundamental de Vibración T" de la NEC es una adaptación de códigos internacionales, a la cual no se ha realizado ningún tipo de investigación o comprobación para las estructuras de Ecuador, por lo tanto es necesario un análisis estadístico comparativo mediante la medición experimental de periodos en edificaciones de nuestro medio.

Esta investigación está enfocada a edificios regulares aporricados de hormigón armado construidos en el DMQ, debido a que este material es el más usado en la ciudad, por su versatilidad. En la actualidad las construcciones de acero han ganado gran espacio, por lo que se puede plantear otro estudio para este tipo de edificaciones.

Al realizarse este estudio se espera obtener una ecuación que represente los periodos de vibración de las estructuras de hormigón armado de la ciudad de Quito, utilizando las características de la edificación que nos permitan tener una mejor precisión. También se desea comparar los resultados obtenidos con investigaciones similares realizadas en otros países y además analizar la fórmula propuesta en la NEC-2015.

Este trabajo es pionero en Ecuador y pretende contribuir al conocimiento del comportamiento dinámico de edificios en el DMQ. Además esta investigación puede ser complementada con la realización de estudios similares en otras ciudades importantes, y con otra tipología estructural.

1.3 GENERALIDADES

En los países con alto riesgo sísmico se llevan a cabo estudios sobre la importancia de los parámetros dinámicos de una edificación, como el periodo fundamental y el amortiguamiento. El primero está relacionado directamente con la rigidez de la edificación y puede estar vinculado con la calidad del material usado, la interacción suelo-estructura (movimientos sísmicos del suelo que intervienen en la respuesta de la estructura) y el diseño estructural (Guillier et al., 2014). Este periodo es usualmente obtenido mediante el modelamiento en programas de análisis estructural, el cual en algunos casos termina siendo un periodo alejado a la realidad, porque no considera a los elementos no estructurales y la interacción suelo-estructura. Más aún en estructuras existentes donde generalmente no se cuenta con información de planos estructurales, ni especificaciones técnicas como los parámetros del hormigón, además la edificación pudo sufrir daños y tener una variación en su rigidez. Por consiguiente es de gran utilidad evaluar directamente este parámetro en el sitio, mediante la instrumentación de sensores sísmicos con el uso de diferentes técnicas. Estas técnicas o métodos dinámicos pueden ser: vibración inducida o forzada, grabación de sismos, y registro de vibraciones ambientales.

1.3.1 VIBRACIÓN FORZADA

Esta metodología se basa en el concepto de resonancia, ya que se aplica una fuerza dinámica armónica en la parte superior de la edificación hasta lograr encontrar las frecuencias de resonancia de la estructura, es decir, que la frecuencia de esta fuerza sea igual a una de las frecuencias naturales del edificio.

La frecuencia de la fuerza se puede cambiar gradualmente, se alcanza el estado de resonancia cuando la respuesta de aceleración en el punto de medición se convierte en máximo, esta aceleración disminuye aunque la frecuencia de la fuerza siga aumentando. De tal forma, los espectros de respuesta de la estructura se pueden obtener para cada dirección ortogonal, mediante la instrumentación con sensores (Taleb et al., 2012). Uno de los equipos de vibración forzada se muestra

en la Figura 1.1, el cual se compone de un agitador de masas excéntricas para la excitación con una fuerza sinusoidal armónica.

FIGURA 1.1 AGITADOR DE MASAS EXCÉNTRICAS.



FUENTE: Taleb et al., 2012

La vibración forzada juega un papel importante en la determinación de las propiedades dinámicas de las estructuras y sirve para mejorar la capacidad de entendimiento para la modelación de estructuras sometidas a sismos. Por medio del procesamiento de las señales registradas con acelerómetros se puede obtener los periodos reales de la edificación, pero llevar a cabo este ensayo consume mucho tiempo y requiere autorización de los propietarios para la ejecución del mismo.

El método es aplicable para un estudio particular, puesto que si se quiere realizar a una gran cantidad de edificaciones, el costo en tiempo y dinero será muy alto, por lo que se vuelve poco práctico para estas condiciones.

1.3.2 GRABACIÓN DE SISMOS.

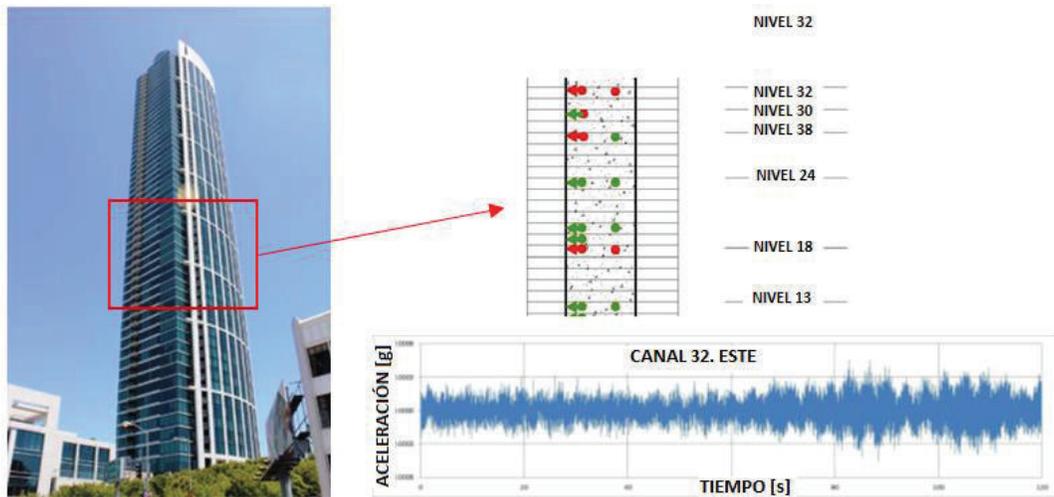
Este método consiste en mantener un monitoreo permanente con sismómetros en el lugar de interés, registrando datos hasta que ocurra un evento sísmico. Estos

registros nos muestran gran cantidad de información del comportamiento dinámico de la estructura. Además en caso de obtener los registros del movimiento de la estructura en un sismo grande, se puede lograr observar el comportamiento no lineal de una estructura, situación que no ocurre con los métodos de vibración forzada o ambiental. La interacción suelo-estructura y las fuerzas actuantes pueden ser más grandes que las que se presentan con vibración forzada. Pero, realizar esta medición implica un alto costo de equipo y mantenimiento y tiene poco rendimiento en zonas con baja amenaza sísmica.

La tecnología hoy en día nos permite dar un seguimiento constante a las edificaciones, mediante monitoreo permanente. Algunos monitoreos se realizan en tiempo real (Çelebi et al., 2004), donde se puede ver las alteraciones sufridas por las estructuras durante su vida útil, y en particular durante un sismo.

Actualmente en Estados Unidos se monitorea edificios de gran importancia como hospitales, con la finalidad de detectar los daños producidos por un evento sísmico en dichas edificaciones. (Ulusoy et al., 2013). En California se lleva a cabo el proyecto “California Strong Motion Instrumentation Program” (CSMIP) el cual consiste en monitorear edificaciones instrumentadas con sensores sísmicos, teniendo como objetivo principal registrar la respuesta durante un sismo. Una de las estructuras más instrumentadas e importantes es la torre “One Rincon Hill”, por ser el edificio más alto conformado con un cajón de muros de hormigón armado en California, y esta monitoreado por 72 acelerómetros (Huang et al ,2012). En la figura 1.2 se presenta la ubicación de algunos acelerómetros uniaxiales y biaxiales localizados a una altura intermedia de la edificación mencionada, además de un registro de aceleración obtenido por uno de los sensores.

FIGURA 1.2 MONITOREO PERMANENTE DE LA TORRE “ONE RINCON HILL”



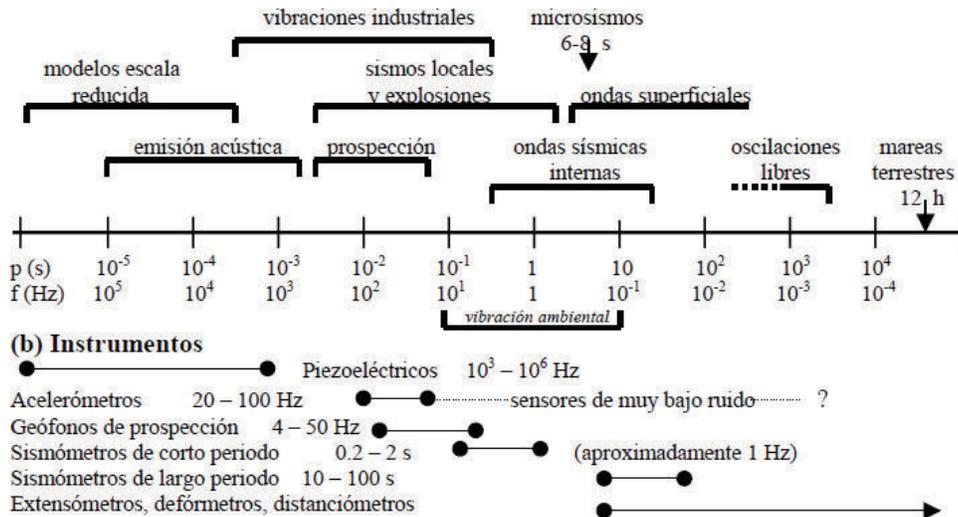
FUENTE: Huang et al ,2012

Del mismo modo Japón realiza monitoreo en edificaciones de gran altura como por ejemplo un edificio de 256 [m] localizado cerca de Osaka (Çelebi, M., Okawa, I., Kashima, T., Koyama, S., & Iba, M., 2014).

1.3.3 VIBRACIONES AMBIENTALES

Las vibraciones ambientales son causadas por fenómenos naturales (olas del mar, fenómenos atmosféricos) y por fuentes artificiales (tráfico de vehículos, maquinaria pesada, actividad humana). El rango del periodo de vibración ambiental ocasionado por fenómenos naturales va desde 0.1 hasta 10 segundos, y para vibraciones industriales va desde 0.0005 a 0.5 segundos (Barreras, 2002), como se observa en la Figura 1.3. La medición de vibraciones ambientales es un método no destructivo, debido a que no necesita de una fuerza excitadora para poder medir las vibraciones, es decir, los registros son medidos sin afectar el comportamiento natural de la estructura. Kanai (1954) introdujo una interpretación teórica y la aplicación práctica de las vibraciones ambientales en la Ingeniería Sísmica (Rosales, 2001).

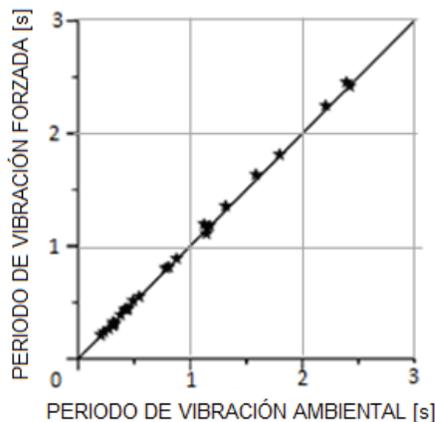
FIGURA 1.3 RANGOS DE FRECUENCIAS E INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN.



FUENTE: Barreras, F. E. 2002.

En la figura 1.4 se presenta una comparación del periodo obtenido con vibración forzada y ambiental, en un estudio efectuado para una base de datos compuesta por edificaciones ubicadas en Santiago de Chile (Midorikawa, 1990). En este estudio se encuentra una relación 1 a 1 entre el periodo obtenido en vibración ambiental y vibración forzada, es decir se obtienen resultados equivalentes con las dos metodologías. Aunque existen algunos periodos obtenidos mediante vibración forzada mayor a los obtenidos con vibración ambiental, esto se debe a una fuerza de vibración más grande.

FIGURA 1.4 COMPARACIÓN DE PERIODOS OBTENIDOS MEDIANTE VIBRACIÓN FORZADA Y AMBIENTAL.



FUENTE: Midorikawa, 1990

Dunand et al, (2006) afirma que los periodos registrados durante un sismo comienzan a ser diferentes a las obtenidos con vibración ambiental para valores de aceleración de 1 a 10 [cm/s²] en edificios de hormigón armado. También encontró que los valores de periodo aumentan en un 40% debido eventos de alta intensidad sísmica, (PGA entre 200-500 [cm/s²]).

En conclusión, existen diferencias entre las características dinámicas obtenidas con vibración ambiental de las obtenidas con registros de sismos fuertes. Sin embargo los periodos adquiridos en vibración ambiental podrían ser extrapolados a periodos determinados con registros sísmicos, conociendo la intensidad del sismo. (Dunand et al, 2006). Por tal razón la obtención de periodos mediante registros de vibración ambiental es una herramienta muy útil para mejorar el diseño estructural, para la determinación de vulnerabilidades a gran escala, y cuando se desea calibrar un modelo computacional.

Las ventajas principales de la medición de vibraciones ambientales son una ejecución rápida, un costo menor comparado a las vibraciones forzadas y a la realización de un modelo estructural. Sin embargo no nos entrega información del comportamiento de la estructura en el rango inelástico, es decir la variación del periodo y del amortiguamiento.

Este método es rápido, eficiente y económico. (Kobayashi et al., 1986, 1987,1996; Midorikawa 1990; Oliveira 1997; Navarro 2002; Dunand, 2002; Satake 2003; Navarro and Oliveira 2004). Por consiguiente en este estudio se utiliza el método de vibraciones ambientales, colocando un sismómetro en la parte alta del edificio, como se observa en la Figura 1.5. El procesamiento completo para la obtención de periodo fundamental de toda la muestra en base a las vibraciones ambientales será descrito en el subcapítulo 2.2.

FIGURA 1.5 MEDICIÓN DE VIBRACIONES AMBIENTALES.



ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

1.3.4 INVESTIGACIONES SOBRE LA OBTENCIÓN DE FÓRMULAS EMPÍRICAS DEL PERIODO FUNDAMENTAL.

El avance de la tecnología ha colaborado en la investigación de las propiedades dinámicas en estructuras, muchos de estos estudios se basaron en mediciones de vibración ambiental. El presente subcapítulo recoge información de investigaciones realizadas en diferentes ciudades del mundo sobre la obtención de las fórmulas empíricas para determinar el periodo fundamental mediante la medición de vibraciones ambientales con acelerómetros. Los periodos se obtienen después de procesar las señales registradas con dichos instrumentos.

Estas fórmulas son el resultado de un análisis estadístico entre los periodos fundamentales y el número de pisos o altura, obtenidos de una base de datos de edificaciones. En el Cuadro 1.1 se muestra los resultados de los algunos estudios, la ciudad donde se llevó a cabo la investigación, sus fórmulas empíricas, autores y base de datos para cada estudio. Además se representan dichas fórmulas en la Figura 1.6.

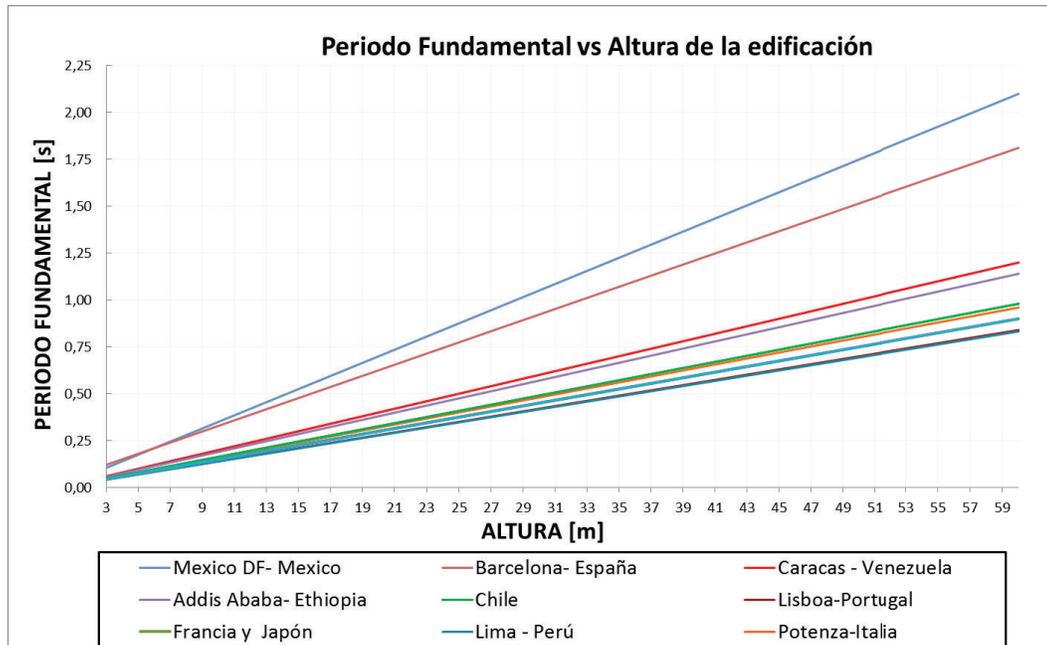
CUADRO 1.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS ECUACIONES EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE PERIODOS FUNDAMENTALES EN DIFERENTES PAÍSES.

Ciudad – País	T (N)	T (H)	Autor – Año	Base de datos # Edificios
México DF- México	$T=0.105 N$		Kobayashi - 1987	20 H.A.
Santiago de Chile - Chile	$T=0.049 N$		Midorikawa - 1990	107 H.A.
Viña del Mar – Chile	$T=0.049 N$		Midorikawa - 1990	21 H.A.
Granada – España	$T=0.051 N$		Kobayashi - 1996	21 H.A.
Almería – España	$T=0.05 N$		Enmoto - 1999	34 H.A.
Barcelona- España	$T=0.089N +0.032$		Espinoza -1999	25 H.A.
Caracas - Venezuela	$T=0.06 N$		Enomoto - 2000	57 H.A.
Adra - España	$T=0.049 N$		Sánchez - 2002	39 H.A.
Addis Ababa- Etiopia	$T=0.057 N$		Messele y Tanese- 2002	28 H.A.
Japón		$T=0.015 H$	Satake- 2003	205 H.A y A.
Grenoble- Francia		$T=0.015 H$	Dunand et al – 2002	26 H.A.
Lisboa-Portugal	$T=0.042 N$		Oliveira – 2004	193 H.A.
Lisboa-Portugal 2	$T=0.045 N$		Navarro/Oliveira – 2004	37 H.A.
Potenza-Italia		$T=0.016 H$	Gallipoli - 2009	65 H.A.
Lima - Perú	$T=0.0416 N$		Guillier et al. -2014	344 H.A.
Donde: T: periodo [s]. N: número de pisos. H: altura de la edificación. H.A.: edificios de hormigón armado. A.: edificios de acero.				

FUENTE: Oliveira y Navarro, 2010

Para graficar las fórmulas empíricas de Japón, Francia e Italia que están en función de la altura, se estableció una altura de entrepiso de 3.0 metros, como se presenta en la figura 1.6, donde se observa que los periodos de vibración fundamental de los edificios medidos en México son casi el doble de los periodos en las otras ciudades. Esto puede explicarse debido al tipo de suelos que tiene México D.F. y también a que las edificaciones pudieron ser afectadas por la ocurrencia de sismos fuertes ocurridos en dicha ciudad que ocasionaron una pérdida de rigidez.

FIGURA 1.6 PERIODOS FUNDAMENTALES EN DIFERENTES CIUDADES DEL MUNDO.



FUENTE: Oliveira, C. S., & Navarro, M. (2010).
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

Cada región tiene sus propias características constructivas, materiales, tipos de suelos, clima, entre otros. Estos factores influyen en las propiedades dinámicas de las edificaciones, como se observó en el estudio realizado por Mikael et al., 2013 en donde se demuestra que el clima influye en el periodo de la edificación, porque a medida que la temperatura incrementa la frecuencia decrece, es decir, la exposición al sol parece tener un efecto directo en la rigidez global de la estructura. Todos estos parámetros se utilizan para la estimación de las fuerzas a las que estarán sometidas las estructuras. Los cálculos para determinar dichas propiedades los encontramos en los códigos sismorresistentes de cada país.

Algunos países adoptan ecuaciones de normas de países más desarrollados sin efectuar un estudio previo que las valide, ya que el entorno no es el mismo y por consiguiente los cálculos obtenidos con dichas normas no proporcionarán un diseño adecuado. Por lo tanto es importante determinar una fórmula empírica, que permita estimar las características dinámicas de las edificaciones de cada ciudad o región.

1.4 METODOLOGÍAS PROPUESTAS EN DIFERENTES NORMATIVAS

La Ingeniería Sísmica es de suma importancia para el diseño y construcción de estructuras que estarán sometidas a fuerzas sísmicas. En el transcurso de la historia se ha registrado grandes desastres producidos por los efectos de sismos, por consiguiente en países de alto riesgo sísmico se han creado normas con el fin de salvaguardar la vida del ser humano, mediante un diseño sismorresistente. Estas normas regulan los requisitos mínimos de cálculo y diseño para asegurar la serviciabilidad, seguridad y durabilidad de forma económicamente aceptable.

En el presente capítulo se muestra las ecuaciones para determinar el periodo fundamental de vibración de los diferentes códigos o normas: NEC2015- NEC2011, CEC2002 (Ecuador), NSR-10 (Colombia), NCh11 (Chile), NTE.030 (Perú) COVENIN (Venezuela), EUROCODE8 (Unión Europea), UBC97 e IBC quienes presentan diferentes métodos del cálculo del periodo fundamental, los que se indican a continuación:

1.4.1 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (NEC)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción indica que el periodo fundamental "T" para cada dirección principal, puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. La NEC nos presenta dos métodos para el cálculo del valor T, descritos a continuación:

1.4.1.1 Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión (1.1).

$$T=C_t h_n^\alpha \quad (1.1)$$

Donde:

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura. [m]

α : Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado.

El valor de los coeficientes C_t y α se presentan en el Cuadro 1.2 Donde se puede observar que para edificios de hormigón armado existen variaciones entre la norma 2015 y 2011.

CUADRO 1.2 VALOR DE LOS PARÁMETROS C_t Y α . NEC 2011 – 2015.

Descripción	NEC2011		NEC2015	
	C_t	α	C_t	α
Estructuras de acero sin arriostramientos.	0.072	0.8	0.072	0.8
Estructuras de acero con arriostramientos.	0.073	0.75	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.047	0.9	0.055	0.9
Pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75	0.055	0.75
Estructuras que tengan muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, el valor de C_t puede calcularse mediante la expresión (1.2), (1.3). $C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1+0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad (1.2)$ <p>Donde: A_B: Área de la edificación en su base. [m²] n_w: Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio. h_n: es altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura. [m] h_{wi} : Altura del muro i medida desde la base. [m] A_{wi}: Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio. [m²] l_{wi}: Longitud medida horizontalmente, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio. [m]</p>	$\frac{0.0062}{\sqrt[2]{C_w}}$ (1.3)	1	$\frac{0.0062}{\sqrt[2]{C_w}}$ (1.3)	1

FUENTE: NEC-15, NEC-11

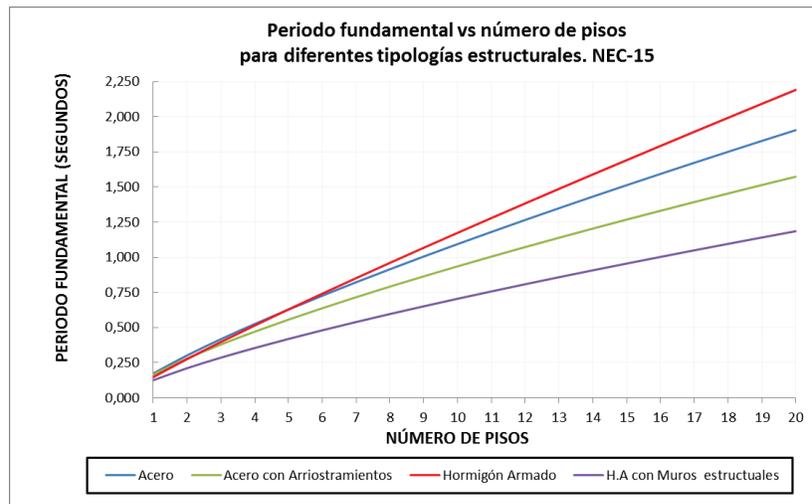
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En la Figura 1.7 se presenta una comparación de los periodos fundamentales de diferentes tipologías de estructuras según las recomendaciones de la NEC-15,

donde se muestra que las estructuras de hormigón armado son más flexibles que las edificaciones de acero sin muros estructurales a partir de los seis pisos, esto puede deberse a que la norma no limita el número de pisos o altura hasta la cual se debe ocupar cada fórmula. Además las estructuras de hormigón armado con muros estructurales son las más rígidas.

Además se encuentra que los edificios aperticados son 61% más flexibles en comparación a los que tienen muros estructurales para ocho pisos. Edificaciones de acero son 5% menos rígidas que las de hormigón armado sin muros estructurales menores a ocho pisos. Las estructuras de acero con arriostramientos son 32% más flexibles que las de hormigón armado con muros estructurales para cualquier número de pisos.

FIGURA 1.7 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NEC-2015



FUENTE: NEC-15, NEC-11.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

1.4.1.2 Método 2

El periodo fundamental puede calcularse mediante el uso de la expresión (1.4), en cada dirección principal de la estructura. Sin embargo, el valor de T calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1, porque el periodo usado en la fórmula para el corte basal no puede exceder en

ningún caso al periodo aproximado (T_a). Este requerimiento proporciona una garantía de la posible aplicación errónea de la fórmula de Rayleigh.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (1.4)$$

Donde:

W_i : Peso del nivel "i".

f_i : Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.

δ_i : Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

El valor de T obtenido al utilizar los métodos 1 o 2 es una estimación inicial razonable del periodo estructural, que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal y el cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%. (NEC-15).

1.4.2 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. (CEC-2002).

El Código Ecuatoriano de la Construcción indica que el cálculo del periodo fundamental "T" para cada dirección principal puede ser calculado utilizando propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. La CEC-2002 nos presenta dos métodos para el cálculo del valor T, descritos a continuación:

1.4.2.1 Método 1.

La expresión del método 1 de cálculo del periodo fundamental de vibración proporciona un valor referencial simplificado, útil para aplicar el método de cálculo sísmico estático. Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión (1.5).

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (1.5)$$

Donde:

C_t = Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura.

h_n = Es altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura [m].

Los valores de C_t tienen los valores dados en el Cuadro 1.3.

CUADRO 1.3 VALOR DE C_t (CEC-2002).

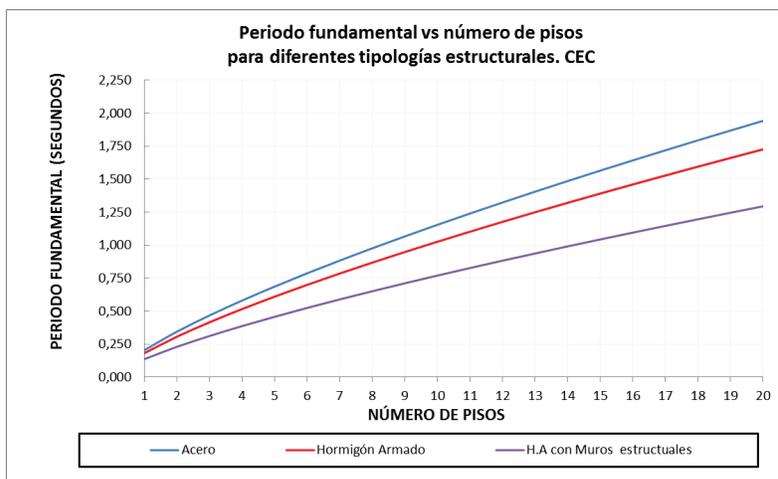
Descripción	C_t
Pórticos de acero.	0,09
Pórticos espaciales de hormigón armado.	0,08
Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.	0,06

FUENTE: CEC 2002

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.8 una gráfica comparativa del periodo para diferentes tipologías estructurales.

FIGURA 1.8 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA CEC.



FUENTE: CEC 2002.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La CEC nos muestra que las estructuras en acero son 12.5 % más flexibles que las estructuras de hormigón armado, para cualquier número de pisos. Las estructuras de hormigón armado con muros estructurales son 33% más rígidas que las que no tienen muros para cualquier altura. Sin embargo, no hay recomendaciones que limiten el uso de dichas fórmulas en base al número de pisos o altura.

1.4.2.2 Método 2:

El método 2 requiere utilizar una distribución aproximada de fuerzas laterales y el cálculo de las deflexiones elásticas estáticas, que son el resultado de la distribución de fuerzas en la estructura (incluye por tanto el efecto de las distribuciones de las rigideces laterales de la estructura). Por consiguiente, los resultados del método 2 constituyen una mejor estimación que el método 1. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la expresión (1.6)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (1.6)$$

Donde:

W_i : Peso del nivel "i".

f_i : Representa la distribución aproximada de las fuerzas laterales, o cualquier otra distribución racional.

δ_i : Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

g : Aceleración de la gravedad

El valor de T así calculado no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

1.4.3 REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE 2010. (NSR-10).

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente indica que el valor del periodo fundamental de la edificación "T", debe obtenerse a partir de las propiedades de resistencia sísmica del sistema estructural, en la dirección bajo

consideración. Los principios de la dinámica estructural son aplicados, utilizando un modelo matemático linealmente elástico del edificio. Este requisito puede suplirse usando uno de los siguientes 3 métodos:

1.4.3.1 Método 1:

El periodo fundamental de la edificación puede calcularse por medio de la expresión (1.7). El valor de T no puede exceder a $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la expresión (1.10) y no deber ser menor a 1,2.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (1.7)$$

$$f_i = C_{VX} V_s \quad (1.8)$$

$$C_{VX} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (1.9)$$

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_V F_V \quad (1.10)$$

Donde:

m_i : Parte de la masa total del edificio que está colocada en el nivel i .

δ_i : Desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales.

f_i : Fuerzas horizontales distribuidas.

C_{VX} : Coeficiente de corte.

V_s : Cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas.

m_x, m_i : Parte de la masa que está colocada en el nivel x o i respectivamente.

h_x, h_i : Altura medida desde la base, del nivel x o i . [m]

k : Es un exponente relacionado con el periodo fundamental de la edificación, T .

C_u : Coeficiente utilizado para calcular el periodo máximo permisible de la estructura.

A_V : Coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño.

F_V : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

1.4.3.2 Método 2:

El valor de T puede ser igual al periodo fundamental aproximado, T_a que se obtiene por medio de la expresión (1.11).

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (1.11)$$

Donde:

T_a : Periodo de vibración fundamental aproximado [s]

C_t : Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura.

h : Altura de la estructura [m]

α : Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado.

Los valores de C_t y α tienen los valores en el Cuadro 1.4.

CUADRO 1.4 VALOR DE C_t Y α NSR-10

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Pórticos resistentes a momentos de hormigón 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
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de hormigón o mampostería.	0.049	0.75
Estructuras que tengan muros estructurales de hormigón reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula mediante las expresiones (1.12), (1.13). $C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad (1.12)$ <p>donde: A_B: Área de la edificación en su base [m²] n_w: Número de muros para resistir las fuerzas sísmicas horizontales h_n: Altura medida desde la base, del piso más alto del edificio. [m] h_{wi}: Altura del muro i medida desde la base. [m] A_{wi}: Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i. [m²] l_{wi}: Longitud medida horizontalmente de un muro estructural. [m]</p>	$\frac{0.0062}{\sqrt[2]{C_w}}$ (1.13)	1.00

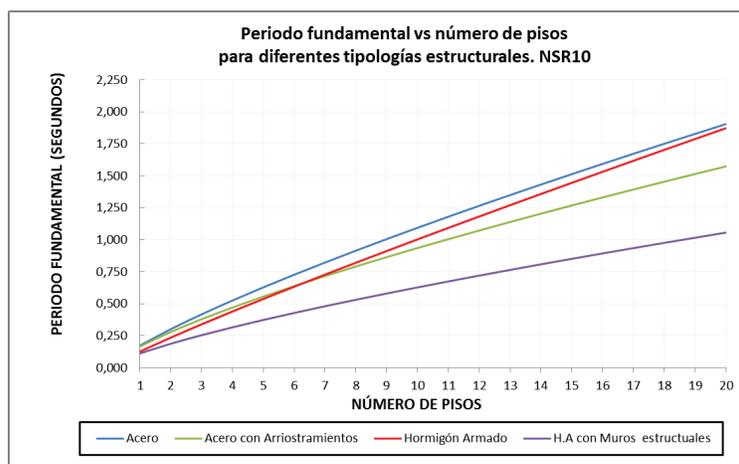
FUENTE: NSR-10, 2010

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.9 una gráfica comparativa del cálculo del periodo para diferentes tipos de estructuras.

La NSR10 nos muestra que las estructuras en acero son 13% más flexibles que las estructuras de hormigón armado para edificaciones de ocho pisos. Las estructuras de hormigón armado con muros estructurales son 55% más rígidas que las que no tienen muros estructurales. Sin embargo, no hay recomendaciones que limiten el uso de dichas formulas en base al número de pisos, o altura.

FIGURA 1.9 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NSR-10.



FUENTE: NSR-10, 2010.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

1.4.3.3 Método 3

Este método puede usarse para edificaciones de 12 pisos o menos, con alturas de piso no mayores a 3 metros, cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de hormigón reforzado o acero estructural. El periodo de vibración aproximado T_a , puede determinarse por medio de la ecuación (1.14).

$$T_a = 0.1N \quad (1.14)$$

Donde:

T_a : Periodo de vibración fundamental aproximado [s].

N: Número de pisos de la edificación.

El valor de T obtenido al utilizar las expresiones (1.7), (1.11), (1.14) son un estimativo inicial del periodo estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la expresión (1.7) para compararlo con el estimado inicial; si el periodo de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el periodo estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada. (NSR-10 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, 2010).

1.4.4 NORMA CHILENA

La Norma Chilena indica que el valor del Periodo de Vibración "T", en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, debe calcularse mediante un método fundamentado. Sin embargo en la norma no nos presenta una expresión.

1.4.5 NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN PERÚ DISEÑO SISMORRESISTENTE (E.030).

La Norma Técnica de Edificación de Perú indica que el periodo fundamental "T", puede ser calculado con un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura, además de los siguientes métodos.

1.4.5.1 Método 1

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación y debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura, es decir que no sobrepase los 45 m de altura. Este se obtiene mediante la expresión (1.15).

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (1.15)$$

Donde:

C_t : Coeficiente utilizado para calcular el periodo fundamental de la estructura.

h_n : Altura total de la edificación. [m]

Los valores de C_t y α tienen los valores dados en el Cuadro 1.5.

CUADRO 1.5 VALOR C_t . E.030.

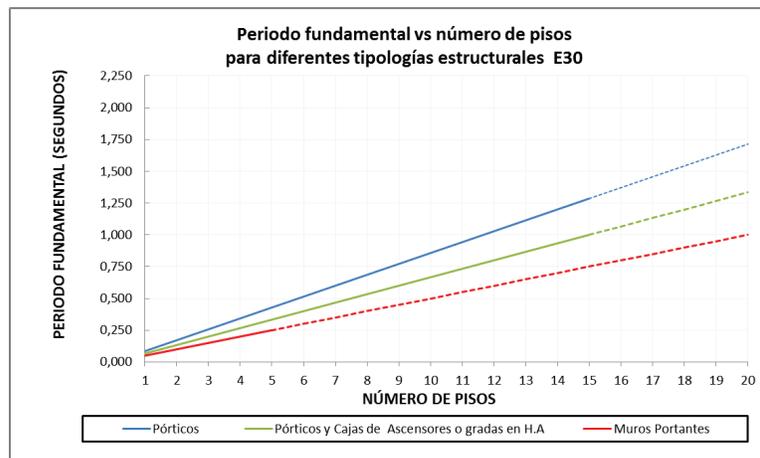
Descripción	C_t
Edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sea únicamente pórticos.	35
Edificios de hormigón armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.	45
Estructuras de mampostería y para todos los edificios de hormigón armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.	60

FUENTE: E.030, 2003

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.10 una gráfica comparativa del periodo para diferentes tipos de estructuras.

FIGURA 1.10 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN EL E30.



FUENTE: E.030, 2003

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La norma E.030 nos muestra que las estructuras conformadas por pórticos son 28% más flexibles que las estructuras conformadas por pórticos con cajas en los ascensores o gradas de hormigón armado. Las estructuras de Hormigón armado con muros de corte son las más rígidas. La norma E.030 limita el uso de esta ecuación para edificaciones de hasta 15 pisos. Las líneas segmentadas están fuera de las recomendaciones de la norma.

1.4.5.2 Método 2

El método 2 podrá usarse mediante la expresión (1.16).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i D_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i D_i)}} \quad (1.16)$$

Donde:

P_i : Peso del nivel "i".

D_i : Desplazamiento elástico lateral del nivel "i" relativo al suelo.

F_i : Fuerza horizontal en el nivel "i".

g : Aceleración de la gravedad

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como 0.85 del valor obtenido por este método.

1.4.6 NORMA VENEZOLANA COVENIN 2001. EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES.

La Norma Venezolana para edificaciones sismorresistentes indica que el periodo fundamental "T", puede ser calculado por los siguientes métodos.

1.4.6.1 Método 1

En cada dirección de análisis el periodo fundamental T, se calcula según la expresión [1.17].

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i d_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (Q_i d_i)}} \quad (1.17)$$

Donde:

Q_i : Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i , del edificio dado por la expresión:

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^2)} \quad (1.18)$$

W : Peso total de la edificación [N]

W_i : Peso del nivel i . [N]

H_i : Altura del nivel medida desde la base. [m]

D_i : Desplazamiento elástico lateral del nivel " i " bajo la acción de las cargas laterales Q_i .

N : Número de niveles de la edificación

g : aceleración de la gravedad.

El periodo fundamental de la edificación calculado expresión (1.18) no debe exceder el valor de $1.4 T_a$. El T_a es calculado por la expresión (1.19).

1.4.6.2 Método 2

Como alternativa al método descrito de la expresión (1.18), el periodo fundamental T podrá tomarse igual al periodo aproximado T_a , que es calculado con la expresión [1.19].

$$T_a = C_t h n^{0.75} \quad (1.19)$$

Los valores de C_t tienen los valores dados en el Cuadro 1.6.

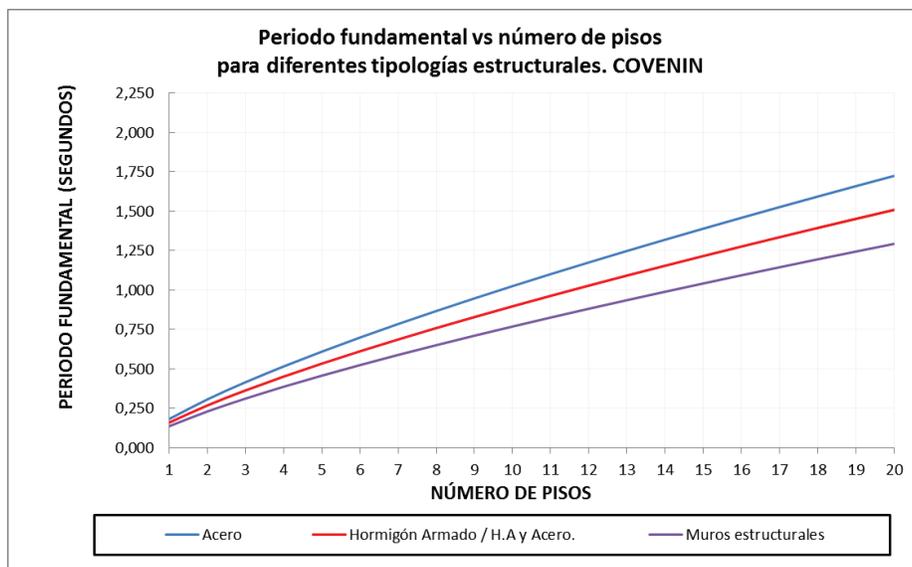
CUADRO 1.6 VALOR DE CT. COVENIN

Descripción	Ct
Tipo 1: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante porticos. Ejes de columnas continuos hasta la cimentación.	
Edificios de concreto armado o mixtos de acero- concreto.	0.07
Edificios de acero.	0.08
Tipo2: Tipo 1 y 3. Porticos resiste el 25% de las fuerzas sísmicas totales	
Tipo3: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante porticos diagonalizados o muros estructurales, de concreto armado o de sección mixta (acero -concreto). Si existe elementos de porticos, no son capaces de resistir el 25% de las fuerzas sísmicas totales	
Tipo 4: Estructuras que no poseen diafragmas con la rigidez necesaria para distribuir eficazmente las cargas sísmicas entre los diferentes miembros verticales.	
Edificios de concreto armado o mixtos de acero- concreto.	0.05

FUENTE: COVENIN, 2001

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.11 una gráfica comparativa para los valores de los parámetros C_t para el cálculo del periodo para diferentes tipos de estructuras.

FIGURA 1.11 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN COVENIN.

FUENTE: COVENIN, 2001.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La norma de Edificaciones Sismorresistentes de la Comisión Venezolana de Normas muestra que las estructuras conformadas por pórticos de acero son 14% más flexibles que las estructuras conformadas por pórticos de hormigón armado. Las estructuras con muros estructurales son más rígidas en 16% que las que no poseen muros. Sin embargo, no hay recomendaciones que limiten el uso de dichas formulas en base al número de pisos, o altura.

1.4.7 THE EUROPEAN UNION CODE 1998 (EUROCODE 8)

El Eurocode8 se aplica en casi todos los países europeos, nos indica que para la determinación del periodo fundamental de vibración "T" de edificios, se pueden usar expresiones basadas en dinámica estructural como por ejemplo el Método de Rayleigh, o los métodos que se describen a continuación.

1.4.7.1 Método 1

Este método puede ser utilizado para calcular el valor de T en edificios con alturas de hasta 40m, mediante la expresión (1.20).

$$T=Ct \cdot h_n^{3/4} \quad (1.20)$$

Donde:

Ct: Coeficiente utilizado para calcular el periodo fundamental de la estructura.

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en m.

Se puede observar los valores de Ct en el Cuadro 1.7.

CUADRO 1.7 VALOR DE CT. EUROCODE8

Descripción:	Ct
Marcos espaciales de acero resistentes a momento	0,085
Marcos espaciales de hormigón armado resistentes a momento y marcos de acero arriostrados excéntricamente	0,075
Otras estructuras	0,050

CUADRO 1.7 CONTINUACIÓN

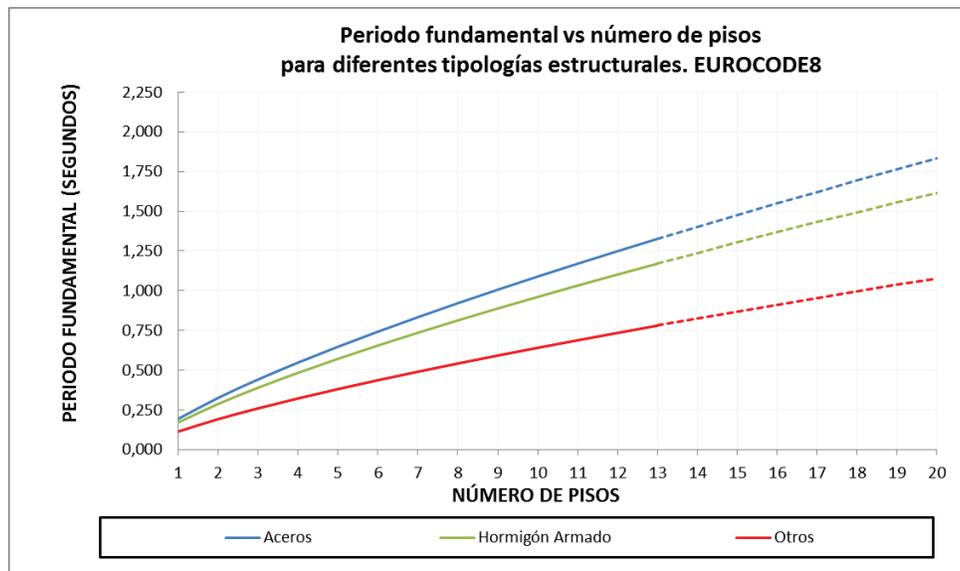
<p>Estructuras con muros de corte de hormigón el valor de C_t tomará la expresión (1.21), (1.22).</p> $A_c = \sum \left[A_i \left(0.2 + \left(\frac{I_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (1.22)$ <p>donde :</p> <p>A_c: Área efectiva total de los muros de corte en el primer piso del edificio. [m²]</p> <p>A_i: Área de sección transversal efectiva del muro de corte i en la dirección considerada en el primer piso del edificio. [m²]</p> <p>H = Altura máxima, medida desde la base de la estructura.[m]</p> <p>I_{wi}: Longitud del muro de corte en dirección paralela a las fuerzas aplicadas con la restricción de que I_{wi} / H no debe exceder de 0,9. [m]</p>	$\frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (1.21)$
---	---

FUENTE: EUROCODE8, 2004

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.12 una gráfica comparativa del periodo para diferentes tipos de estructuras.

FIGURA 1.12 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN EL EUROCODE8.



FUENTE: EUROCODE8, 2008.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

El Eurocode8 nos muestra que las estructuras de acero son más flexibles en 13% que las estructuras de hormigón armado. Y que otros tipos de estructuras (muros de corte) son las menos flexibles en 50% comparado con las de hormigón armado.

La norma limita el uso de esta ecuación para edificaciones de hasta 13 pisos. Las líneas punteadas están fuera de las recomendaciones de la norma.

1.4.7.2 Método 2

Este método indica que la estimación del periodo puede ser calculado con la expresión (1.23).

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (1.23)$$

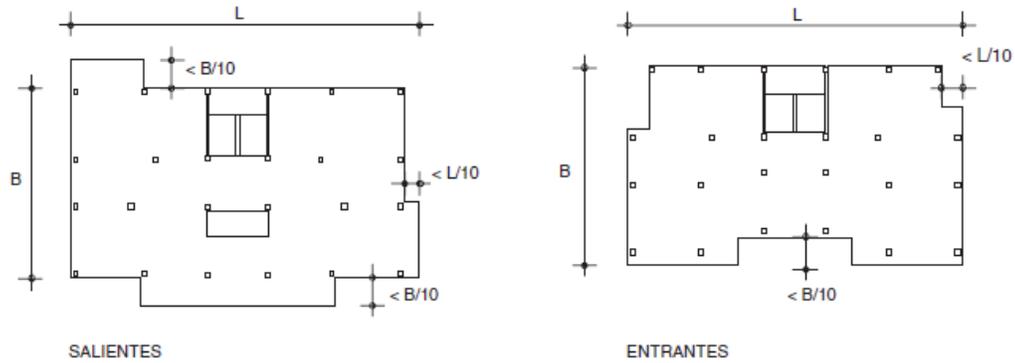
Donde:

d= Desplazamiento lateral elástico de la parte superior del edificio, debido a la cargas de gravedad aplicadas en la dirección horizontal. [m]

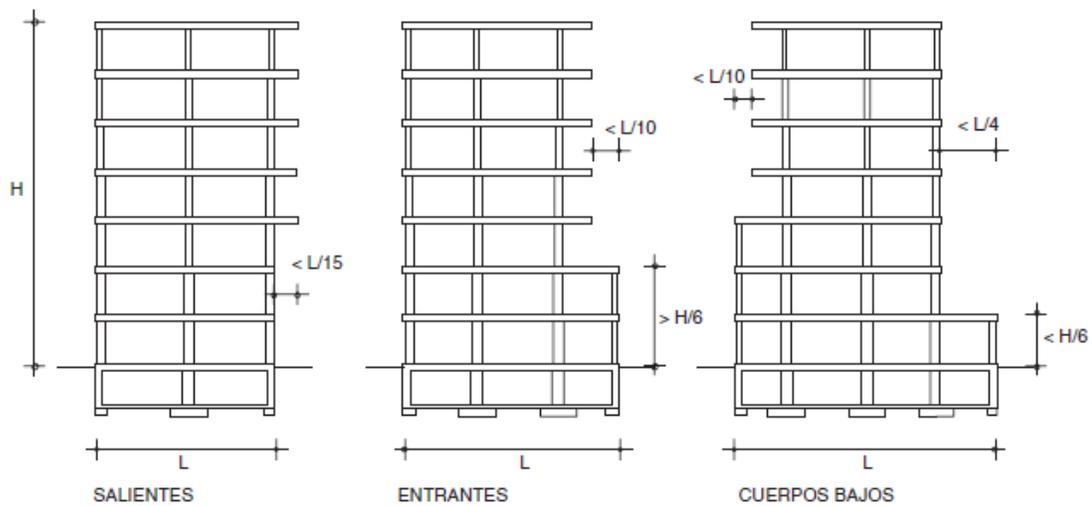
1.4.8 NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN 2002. (NCSE-02) ESPAÑA.

La Norma de Construcción Sismorresistente de España requiere que se cumplan los siguientes requisitos para el cálculo del periodo fundamental de edificios: El número de plantas sea inferior a 20, e inferior a 60 metros, que exista regularidad geométrica en planta y en elevación, sin entrantes o salientes importantes, que no exista cambios bruscos en la rigidez, que tenga regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y torsión de todas las plantas estén situadas aproximadamente en la misma vertical.

Un edificio de planta puede considerarse regular si la relación entre los lados es mayor de 0.3, los salientes y entrantes en planta no son mayores del 10% del lado paralelo al mismo y menores de 2 metros, como se muestra en la Figura 1.13. Así mismo, un edificio puede considerarse regular en elevación, cuando las entrantes y salientes en elevación no sean mayores del 10% del lado paralelo al mismo, como se muestra en la Figura 1.14. En general, puede ser suficiente analizar por el método simplificado los edificios de hasta cuatro plantas.

FIGURA 1.13 ESTRUCTURAS REGULARES EN PLANTA

FUENTE: NCSE-02, 2002

FIGURA 1.14 ESTRUCTURAS REGULARES EN ELEVACIÓN.

FUENTE: NCSE-02, 2002

El Periodo Fundamental T_F puede estimarse mediante las expresiones (1.24), (1.25), (1.26), (1.27), (1.28) de acuerdo al tipo de construcción, como se indica en el Cuadro 1.8.

CUADRO 1.8 EXPRESIONES DE PERIODO FUNDAMENTAL DEPENDIENDO DEL TIPO DE CONSTRUCCIÓN. NCSE-02

Descripción	T_F	Expresión
Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques.	$0.06H \frac{\sqrt{H/(2L+H)}}{\sqrt{L}}$	(1.24)
Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de muros estructurales.	$0.09n$	(1.25)
Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de muros estructurales.	$0.07n \sqrt{\frac{H}{B+H}}$	(1.26)
Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.	$0.11n$	(1.27)
Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes	$0.085n \sqrt{\frac{H}{B+H}}$	(1.28)

FUENTE: NCSE-02, 2002

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Donde:

H: Altura de la edificación sobre la rasante. [m]

n: Número de pisos sobre la rasante.

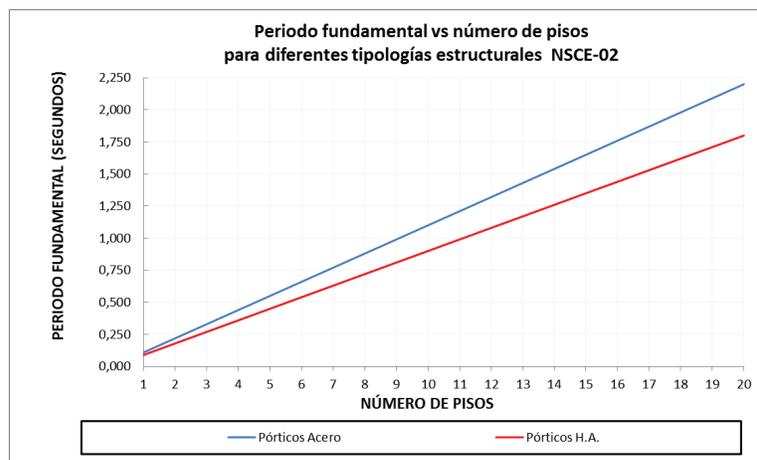
B: Dimensión de los muros estructurales, en el sentido de la oscilación. [m]

L: Dimensión en planta de la edificación, en sentido de la oscilación. [m]

Para el resto de los edificios de hasta cuatro plantas puede tomarse, a efectos del cálculo por el método simplificado $T_F = 0.3$ [s].

A continuación se presenta en la Figura 1.15 una gráfica comparativa para los valores de los parámetros C_t para el cálculo del periodo para diferentes tipos de estructuras.

FIGURA 1.15 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NSCE-02.



FUENTE: NCSE-02, 2002

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El NSCE-02 nos muestra que las estructuras de acero son más flexibles en 12% que las estructuras de hormigón armado. El número de pisos y altura recomendada es 20 y 60 respectivamente.

1.4.9 UNIFORM BUILDING CODE (UBC 97)

El Uniform Building Code (UBC) fue publicado por primera vez en 1927 por el Consejo Internacional de la Construcción, que se realizó en Whittier, California, el cual fue reemplazado en el 2000 por Internacional Building Code (IBC). El UBC 97 indica que se puede determinar el valor del periodo elástico fundamental de vibración de la estructura para la dirección en consideración, por uno de los siguientes métodos:

1.4.9.1 Método 1

El método 1 indica que para todas las edificaciones, el valor de T puede aproximarse por la expresión (1.29).

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (1.29)$$

Los valores de C_t se pueden observar en el Cuadro 1.9.

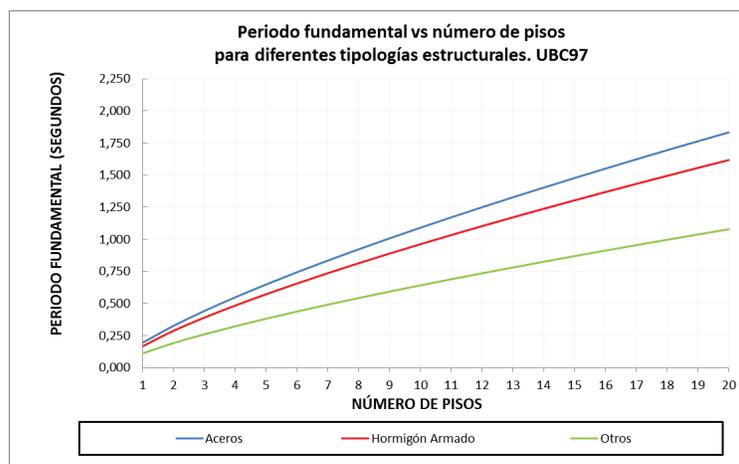
CUADRO 1.9 VALOR DE CT. UBC-97

Descripción:	Ct
Pórticos de acero	0.0853
Pórticos espaciales de hormigón armado	0.0731
Otras edificaciones	0.0488
<p>Estructuras de hormigón con muros de corte o mampostería de hormigón, se utiliza las expresiones (1.30), (1.31)</p> $A_c = \sum \left[A_i \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (1.31)$ <p>donde:</p> <p>Ac: Área efectiva total de los muros de corte en la en el primer piso del edificio. [m2]</p> <p>Ai: Área de sección transversal efectiva del muro de corte i en la dirección considerada en el primer piso del edificio. [m2]</p> <p>H = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura [m]</p> <p>lwi: longitud del muro de corte i en el primer piso en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas, con la restricción de que lwi / H no debe exceder de 0,9. [m]</p>	$\frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$ (1.30)

FUENTE: UBC, 1997

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.16 una gráfica comparativa para los valores de los parámetros Ct para el cálculo del periodo para diferentes tipos de estructuras.

FIGURA 1.16 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA UBC97.

FUENTE: UBC, 1997

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El UBC97 nos muestra que las estructuras de acero son más flexibles en 13% más que las estructuras de hormigón armado. Para todos los otros tipos de estructuras (muros de corte) son las menos flexibles en 50% comparada con las de hormigón armado. Sin embargo, no hay recomendaciones que limiten el uso de dichas formulas en base al número de pisos, o altura.

1.4.9.2 Método 2

El periodo fundamental T se puede calcular utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis debidamente sustentado. El valor de T del Método 2 no excederá de un valor del 30 % mayor que el valor de T obtenida de Método 1 en Zona Sísmica 4, y 40 % en las zonas sísmicas 1, 2 y 3. Siendo 4 la máxima zona sísmica. El periodo fundamental T puede ser calculado utilizando la expresión (1.32).

$$T=2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i D_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i D_i)}} \quad (1.32)$$

Donde:

P_i : Peso del nivel "i".

D_i : Desplazamiento elástico lateral del nivel "i" relativo al suelo.

F_i : Fuerza horizontal en el nivel "i".

g: Aceleración de la gravedad.

1.4.10 INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC 2009)

El International Building Code (IBC 2009) indica que se puede determinar el valor del periodo fundamental de la estructura para la dirección en consideración usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes en un análisis sustentado, por uno de los siguientes métodos:

1.4.10.1 Método 1

El valor de T puede ser igual al periodo fundamental aproximado, T_a , que se obtiene por medio de la expresión (1.33).

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (1.33)$$

Donde:

Ta: Periodo de vibración fundamental aproximado. [s]

Ct: Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura.

h: Altura de la estructura .[m]

α : Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado.

Los valores de Ct se pueden observar en el Cuadro 1.10.

CUADRO 1.10 VALOR DE CT Y α IBC 2009

Descripción:	Ct	α
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.	0.068	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.07	0.75
Pórticos resistentes a momentos de hormigón 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.	0.044	0.9
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de hormigón o mampostería.	0.055	0.75

CUADRO 1.10 CONTINUACIÓN.

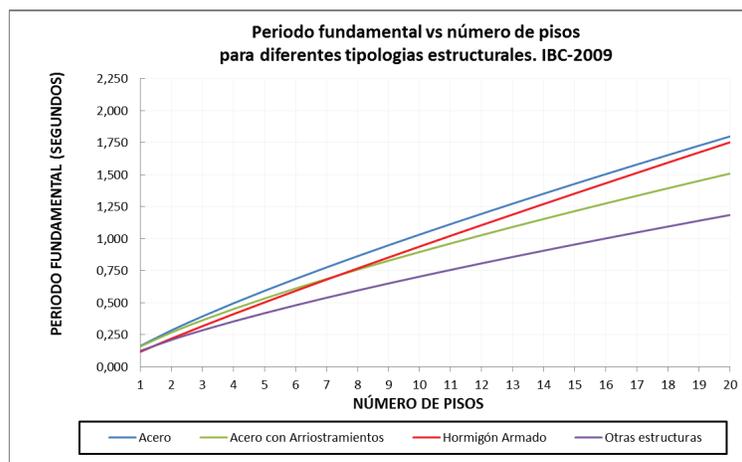
<p>Estructuras que tengan muros estructurales de hormigón reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α, donde C_w se calcula mediante las expresiones (1.34), (1.36).</p> <p>$T_a = C_t \cdot h_n$. (1.35)</p> $C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$ (1.36) <p>donde:</p> <p>A_B: Área de la edificación en su base. [ft²]</p> <p>A_{wi}: Área del muro de corte "i". [ft²]</p> <p>l_{wi}: Longitud del muro de corte "i" en [ft]</p> <p>n_w: Número de muros de la edificación efectivos para resistir las fuerzas sísmicas horizontales en la dirección bajo estudio.</p> <p>h_n: Altura medida desde la base, del piso más alto del edificio [ft]</p> <p>h_{wi}: Altura del muro i, medida desde la base. [ft]</p>	$\frac{0.0019}{\sqrt[2]{C_w}}$ <p>(1.34)</p>	
--	--	--

FUENTE: IBC, 2009

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

A continuación se presenta en la Figura 1.17 una gráfica comparativa para los valores de los parámetros C_t para el cálculo del periodo para diferentes tipos de estructuras.

FIGURA 1.17 PERIODO FUNDAMENTAL PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA IBC-2009.



FUENTE: IBC, 2009

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El IBC indica que las estructuras de acero son más flexibles que las estructuras de hormigón armado. Y para todos los otros tipos de estructuras (muros de corte) son las más rígidas. Sin embargo, no hay recomendaciones que limiten el uso de dichas formulas en base al número de pisos, o altura. El periodo fundamental de la edificación calculado en un análisis sustentado no debe exceder a $C_u T_a$, donde C_u (Coeficiente utilizado para calcular el periodo máximo permisible) se obtiene del Cuadro 1.11.

CUADRO 1.11 VALOR DE LOS PARÁMETROS C_u , PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO MÁXIMO PERMISIBLE, DEPENDIENDO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL.

Diseño Espectral de Aceleración de Respuesta a 1 segundo, SD1	Coeficiente C_u .
>0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
0.1	1.7
<0.05	1.7

FUENTE: IBC, 2009.

Para zonas con alto peligro sísmico, el periodo calculado con un método sustentado no debe ser mayor al 40% del periodo aproximado, sin embargo mientras disminuye el peligro sísmico este porcentaje aumenta hasta el 70%. El valor SD1 representa la respuesta de aceleración espectral para un periodo de 1 segundo, con un amortiguamiento de 5% respecto al crítico.

1.4.10.2 Método 2:

Este método puede usarse para edificaciones de 12 pisos o menos, con alturas de piso mayores a 3 metros, cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de hormigón reforzado o acero estructural. El periodo de vibración aproximado T_a , puede determinarse por medio de la ecuación (1.37).

$$T_a = 0.1N \quad (1.37)$$

Donde:

T_a : Periodo de vibración fundamental aproximado. [s]

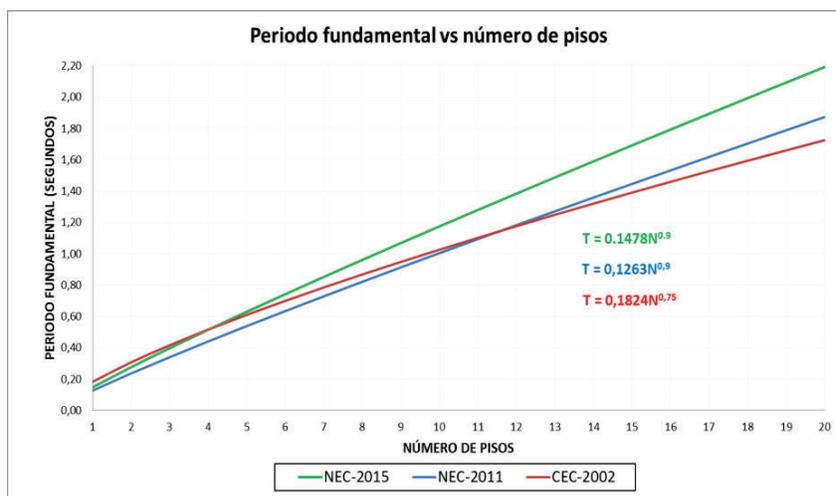
N: Número de pisos de la edificación.

1.4.11 COMPARACIÓN DE LAS EXPRESIONES DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LAS NORMAS SISMORRESISTENTES.

Las expresiones para determinar el periodo fundamental aproximado de las normas presentadas en el subcapítulo 1.4, se usaron para comparar el periodo de vibración fundamental respecto al número de pisos de estructuras de hormigón armado. Cada norma utiliza diferentes valores de constantes, obteniendo diferentes periodos fundamentales para un edificio con la misma altura.

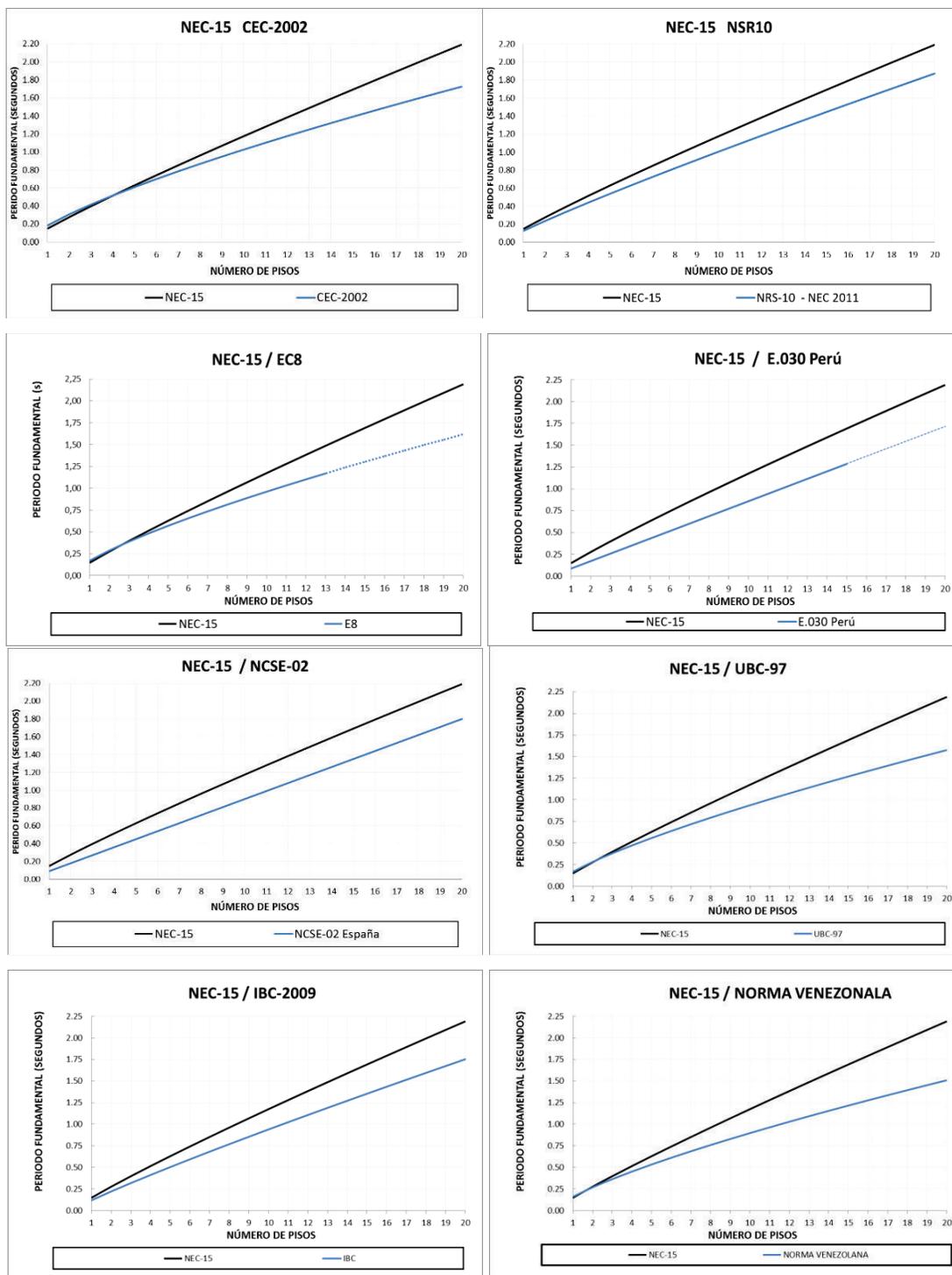
Las dos figuras presentadas a continuación presentan los valores del periodo fundamental aproximado respecto al número de pisos. Para estas gráficas el número máximo de pisos usado fue de 20, debido a que en la ciudad de Quito la mayoría de edificaciones que se construyen son menores a 20. En la figura 1.18 se muestra la recopilación de las normas ecuatorianas, y en la figura 1.19 se presenta las normas utilizadas en otros países, comparándola con la NEC-2015. Algunas expresiones para su aplicación requieren una altura en metros, por lo que se usa de 3.00 [m] de entrepiso, debido a que es comúnmente usada en la mayoría de países.

FIGURA 1.18 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. CEC-2002, NEC-11, NEC-15



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 1.19 PERIODO FUNDAMENTAL VS NÚMERO DE PISOS. COMPARACIÓN DE LOS CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE.



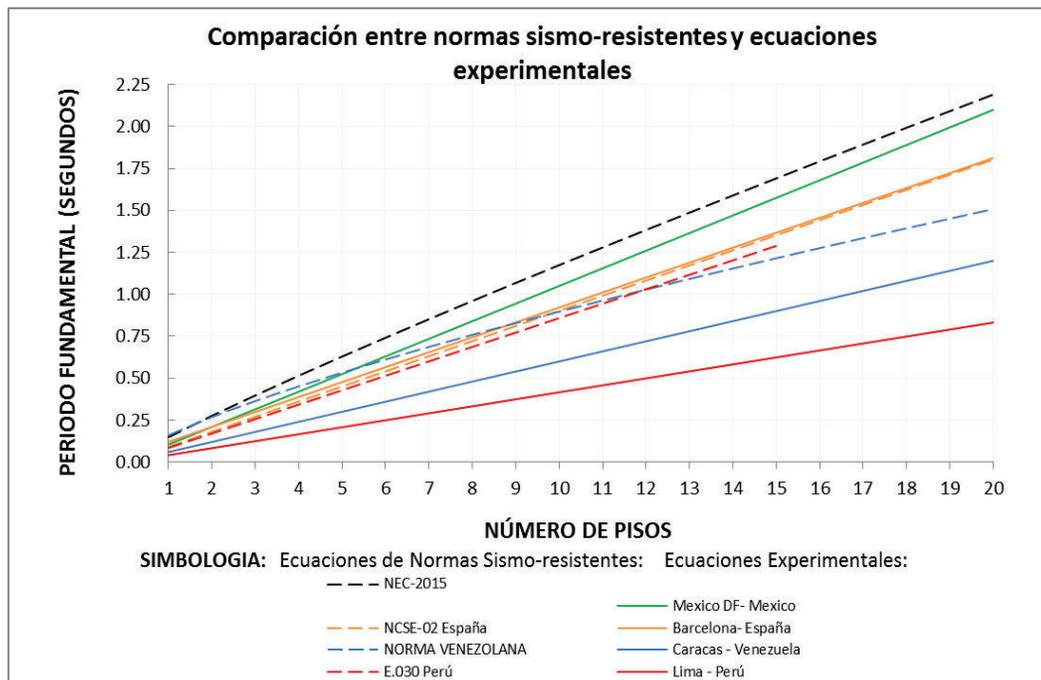
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La comparación de las fórmulas para calcular el periodo fundamental de vibración para edificios construidos en hormigón armado, nos muestra los siguientes resultados:

- La ecuación de la norma actual NEC-15 es 17% más flexible con respecto a la NEC-11, y 11% más flexible con respecto a la CEC-2002 para una altura de 8 pisos.
- La ecuación de la norma NEC-15 muestra valores más altos de periodo fundamental comparada a todas las normas descritas en este documento.
- La ecuación de la norma NEC-2011 y el NSR-10 tienen los mismos coeficientes y por tanto tienen los mismos valores de periodos fundamentales aproximados.
- La ecuación de la norma E.030 (Perú) tiene los valores más bajos de periodo fundamental, esta norma es aplicada hasta los 15 pisos, para una altura de 8 pisos esta norma es 40% más flexible que la NEC-2015.
- El COVENIN es un 26% más rígido que la NEC-2015 para una altura de 8 pisos.
- La ecuación de la norma Eurocode8 obtiene valores más altos con respecto a NCSE-02. Además el Eurocode8 es 18% más rígido que la NEC-2015 para una altura de 8 pisos.
- La ecuación de la norma del IBC-2009 es más flexible aproximadamente en un 11% con respecto a la UBC 97.

El periodo fundamental es importante para obtener la respuesta de la estructura en aceleraciones, velocidad o desplazamiento, la cual está sometida a la acción de un sismo de diseño y que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05. El corte basal de una estructura depende directamente de la aceleración espectral, por lo que una aceleración mayor provoca que actúen fuerzas mayores sobre la edificación. Por tanto es importante conocer cuál es el periodo. En la figura 1.20 se hace una comparación de las fórmulas propuestas por los códigos de diferentes países con las ecuaciones experimentales, con el fin de verificar si tienen concordancia ambas fórmulas.

FIGURA 1.20 COMPARACIÓN DE FÓRMULAS EMPÍRICAS DE LOS CÓDIGOS FRENTE A LAS FÓRMULAS EXPERIMENTALES.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

- La Figura 1.20 nos muestra que la NEC-2015 tiene los valores más altos de periodo fundamental comparado a los valores de otras normas y ecuaciones experimentales, además muestra que las 20 edificaciones de la ciudad de México estudiadas por Kobayashi en 1987, tiene los valores más altos de periodo fundamental de las ecuaciones experimentales.
- La Norma de Construcción Sismorresistente España 2002 muestra valores muy similares de periodo fundamental comparado a [21, 34, 25 y 39] edificaciones localizadas en la ciudad de Granada, Almería, Barcelona, Adra estudiadas por Kobayashi 1996, Enomoto 1999, Espinoza 1999, Sánchez 2002 respectivamente.
- La Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes 2001, muestra valores de periodo fundamental mayores en un rango del [1.26-2.66] veces comparados a los valores de las 57 edificaciones localizadas en la ciudad de Caracas

estudiadas por Enomoto en 2000. Además la fórmula de la NEC2011 comparada con la de esta norma y la ecuación experimental tienen una gran diferencia.

- La Norma Técnica de Edificación Perú - Diseño Sismorresistente 2002, muestra valores mayores en 2 veces respecto a los valores de las 344 edificaciones localizadas en la ciudad de Lima estudiadas por Guillier et al. en 2014.
- La variación entre las ecuaciones de periodo fundamental de vibración de las normas sismorresistentes frente a las experimentales, para los países presentados en la Figura 1.20, se debe principalmente a que los estudios de ecuaciones experimentales son recientes, y además la mayoría de estos estudios, son posteriores al año de publicación de la norma.
- Los códigos permiten calcular el período en base a un análisis racional como lo es el método de Rayleigh o en base a una fórmula empírica recomendada, este valor resultante no debe ser mayor que el estimado a partir de la fórmula empírica en un valor determinado (comúnmente el 30% para zonas sísmicas). Estas restricciones se imponen con el fin de protegerse contra suposiciones incorrectas en el análisis racional, que pueden llevar a períodos injustificadamente largos y por tanto valores poco conservadores de cortante basal.

En la undécima conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica realizada en México, Goel y Chopra (1996) presentaron una evaluación de fórmulas para el cálculo de periodos fundamentales, utilizando una base de datos amplia. Ellos concluyen que las fórmulas empíricas de los códigos sísmicos de Estados Unidos deberían ser revisadas y lógicamente también las de aquellos países que lo toman como base. (Espinoza, 1999).

Las fórmulas presentadas en las normas para el cálculo del periodo de vibración en la mayoría de casos no han sido analizadas para cada país, en consecuencia debido a que se tiene una gran incertidumbre en los periodos obtenidos para nuestro medio, se desea obtener una ecuación que sea adecuada para las

edificaciones construidas en el DMQ, y que represente el comportamiento dinámico de estas estructuras construidas en hormigón armado.

1.5 PROPUESTA

Esta investigación tiene por objetivo encontrar una expresión que relacione el periodo fundamental de vibración con el parámetro más influyente de la estructura, para edificaciones de la ciudad de Quito. En estudios similares se ha determinado que la altura es el parámetro más influyente como en las investigaciones realizadas por Guillier et al (2014) y Michel et al (2010), debido a que la altura abarca de forma directa a la rigidez y masa. Además se desea encontrar una ecuación que relacione más características de la estructura (dimensiones, año de construcción, etc.) y obtenga una buena correlación.

La base de datos de este estudio está compuesta por 152 edificaciones que van desde dos hasta veintitrés pisos, y están construidas a partir de 1955 hasta el 2015. Estas son de hormigón armado regulares y que no se encuentren adosadas a otras estructuras, de las cuales se obtienen los periodos fundamentales de traslación en las dos direcciones principales después de procesar las señales registradas con un acelerómetro triaxial (registra las señales de aceleración en tres componentes ortogonales) colocado en la planta alta de cada edificación. En el Anexo 1 se muestra un mapa con la localización de los edificios medidos en el DMQ.

Las señales son procesadas para encontrar los periodos fundamentales de cada edificio mediante la metodología utilizada por Guillier et al. (2014). Después se realiza un análisis estadístico con los periodos fundamentales obtenidos, con el fin de encontrar las ecuaciones con mejor coeficiente de correlación y menor desviación estándar para el cálculo del periodo fundamental en el DMQ.

La obtención de esta ecuación mediante vibraciones ambientales nos servirá para calibrar modelos analíticos, comprobar los valores de los módulos de elasticidad para diferentes materiales, evaluación de reforzamiento estructural y analizar la

influencia de la mampostería en una estructura. Sin embargo, no nos entrega información del comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Finalmente en este capítulo, se evidenció que la fórmula recomendada por la NEC para pórticos, es la más flexible con respecto a otras normas sismorresistentes presentadas en el subcapítulo 1.4. Por lo tanto, esta investigación será útil para analizar la rigidez de las edificaciones de la base de datos, con el fin de verificar si nuestra norma debe o no ser la más flexible. También se concluye del subcapítulo 1.3.4 que una de las fórmulas empíricas más rígida es la de Perú, por consiguiente se desea conocer la rigidez de las estructuras de la ciudad de Quito y compararla con este país, ya que se tiene sistemas constructivos muy parecidos. Además se observó que las fórmulas empíricas son menores en comparación a las de las normas sismorresistentes, esto se debe principalmente a que se desprecia los elementos no estructurales, la interacción suelo estructura, y al agrietamiento del hormigón, que se pueden presentar en un sismo.

En el siguiente capítulo se describe el equipo utilizado para la medición de vibraciones ambientales, y el procedimiento efectuado en las señales para determinar el periodo fundamental en cada estructura.

CAPÍTULO 2

EQUIPO UTILIZADO Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES

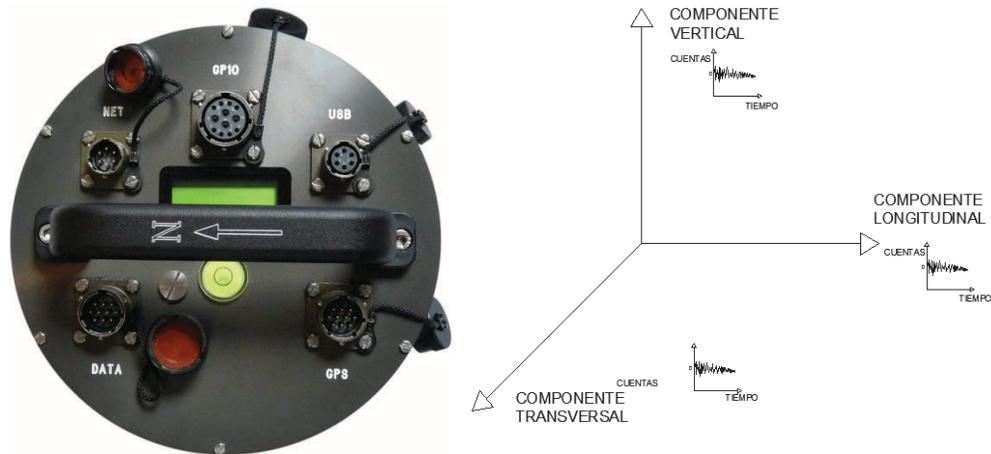
El presente capítulo tiene como propósito la descripción del equipo utilizado para registrar las señales de vibración ambiental, el tiempo de registro y la frecuencia de muestreo. Además se presenta el procedimiento efectuado para obtener los periodos fundamentales de las edificaciones en cada dirección principal. La metodología empleada, es la misma que usó Guillier et al. (2014) en el estudio realizado para establecer una fórmula empírica que determine los periodos fundamentales en edificaciones localizadas en Lima, Perú.

2.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO

Para la medición de vibraciones ambientales se utilizó el acelerómetro Guralp-CMG-5TD+EAM, este equipo sirve para medir las aceleraciones en función del tiempo. El acelerómetro es un sensor triaxial, es decir mide las señales en tres componentes ortogonales entre sí, longitudinal, transversal, y vertical, como se muestra a la derecha de la Figura 2.1. Para esta investigación se usó este sensor ya que se desea conocer el periodo en la dirección larga y corta simultáneamente.

El acelerómetro cuenta con transmisión de datos en tiempo real, tiene cinco puertos en la parte superior del panel que son: DATA, NET GPIO, USB y GPS, como se indica a la izquierda de la Figura 2.1.

FIGURA 2.1 ACELERÓMETRO GURALP- CMG-5TDE Y SUS COMPONENTES DE MEDICIÓN.



FUENTE: Guralp Systems, 2010
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para iniciar la adquisición de datos es necesario conectar una batería al puerto DATA esta sirve como fuente de energía, también es necesario un GPS para obtener las coordenadas de ubicación y el tiempo satelital. El acelerómetro cuenta con un software interno que permite la configuración por medio de una interfaz gráfica con la ayuda de una computadora portátil que va conectada al puerto NET. Se puede observar en la Figura 2.2, el equipo utilizado para registrar las vibraciones ambientales.

FIGURA 2.2 EQUIPO UTILIZADO PARA LA ADQUISICIÓN DE DATOS EN EL SITIO.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.2 PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Para encontrar la influencia de los parámetros de la edificación en el cálculo del periodo fundamental, es necesario llevar un registro de las características de la edificación (nombre, ubicación, año de construcción, material, ocupación del edificio, posición como bloque, es decir, si esta adosado a otras construcciones, configuración en planta y elevación, número de pisos, subsuelos, altura, dimensiones en planta, irregularidades en planta o elevación). En la figura 2.3 se indica la primera parte de la ficha tipo que contiene la información de la edificación.

FIGURA 2.3 FICHA TIPO DE RESULTADOS (PRIMERA PARTE: INFORMACIÓN DE LA EDIFICACIÓN).

MEDICIÓN DE PERÍODOS DE VIBRACIÓN	
EDIFICIO:	1 Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental
Fecha de entrada:	03/03/2015
INFORMACION	
AÑO CONST:	1978
MATERIAL:	HORMIGÓN ARMADO
OCUPACIÓN:	Universidades (aulas)
POSICIÓN COMO BLOQUE:	Independiente
REGULARIDAD / IRREGULARIDAD	
PLANTA:	Entrantes en esquinas
ELEVACIÓN	Piso blando
DIMENSIONES	
AREA PLANTA(m2) :	1000
# PISOS:	8
# SUBSUELOS:	0
# TOTAL DE PISOS :	8
ALTURA TOTAL (m):	27
DIMENSIÓN LONGITUDINAL:	50
DIMENSIÓN TRANSVERSAL:	20
UBICACIÓN:	EPN - Ladrón de Guevara E11-253
FOTO UBICACIÓN	
EDIFICIO	
SENSOR	

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para determinar el periodo de vibración de la edificación es necesario realizar dos procedimientos: el primero es la adquisición de datos in-situ y el segundo es el procesamiento de las señales registradas.

2.2.1 ADQUISICIÓN DE DATOS IN-SITU.

La adquisición de datos in-situ consiste en registrar las señales de vibración ambiental en cada edificación con un acelerómetro triaxial, el procedimiento utilizado es el siguiente:

2.2.1.1 Selección de la ubicación del acelerómetro:

El acelerómetro se coloca en la planta alta de la edificación, lugar donde se presentan las mayores deformaciones y no se desarrollan nodos sin importar el modo de vibración. Además se visualiza de forma clara la geometría en planta y se tiene fácil movilización. La ubicación del sensor debe tener condiciones óptimas, una superficie de contacto plana, y estar situada en un sitio donde se minimicen al máximo los factores que puedan generar ruido, como un lugar muy transitado o cerca de maquinaria ruidosa.

2.2.1.2 Instalación del sensor.

Para el estudio se coloca el norte del sensor paralelo a la longitud más larga de la edificación, a este sentido se lo nombra longitudinal, y al otro sentido como transversal, como se observa en la Figura 2.4. El sensor debe estar ubicado en la parte central o estar cercano a un elemento rígido, con el fin de evitar que las frecuencias de torsión intervengan en los datos medidos, luego se nivela el sensor.

FIGURA 2.4 UBICACIÓN Y SENTIDO DE LOS SENSORES, EN PLANTA.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.2.1.3 Adquisición de datos, tiempo de registro y frecuencia de muestreo:

Las configuraciones para la adquisición de datos se hacen con el software SCREAM (Seismometer Configuration Real time Acquisition and Monitoring), mediante un computador portátil que es utilizado como un interfaz gráfico.

La longitud de registro es recomendable que sea equivalente por lo menos a 1000 periodos de la estructura, con el fin de calcular una respuesta espectral precisa (Cantieni, 2005). Por lo tanto se realizó un tiempo de grabación igual a 15 minutos para todos los edificios de la base de datos, que es suficiente para determinar el periodo fundamental de la estructura. Además estudios similares en Perú (Guillier et al, 2014) y en Francia (Michel et al, 2008) realizaron medidas de vibración ambiental con un tiempo de registro de 15 minutos.

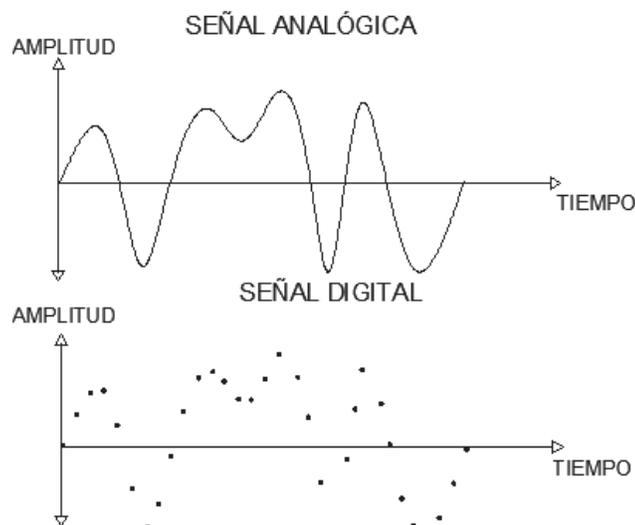
La frecuencia de medición puede ser ajustada de acuerdo a la preferencia del usuario, en este caso se utiliza una frecuencia de 100 pulsaciones por segundo, la cual se considera suficiente para observar las frecuencias en el rango de interés, porque la frecuencia de Nyquist es $F_s/2$, es decir se puede estudiar frecuencias

hasta 50 Hz. Y las frecuencias máximas esperadas en este estudio son alrededor de 20Hz.

2.2.2 PROCESAMIENTO DE DATOS

El sensor registra señales digitales (estas presentan una variación discontinua con el tiempo y sólo pueden tomar valores finitos). La señal básica son puntos específicos (pulsos) y las representaciones se realizan en el dominio del tiempo (Barchiesi, 2008). Una señal digital trabaja con el sistema binario (1,0), una señal analógica trabaja con valores en un rango amplio, y se le representa con la onda senoidal. Esta diferenciación se puede observar en la Figura 2.5.

FIGURA 2.5 REPRESENTACIÓN DE UNA SEÑAL ANALÓGICA Y DIGITAL.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En el proceso de señales digitales se puede transformar y manipular las señales discretas en el tiempo o en el espacio, con la finalidad de mejorar o modificar las mismas (Barchiesi, 2008). El procesamiento de señales en esta investigación tiene como finalidad obtener los espectros de frecuencias de las estructuras en estudio. Para lo cual se sigue el procesamiento establecido en el estudio realizado por Guillier et al, (2014) en Lima, el cual consiste en:

- Seleccionar ventanas de 25[s] de señales estables, mediante el algoritmo (STA/LTA), con el fin de rechazar señales ajenas a la estructura.
- Realizar un tapper a 5% de cada ventana, al inicio y al final de la misma para minimizar la distorsión de la transformada rápida de fourier.
- Obtener el espectro de fourier en cada ventana, para encontrar las frecuencias dominantes de la estructura.
- Suavizar cada ventana con el método de Konno Omachi.
- Promediar cada ventana y obtener la frecuencia fundamental.

A continuación se describe cada procedimiento y su utilidad en procesamiento de la señal.

2.2.2.1 ALGORITMO DE ACTIVACIÓN STA/LTA.

La relación STA/LTA es un algoritmo utilizado especialmente en sismología, para detectar los eventos sísmicos con el fin de almacenar las señales que están en el rango de interés.

Este algoritmo de activación comúnmente se calcula con el promedio de valores de la amplitud absoluta de la señal sísmica en dos ventanas consecutivas que se mueven en el tiempo. La ventana de tiempo corto (STA) es sensible a un evento sísmico, mientras que la ventana de tiempo largo (LTA) proporciona información relacionada con la amplitud temporal del ruido sísmico en el sitio. Cuando la relación de los dos excede un valor preestablecido, un evento es 'declarado' y se comienza a guardar la información.

El (STA / LTA) mejora significativamente la grabación de terremotos de baja intensidad a comparación con los algoritmos de activación del umbral de amplitud, al mismo tiempo disminuye el número de registros falsos provocados por ruido sísmico natural y artificial.

En este caso, el algoritmo se utiliza para rechazar las señales fuertes, que pueden ser ocasionadas por el tránsito de personas muy cerca del sensor, o una máquina

que genere ruido. Este algoritmo nos ayuda, a tener las frecuencias naturales de la estructura en medición, descartando señales artificiales.

Descripción del algoritmo: Sea " x_j " la serie de tiempo que representa a la señal, "ns" el número de puntos de la ventana para el término corto, "nl" el número de puntos para la ventana del término largo es nl, con $nl > ns$. Entonces el promedio de energías en las ventanas de corto y largo plazo anteriores al índice de tiempo (i) son:

$$STA = \frac{1}{ns} \sum_{j=i-ns}^i x_j^2 \quad (2.1)$$

$$LTA = \frac{1}{nl} \sum_{j=i-nl}^i x_j^2 \quad (2.2)$$

Si $j \leq 0$, entonces $x_j = (x_1 + x_2)/2$

Entonces se define:

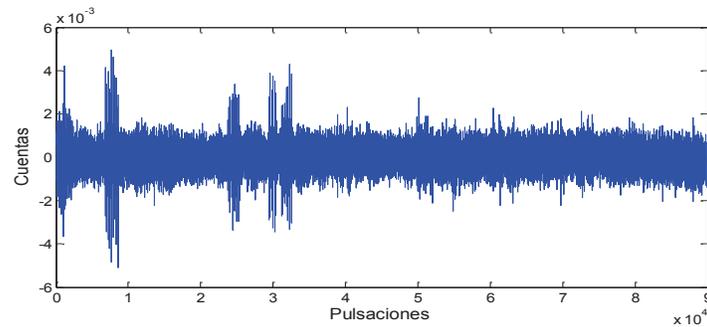
$$r_i = \frac{STA}{LTA} \quad (2.3)$$

En esta investigación este método verifica que los valores de STA/LTA estén entre [0.2- 2.5], caso contrario no se toman en cuenta en el análisis. Para esto se realiza una división de ventanas de 25 segundos y solo se selecciona a las ventanas que cumplan con la relación STA/LTA.

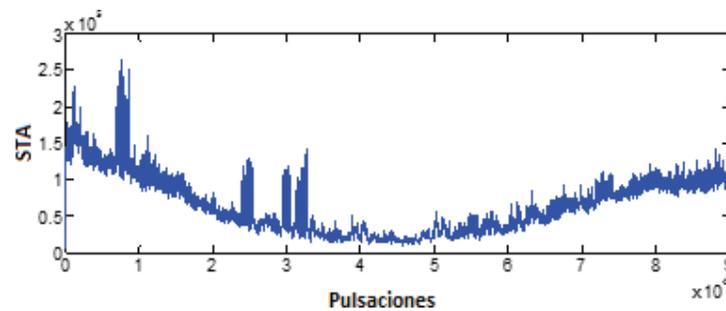
En la figura 2.6 se presenta la realización del algoritmo STA/LTA a una señal tomada en el Edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, donde se muestra: (a) la señal para la dirección longitudinal, Norte-Sur. b) STA: El término promedio corto calculado cada un segundo. c) LTA: El término promedio largo calculado cada 30 segundos. d) La relación STA/LTA, e) Selección de ventanas que cumplen con la relación STA/LTA.

FIGURA 2.6 APLICACIÓN DEL ALGORITMO STA/LTA EN UNA SEÑAL.

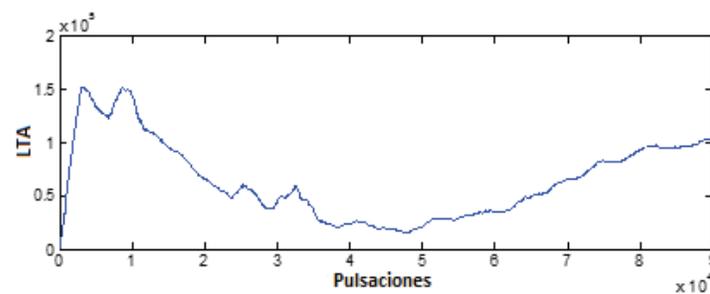
a) Señal en la longitud Norte – Sur del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental.



b) Aplicación de la ecuación STA [1.38]



c) Aplicación de la ecuación LTA (1.39)



d) Aplicación de la ecuación STA/ LTA (1.40)

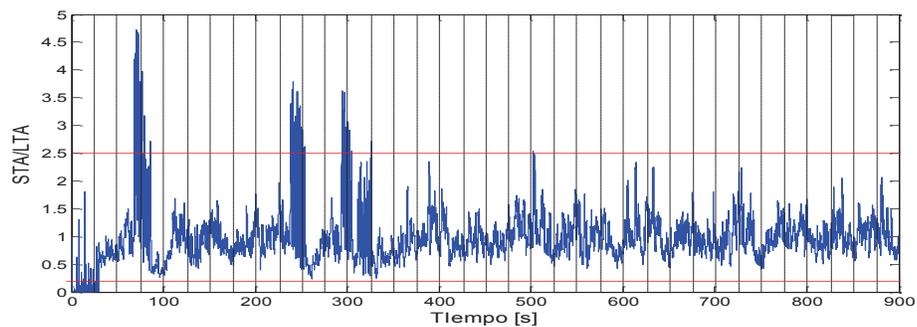
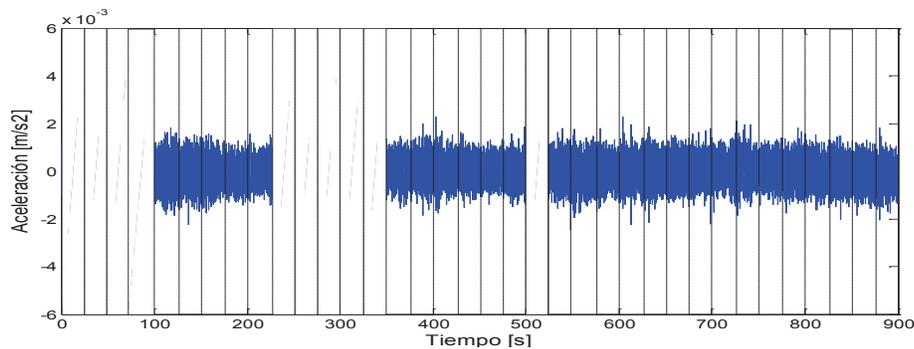


FIGURA 2.6 CONTINUACIÓN

e) Selección de ventanas mediante STA/ LTA



ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.2.2.2 TAPPER

El taper consiste en multiplicar una ventana de señales en el tiempo, por una función suave y nula en los extremos. El forzar una señal a cero en los extremos evita el fenómeno conocido como leakage (Santamarina y Fratta, 1998) que consiste en la aparición de altas frecuencias producidas por el corte abrupto de la señal al inicio y al final, considerando que la señal es periódica.

Existe una gran cantidad de ventanas que se pueden aplicar, entre ellas se encuentran las funciones cajón, Hanning, Gaussiana, y el coseno atenuado o ventana de Tukey. En este caso se utilizó la ventana Tukey que consiste en crear una ventana de n puntos, donde r es el ratio de la longitud total comprendido entre 0 y 1, distribuida en los extremos donde se aplica las funciones descritas a continuación:

$$\frac{1}{2} \left[1 + \cos \left(\frac{2\pi}{r} \frac{x-r}{2} \right) - \pi \right] \quad (2.4) \quad \text{Si} \quad 0 < x < \frac{r}{2}$$

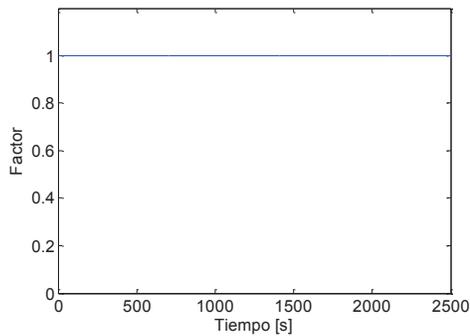
$$1 \quad (2.5) \quad \text{Si} \quad \frac{r}{2} < k < 1 - \frac{r}{2}$$

$$\frac{1}{2} \left[1 + \cos \left(\frac{2\pi}{r} \left[\frac{x-1+r}{2} \right] \right) \right] \quad (2.6) \quad \text{Si} \quad 1 - \frac{r}{2} < x < 1$$

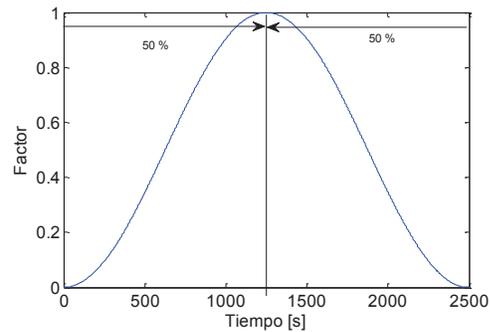
Si el factor r es igual a cero, entonces corresponde a una función cajón todos sus valores iguales a uno como se presenta en la figura 2.7 a), si el factor r es igual a

1, corresponde a una ventana de Hanning como se puede apreciar en la figura 2.7 b).

FIGURA 2.7 A) VENTANA CAJÓN



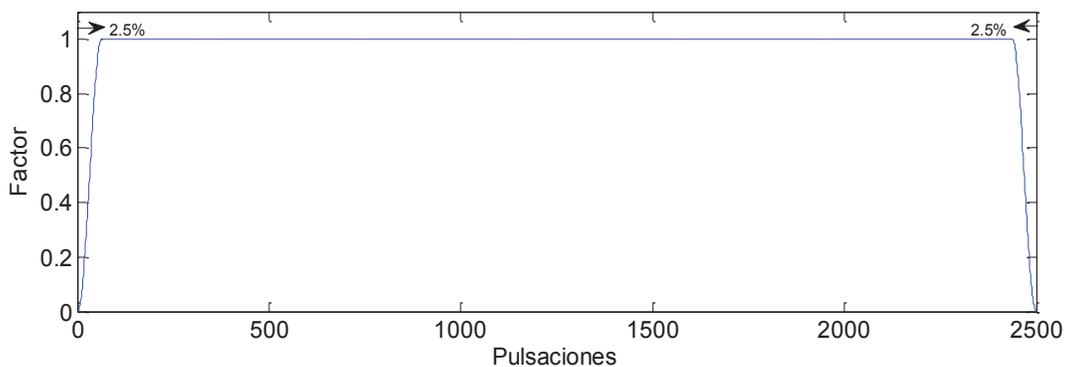
B) VENTANA HANNING



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La Figura 2.8 muestra el factor usado en la ventana de 25 segundos donde existen 2500 puntos, aplicando la función Tukey con un porcentaje de r igual a 5%.

FIGURA 2.8 TAPPER EN UNA VENTANA DE 2500 PUNTOS, CON UN $R=0.05$.



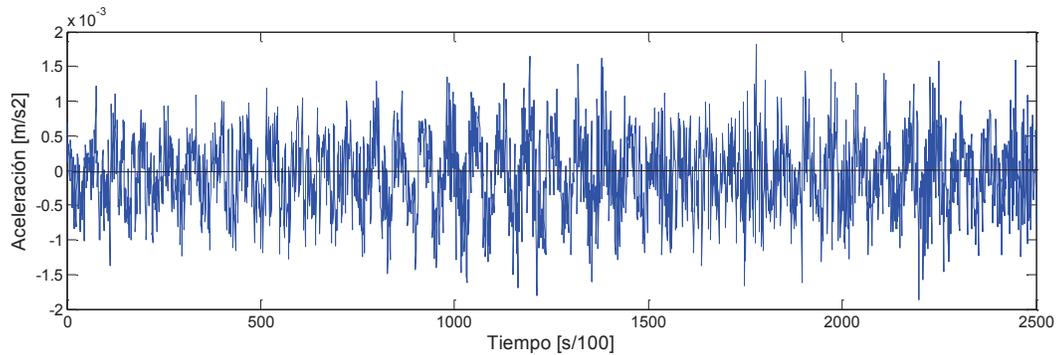
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Cuando no se utiliza el Tapper se produce en el espectro de Fourier una fuga de potencias en frecuencias bien separadas de la principal y puede introducir distorsiones significativas del espectro estimado, particularmente cuando los datos tienen un ancho de banda estrecho. (Bendat & Piersol, 2010).

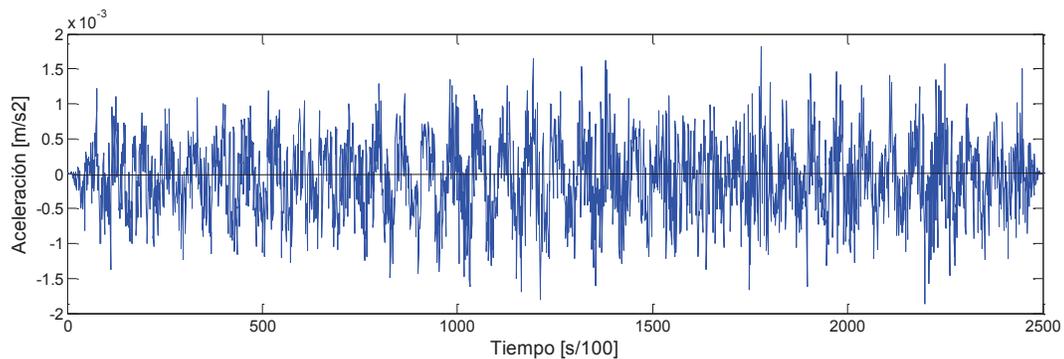
Para este estudio se usa un tapper en cada ventana con un porcentaje de 5%, como se muestra en la figura 2.9.

FIGURA 2.9 APLICACIÓN DE TAPPER EN UNA VENTANA.

a) Ventana de 25 segundos sin taper.



b) Aplicación de taper de 5% en una ventana de 25 segundos.

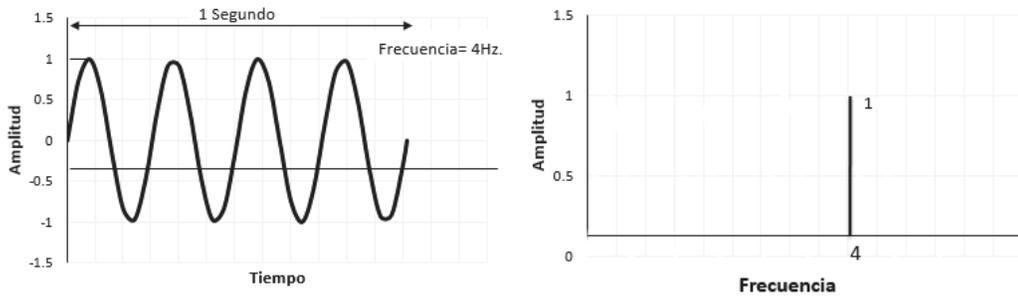


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.2.2.3 TRANSFORMADA DE FOURIER.

La transformada de Fourier permite transformar una señal en el tiempo a una señal en frecuencia, como se muestra en la Figura 2.10. Donde la señal de la izquierda tiene una frecuencia de 4[Hz], es decir, realiza cuatro ciclos en un segundo, con una amplitud igual a uno, esto se representa de manera más clara en la figura de la derecha. Por esta razón la transformada de Fourier es uno de los temas más importantes en el procesamiento de señales.

FIGURA 2.10 REPRESENTACIÓN DE LA SEÑAL EN TIEMPO Y APLICACIÓN DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

La serie temporal presentada a la izquierda de la figura 2.10, es la representación de la señal en el tiempo, esta señal es convertida y simplificada por medio de la transformada de Fourier, obteniendo el espectro de la derecha, esto permite verificar el comportamiento de la señal en el dominio de la frecuencia. Este procedimiento puede ser calculado de modo análogo o digital, en esta última hay beneficios de rapidez, y poca probabilidad de error. (Velarde Mero, 2014).

Para obtener la transformada de Fourier partimos de las series de Fourier, ya que toda función periódica de periodo T , puede ser expresada como una suma trigonométrica de senos y cosenos del mismo periodo T .

Para la función $f(t)$ periódica se tiene:

$$f(t) = \frac{1}{2} a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} (a_m \cos \omega_m t + b_m \sen \omega_m t) \quad (2.7)$$

$$\omega_m = m\omega_0$$

$$a_0 = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) dt \quad (2.8)$$

$$a_m = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cos \omega_m t dt \quad (2.9)$$

$$b_m = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \sen \omega_m t dt \quad (2.10)$$

Relación de Euler:

$$\cos \omega_m t = \frac{1}{2} (e^{i\omega_m t} + e^{-i\omega_m t}) \quad (2.11)$$

$$\sen \omega_m t = \frac{1}{2i} (e^{i\omega_m t} - e^{-i\omega_m t}) \quad (2.12)$$

Sustituyendo [2.11] y [2.12] en la ecuación original [2.7], se tiene:

$$f(t) = \frac{1}{2} a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{2} a_m (e^{i\omega_m t} + e^{-i\omega_m t}) + \frac{1}{2i} b_m (e^{i\omega_m t} - e^{-i\omega_m t}) \right]$$

$$\text{Si } \frac{1}{i} = -i$$

$$f(t) = \frac{1}{2} a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{2} a_m e^{i\omega_m t} + \frac{1}{2} a_m e^{-i\omega_m t} - \frac{1}{2} b_m i e^{i\omega_m t} + \frac{1}{2} b_m i e^{-i\omega_m t} \right]$$

Reagrupando se obtiene:

$$f(t) = \frac{1}{2} a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{1}{2} (a_m - b_m i) e^{i\omega_m t} + \frac{1}{2} (a_m + b_m i) e^{-i\omega_m t} \right] \quad (2.13)$$

De [2.13] se tiene:

$$C_0 = \frac{1}{2} a_0 \quad (2.14)$$

$$C_m = \frac{1}{2} (a_m - b_m i) \quad (2.15)$$

$$C_{-m} = \frac{1}{2} (a_m + b_m i) \quad (2.16)$$

Sustituyendo [2.14], [2.15] y [2.16] en [2.13] se obtiene:

$$f(t) = C_0 + \sum_{m=1}^{\infty} [C_m e^{i\omega_m t} + C_{-m} e^{-i\omega_m t}]$$

Dado que $-\omega_m = \omega_{-m}$, se tiene

$$f(t) = C_0 + \sum_{m=1}^{\infty} [C_m e^{i\omega_m t} + C_{-m} e^{i\omega_{-m} t}]$$

$$f(t) = C_0 + \sum_{m=1}^{\infty} C_m e^{i\omega_m t} + \sum_{m=1}^{\infty} C_{-m} e^{i\omega_{-m} t}$$

Como $\omega_m = m\omega_0$; $m \neq 0$

$$f(t) = C_0 + \sum_{m=1}^{\infty} C_m e^{i\omega_m t} + \sum_{m=-1}^{-\infty} C_{-m} e^{i\omega_m t}$$

$$f(t) = C_0 + \sum_{-\infty}^{\infty} C_m e^{i\omega t}$$

Sustituyendo (2.9) y (2.10) en la ecuación (2.15):

$$C_m = \frac{1}{2} \left(\frac{2}{T} \right) \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cos \omega_m t \cdot dt - i \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \operatorname{sen} \omega_m t \cdot dt$$

$$C_m = \frac{1}{T} \left[\int_{-T/2}^{T/2} f(t) (\cos \omega_m - i \operatorname{sen} \omega_m t) dt \right]$$

Transformamos la Serie de Fourier de senos y cosenos en una función exponencial.

Siendo $e^{-i\omega_m t} = (\cos \omega_m - i \operatorname{sen} \omega_m t)$ (Euler tiene número imaginarios).

$$C_m = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) e^{-i\omega_m t} dt$$

La función $f(t)$ trabaja bien si está definida de $-\infty$ a $+\infty$, es decir, que la función sea continua.

$$\frac{1}{T} = \frac{\omega_0}{2\pi}$$

$$f(t) = \sum_{m=-\infty}^{\infty} \left[\frac{1}{2\pi} \int_{-T/2}^{T/2} f(x) e^{-i\omega_m x} dx \right] \omega_0 e^{i\omega_m t} dt$$

Si $T \rightarrow \infty$, entonces $\omega_0 \cong 0$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \left[\int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-i\omega x} dx \right] e^{i\omega t} d\omega$$

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-i\omega x} dx$$

Por lo tanto la transformada inversa de Fourier es:

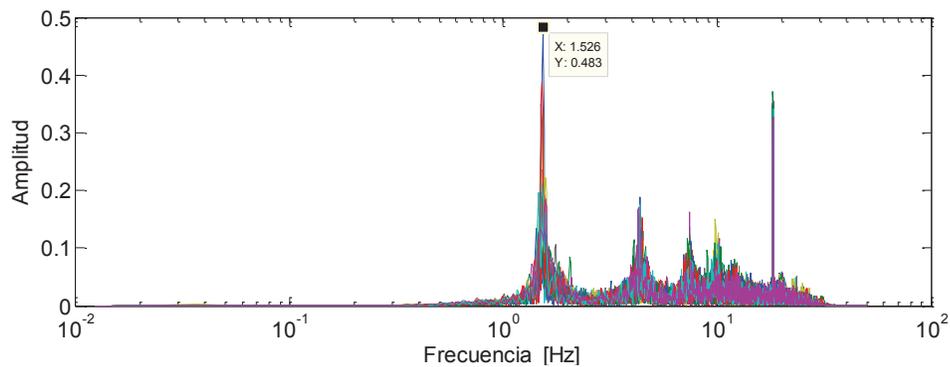
$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

La Transformada de Fourier es para señales continuas en intervalos de tiempo, lo que significa que la señal continua es representada por una señal discreta con valores de tiempo equidistante, con lo que se tiene:

$$F(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.17)$$

Este estudio utiliza la Transformada Rápida de Fourier (FFT) la cual se realiza en cada una de las ventanas de 25 [s] y se obtiene la Amplitud de la Transformada de Fourier respecto a la Frecuencia, como se presenta en la Figura 2.11.

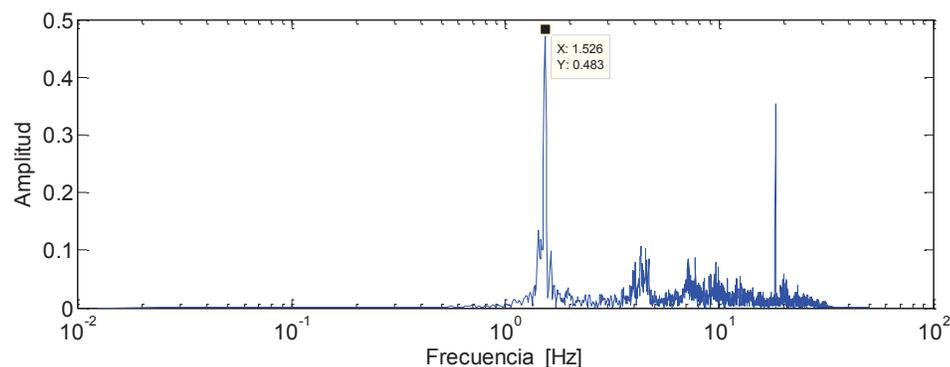
FIGURA 2.11 TRANSFORMADA DE FOURIER PARA CADA VENTANA.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para poder visualizar mejor, se presenta el proceso de la transformada de Fourier en una sola ventana de 25 segundos, como se muestra en la figura 2.12.

FIGURA 2.12 TRANSFORMADA DE FOURIER A UNA VENTANA DE 25 [S].



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.2.2.4 MÉTODO KONNO AND OHMACHI

La función de Konno y Ohmachi (1998) se utiliza para suavizar las funciones con el objetivo de aclarar el aspecto de las curvas, este método se basa en la función que se muestra en la ecuación (2.18) que es de tipo trigonométrico-logarítmico.

$$WB(f, f_i) = \left(\frac{\sin\left(b \log_{10}\left(\frac{f}{f_c}\right)\right)}{b \log_{10}\left(\frac{f}{f_c}\right)} \right)^4 \quad (2.18)$$

Donde:

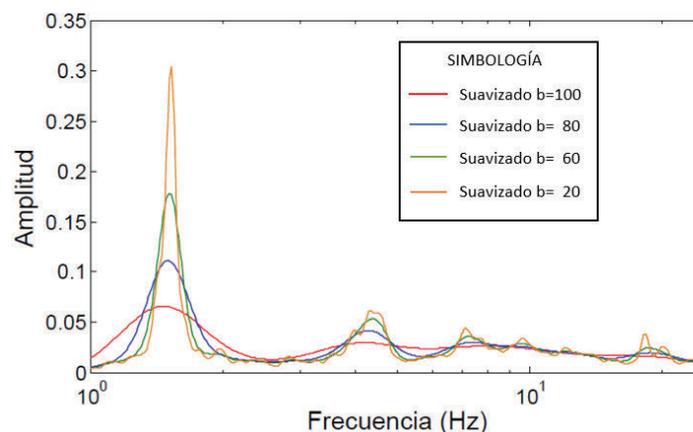
f: frecuencia

f_c: frecuencia central

b: coeficiente de ancho de banda.

Esta función toma en cuenta la frecuencia central de máxima amplitud, donde se realiza el suavizado aplicando un coeficiente exponencial. El suavizado utiliza un ancho de banda constante en escala logarítmica. Este suavizado es controlado por una constante de suavizado b que varía entre 0 a 100. La constante igual a cero proporciona un suavizado muy fuerte, donde se pueden perder frecuencias cercanas que no están relacionadas entre sí, mientras que una constante cercana a cien proporciona un suavizado muy suave. El suavizado para diferentes valores de b se puede observar en el espectro de la figura 2.13.

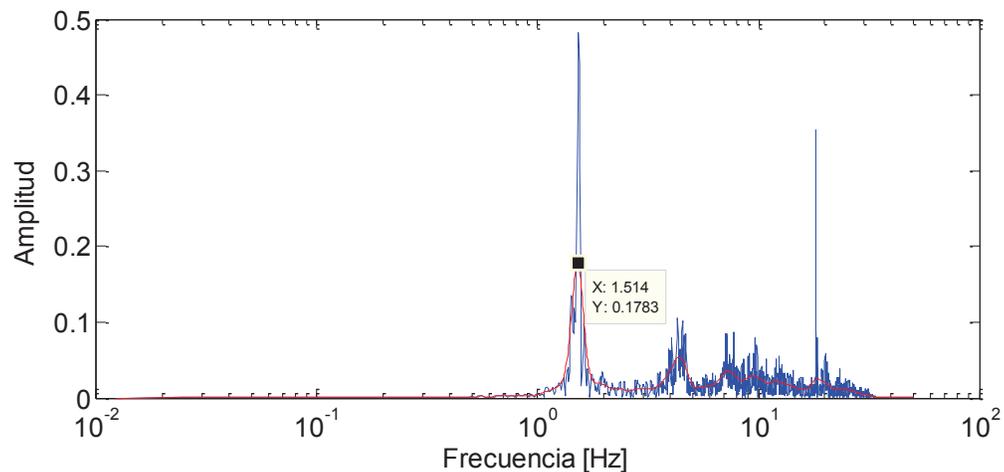
FIGURA 2.13 SUAVIZADO DE KONNO Y OHMACHI CON DISTINTOS VALORES DE b.



ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para esta investigación se realiza el suavizado con el método de Konno Omachi a la mayor parte de los espectros con $b=40$. En la Figura 2.14 se muestra el suavizado del espectro con la línea de color roja.

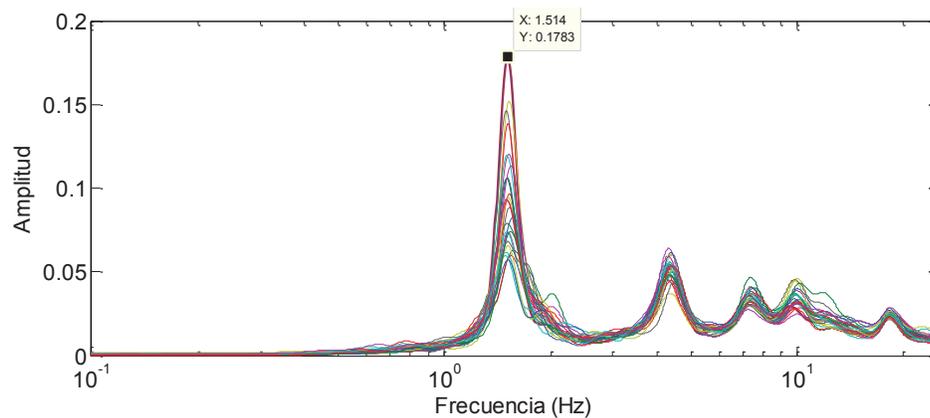
FIGURA 2.14 REPRESENTACIÓN DEL SUAVIZADO PARA UNA VENTANA.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El suavizado se obtiene para todos los espectros, como se muestra en la figura 2.15 presentada a continuación.

FIGURA 2.15 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA CADA VENTANA DE 25 [S].

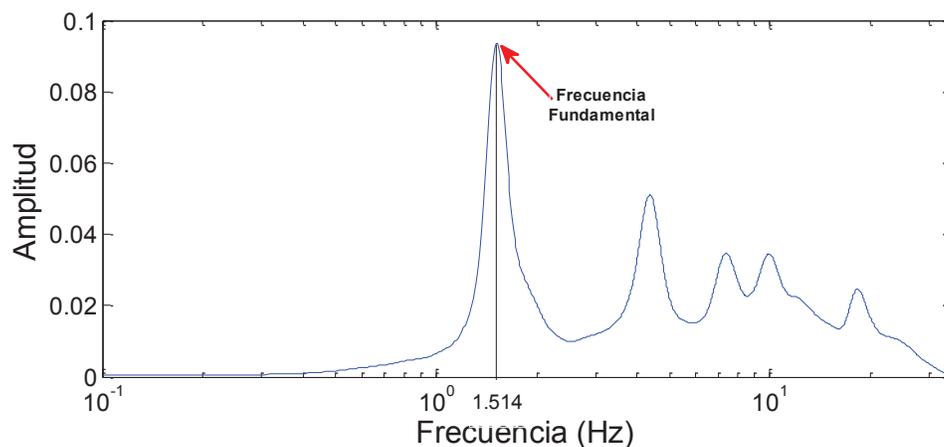


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.2.2.5 PROMEDIO DE CADA ESPECTRO

Se realiza un promedio a todas las ventanas suavizadas, obteniendo así el espectro de respuesta de la estructura en el dominio de las frecuencias, como se observa en la figura 2.16, y se escoge la frecuencia fundamental (y su inverso, periodo) a partir del valor en las abscisas del pico más sobresaliente.

FIGURA 2.16 PROMEDIO DE LOS ESPECTRO DE RESPUESTA DE LAS VENTANAS DE 25 [S].



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

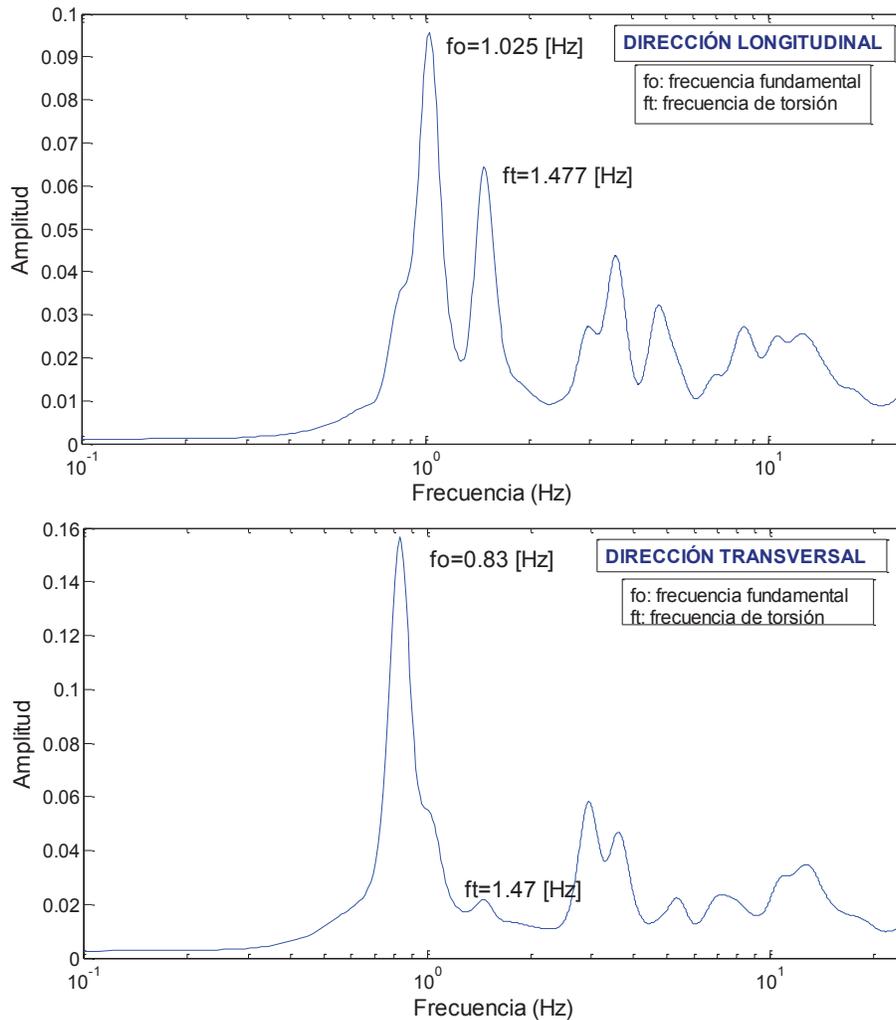
2.2.2.6 ANÁLISIS DE LAS FRECUENCIAS/PERIODOS FUNDAMENTALES.

Los espectros de respuesta de la estructura presentan para cada frecuencia un valor de amplitud, donde se puede observar cómo están distribuidas las componentes de frecuencia de la señal, mostrando picos pronunciados en los puntos donde las frecuencias son dominantes. Es importante diferenciar las frecuencias traslacionales de las torsionales, esto se logra evaluando las señales en las dos direcciones principales. Las frecuencias torsionales tienen el mismo valor en ambas direcciones debido a que este tipo de movimiento es tangencial.

Cuando el sensor está ubicado en el centro de una estructura registra generalmente solo períodos de traslación, mientras que los sensores ubicados en los extremos registran además de los períodos de traslación, los de torsión. Por ejemplo se

puede observar en la Figura 2.17 la frecuencia de torsión igual a 1.477 [Hz] o un periodo de torsión igual a 0.677 [s] en ambas direcciones del edificio Alto Aragón.

FIGURA 2.17 A) PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER PARA EL EDIFICIO ALTO ARAGÓN EN CADA DIRECCIÓN.

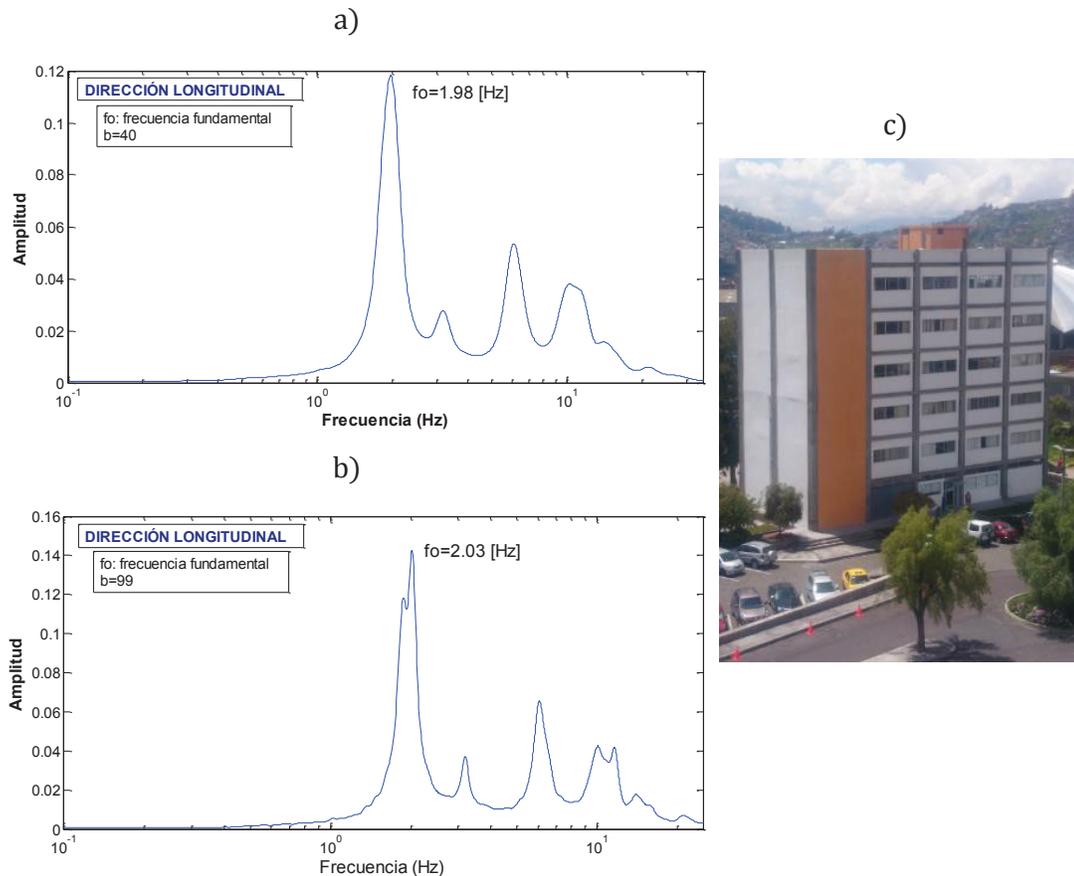


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

También se debe seleccionar un adecuado suavizado que asegure que la frecuencia de traslación y rotación no se unan en una misma curva, produciendo así, una selección inadecuada del periodo fundamental de la estructura, ya que en algunos es necesario analizar los resultados sin esta aplicación.

En el edificio de Abastecimientos de la EPN, fue conveniente obtener la frecuencia a partir de espectros sin suavizado para el sentido longitudinal, debido a que se tiene dos picos demasiado cerca, como se presenta en la figura 2.18.

FIGURA 2.18 PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER CON A) CON SUAVIZADO B) SIN SUAVIZADO C) FOTOGRAFÍA DEL EDIFICIO.

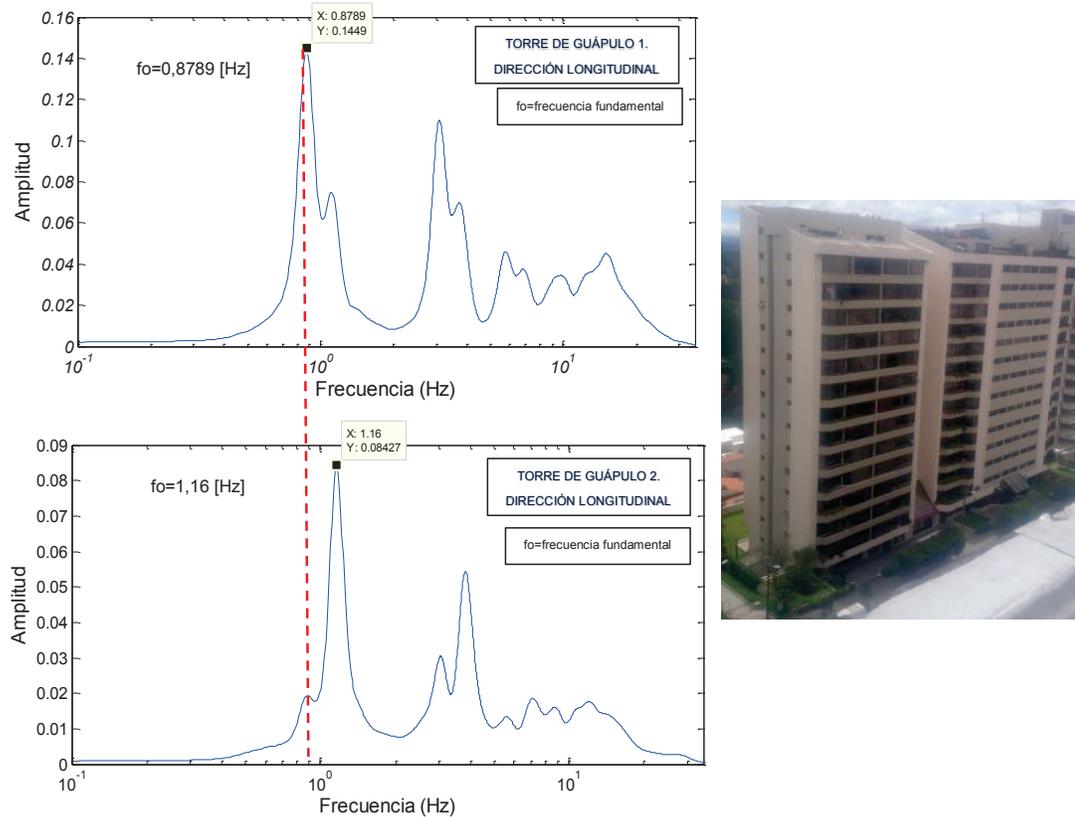


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El primer pico no siempre es la frecuencia fundamental del edificio, esto suele deberse a distintos casos: a) cuando el suelo es blando y trasmite las frecuencias de otras estructuras contiguas a la otra edificación, b) si el edificio está adosado c) en algunos casos es el periodo de torsión.

En la figura 2.19 se presenta los espectros de las Torres de Guápulo 1 y 2, donde la frecuencia de la dirección longitudinal de la Torre 1 ($f_{\text{Torre1}}=0.8789$ [Hz]) se presenta también en la Torre 2.

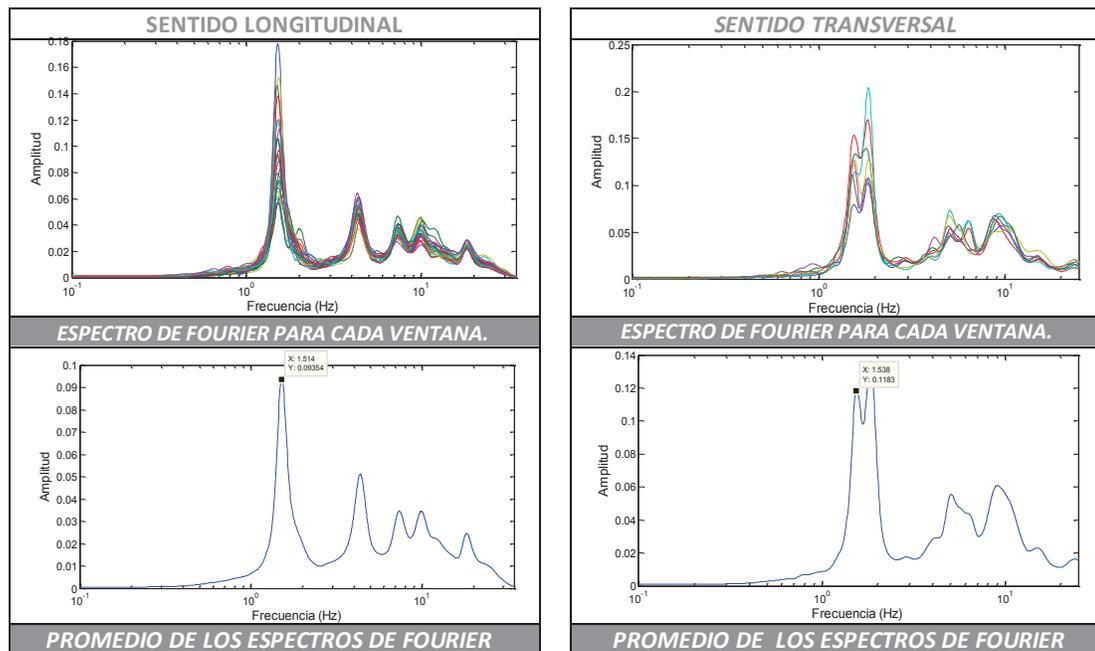
FIGURA 2.19 TRANSFERENCIA DE FRECUENCIAS POR SUELO BLANDO. PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER EN: A) TORRE GUÁPULO 1 B) TORRE GUÁPULO 2. C) EDIFICIOS TORRES DE GUÁPULO



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El procedimiento mencionado se efectuó para cada una de las direcciones (longitudinal y transversal) de las 152 edificaciones, por lo que el procedimiento se realizó mediante lenguaje de programación con el fin de optimizar tiempo. Los resultados del procesamiento de señales son la segunda parte de la ficha tipo, como se indica en la figura 2.20. Las fichas de todas las edificaciones analizadas se encuentran en los anexos de esta investigación.

FIGURA 2.20 FICHA TIPO DE RESULTADOS.

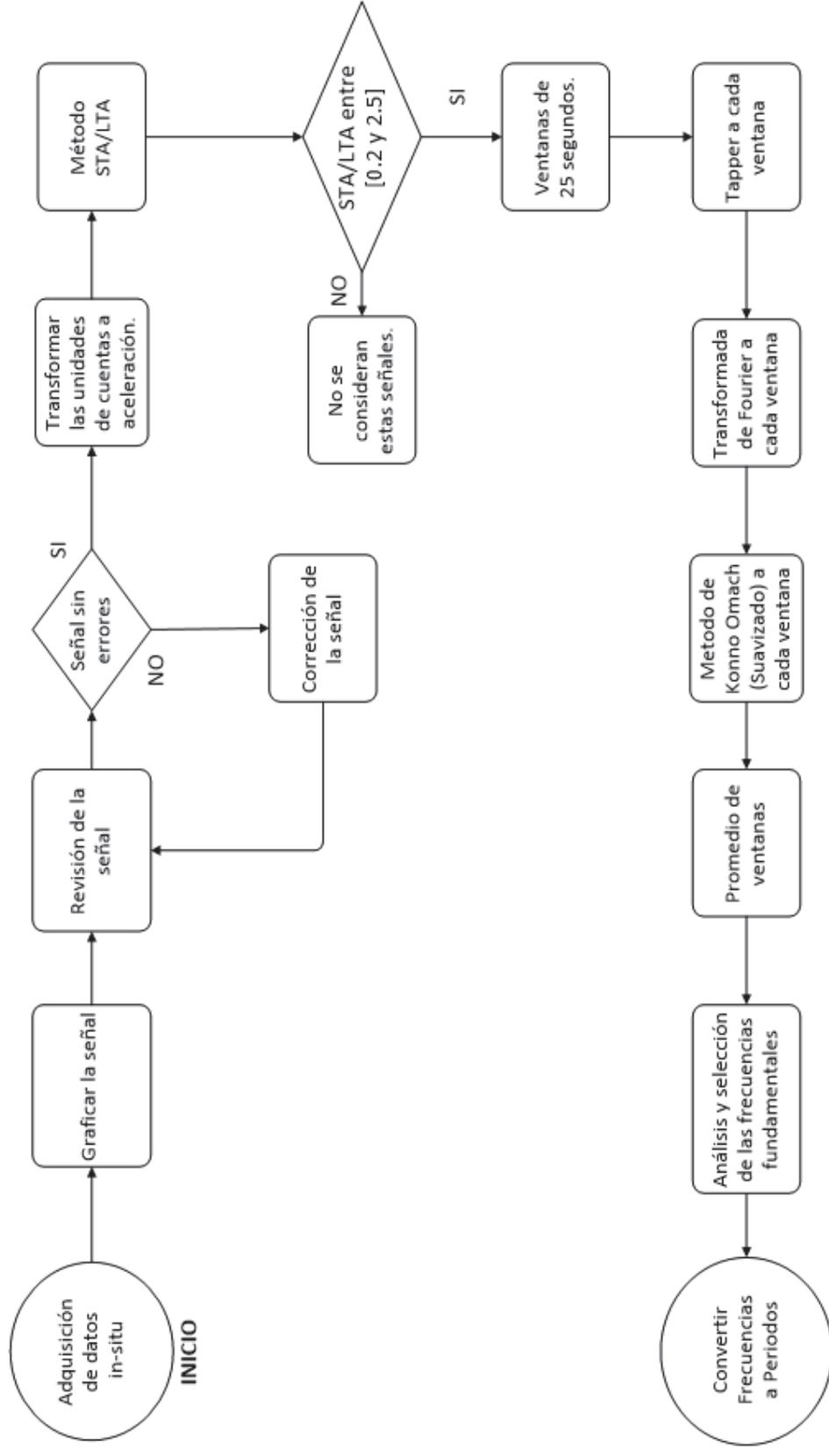


RESULTADOS					
	Frec. Long. (Hz)	T Long. (seg)		Frec. Transv. (Hz)	T Transv. (seg)
1er modo	1,514	0,661		1,538	0,650
2do modo	4,358	0,229		5,066	0,197
3er modo	7,397	0,135		9,058	0,110

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La figura 2.21 presenta el diagrama de flujo sobre el procesamiento de datos, con el fin de obtener los periodos fundamentales.

FIGURA 2.21 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCESAMIENTO DE SEÑALES SEGÚN GUILLIER ET AL., 2014.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Como conclusión de este capítulo, se ve la importancia del procesamiento de las señales obtenidas mediante vibración ambiental, con el fin de obtener resultados precisos del comportamiento de la estructura en un rango lineal. Además, es trascendente seguir las recomendaciones acerca de la longitud de registro de Cantieni (2005) para tener estabilidad en los resultados.

También es importante diferenciar las frecuencias traslacionales de las torsionales, esto se consigue evaluando las señales en las dos direcciones principales, ya que las frecuencias torsionales tienen el mismo valor en ambas direcciones por ser un movimiento tangencial. Y es primordial analizar los gráficos de espectros junto con las características y propiedades de la edificación, ya que no siempre el primer pico es la frecuencia fundamental del edificio, esto puede darse cuando el suelo es blando y trasmite la frecuencia de estructuras contiguas, o si el edificio está adosado.

En el siguiente capítulo se describe la base de datos analizada en este estudio, y cada uno de los parámetros usados para la selección de las mismas. Además se habla sobre los parámetros que influyen en el periodo de vibración.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DE SELECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS Y PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL PERIODO DE VIBRACIÓN.

En este capítulo se explica las características que deben cumplir las edificaciones para ser utilizadas en esta base de datos, las edificaciones deben ser construidas en hormigón armado, regulares y de preferencia no estar adosadas a otras estructuras. A continuación se da a conocer la razón de esta selección. Además se presenta los parámetros que influyen en el periodo fundamental: interacción suelo-estructura, ductilidad, amortiguamiento y deterioro de la estructura.

3.1 JUSTIFICACIÓN DE LA SELECCIÓN

Esta investigación posee una amplia base de datos de edificaciones comparada con estudios similares (cuadro 1.1). La muestra debe cumplir con las siguientes condiciones: estructuras de hormigón armado, regulares, y de preferencia que no estén adosadas a otras estructuras. Este tipo de construcciones representan una parte importante de las edificaciones existentes en el DMQ, tener una muestra representativa es importante para obtener resultados confiables. En la figura 3.1 se presenta el método constructivo, donde se observa losas, vigas y columnas de hormigón armado, mampostería de bloque de concreto hueco recubierto de mortero.

FIGURA 3.1 TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA EN EDIFICACIONES DEL DMQ.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El 95% de las edificaciones analizadas se encuentran en la zona delimitada por la línea segmentada representada en la figura 3.2, con una extensión de aproximadamente seis kilómetros en dirección Norte- Sur. Esto se debe a que principalmente la mayoría de edificaciones altas y no adosadas se ubican en esta zona del DMQ. Se recomienda ampliar esta investigación para otras regiones importantes del país y para otras tipologías estructurales como el acero.

FIGURA 3.2 ZONA DE ESTUDIO.



MAPA BASE: GOOGLE MAPS

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

A continuación se describe las características de las estructuras seleccionadas para este estudio.

3.1.1 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es uno de los materiales más usados en las construcciones de nuestro país, debido a su fácil adquisición y versatilidad. Por lo que es de suma importancia realizar una investigación que contribuya a entender el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras.

Las estructuras de hormigón armado presentan un buen desempeño ante cargas sísmicas, cuando poseen ductilidad. Este concepto se incorporó a las primeras normativas de diseño en la década de los años 70, por lo tanto es de esperar que

las estructuras diseñadas y construidas antes de esa época, sean muy vulnerables ante la acción sísmica, conclusión que se ha podido comprobar en repetidas ocasiones después de la ocurrencia de sismos devastadores. (Bonett Díaz, 2003).

La rigidez del hormigón armado se utiliza para minimizar las deformaciones en las estructuras ante un sismo, por lo tanto reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales. Además existen sistemas mucho más rígidos como los muros estructurales, los cuales han sido adoptados por países en zonas de alto peligro sísmico. En este estudio, se analiza estructuras aporticadas, y estructuras aporticadas con muros estructurales.

3.1.1.1 ESTRUCTURAS APORTICADAS DE HORMIGÓN ARMADO

Una estructura aporticada es aquella cuyos elementos estructurales principales consiste en vigas, columnas, losas y cimentación. Las dos primeras son elementos que tienen su dimensión longitudinal muy superior a sus dimensiones transversales. Estos elementos están conectados a través de nudos que resisten fuerzas de flexión, cortante y fuerza axial. Las losas transmiten las cargas hacia las vigas y columnas que a su vez la transmiten a la cimentación, y esta al suelo.

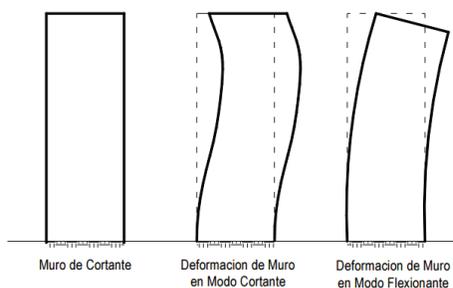
Una de las prácticas constructivas más comunes en Ecuador es utilizar mampostería no reforzada como división de espacios o fachadas en contacto directo con losas y columnas, como se observa en la figura 2.1. Esta es considerada como no-estructural, por lo que se toma en cuenta solo su peso propio y se ignora los demás efectos en el comportamiento del edificio. Sin embargo, es claro que la mampostería, al estar en contacto con las vigas y columnas, afecta el comportamiento dinámico de la estructura. La influencia de la mampostería es analizada en el proyecto de tesis de Ingeniería Civil de la EPN, “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de una edificación. Aproximación teórico-experimental” por Raúl Paredes (2015).

3.1.1.2 ESTRUCTURAS CON MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

Los muros estructurales en una edificación sirven para proporcionar rigidez lateral a la edificación, disminuyendo los desplazamientos laterales (reduce el periodo de vibración) y permitiendo resistir cargas horizontales.

El empleo de muros estructurales debe garantizar la resistencia para absorber los efectos de las fuerzas a las que estará sometido, además es necesario tener una buena configuración estructural, es decir, ubicar a los muros de tal manera que tengan buena rigidez torsional. Estos se deforman por flexión o corte, como se muestra en la figura 3.3, el modo flexionante es el principal para muros diseñados a corte, sin embargo también influye la fuerza de corte y el lugar de aplicación de esta. (López Olvera, 2010).

FIGURA 3.3 PRINCIPALES MODOS DE DEFORMACIÓN DE CORTE



FUENTE: (López Olvera, 2010)

El cálculo del periodo de vibración utilizando la fórmula del método 1 de la NEC, para un edificio de 8 pisos para estructuras aporticadas es 1.61 veces mayor a estructuras que posean muros de corte. Los muros estructurales tienen mayor dimensión en una dirección, por lo que proporcionan una gran rigidez en ese sentido ante movimientos laterales, los principales efectos de la respuesta de una estructura con muros son:

- Incremento en la rigidez de la estructura.
- Disminuye desplazamientos horizontales.

- Disminuye daños estructurales.
- Incrementa la capacidad de absorber energía.

3.1.2 ESTRUCTURAS REGULARES

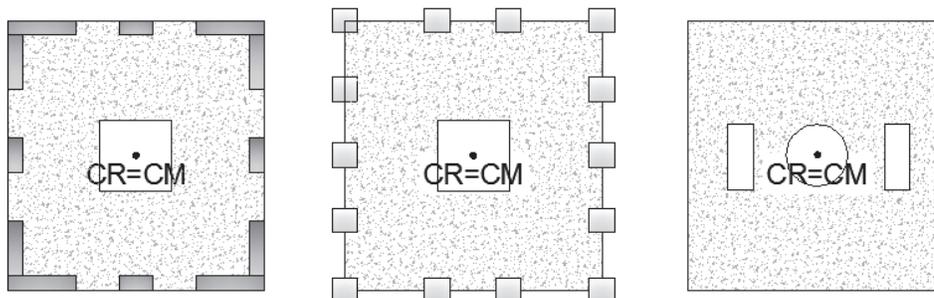
Las normas sismorresistentes recomiendan a los diseñadores proponer estructuras regulares para que la edificación tenga un desempeño sísmico adecuado. En caso contrario la norma penaliza con el uso de coeficientes de configuración estructural, con la intención de proveer de mayor resistencia. La importancia de tener estructuras regulares se ha visto después de observar y analizar los daños ocurridos en estructuras irregulares sometidas a cargas sísmicas.

Dos aspectos importantes para determinar la regularidad en una edificación son la geometría en planta y elevación. Los coeficientes de configuración estructural son usados como denominadores para el cálculo del corte basal. Estos son iguales a 1 cuando la estructura es regular, y menores a 1 en caso de ser irregular. Por consiguiente es recomendable evitar en lo posible la presencia de irregularidades.

3.1.2.1 Configuración en planta.

La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el centro de rigidez (CR) coincide con el centro de masa (CM), para evitar la torsión en planta, como se presenta en la Figura 3.4. En este caso, el valor del coeficiente en planta es igual a uno.

FIGURA 3.4 CONFIGURACIÓN IDEAL EN PLANTA.



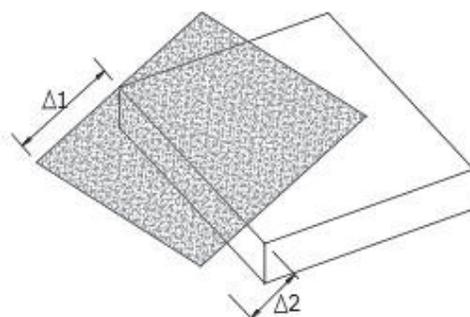
FUENTE: NEC 2015

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Las más frecuentes causas de irregularidad en planta son:

Irregularidad torsional: La irregularidad por torsión se presenta, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura es 1,2 veces mayor que la deriva promedio de los extremos de la edificación, como se muestra en la figura 3.5.

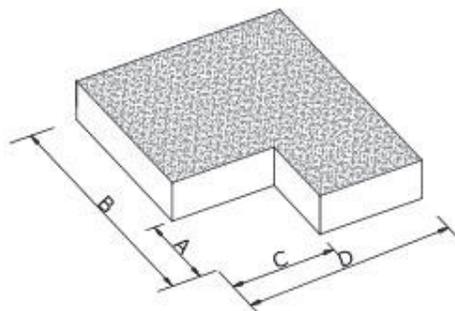
FIGURA 3.5 DERIVAS DE UNA ESTRUCTURA CON IRREGULARIDAD TORSIONAL.



FUENTE: NEC 2015

Retrocesos excesivos en las esquinas: La configuración de una estructura es irregular, cuando presenta entrantes excesivas en las esquinas, es decir, cuando son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante, como se observa en la figura 3.6.

FIGURA 3.6 RETROCESOS EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS DE UNA EDIFICACIÓN

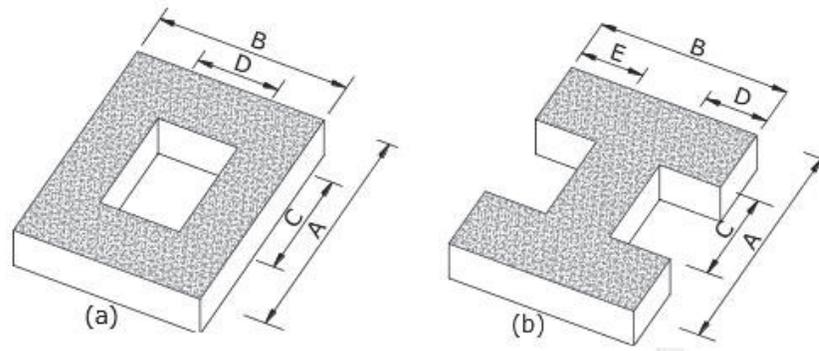


FUENTE: NEC 2015

Discontinuidad en el sistema de piso: cuando el piso tiene discontinuidades o variaciones importantes en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas,

entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% de área total del piso, como se observa en la figura 3.7.

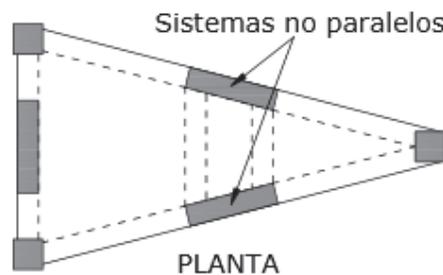
FIGURA 3.7 ESTRUCTURA CON DISCONTINUIDAD EN EL SISTEMA PISO.



FUENTE: NEC 2015

Ejes estructurales no paralelos: Los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, como se muestra en la figura 3.8.

FIGURA 3.8 ESTRUCTURA CON EJES NO PARALELOS.

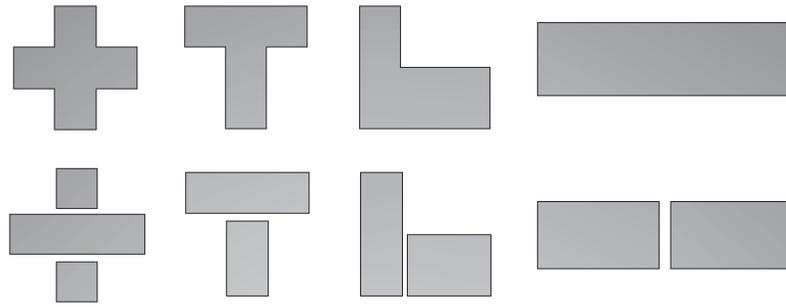


FUENTE: NEC 2015

La irregularidad en planta puede generar concentración de esfuerzos, en las zonas interiores donde se unen los cuerpos, ya que en un movimiento sísmico cada uno se mueve en sentido y de manera diferente. También se debe evitar que una dimensión sea demasiado grande con respecto a la otra. La solución para este

problema es establecer formas regulares mediante el uso de juntas estructurales, como se indica en la figura 3.9.

FIGURA 3.9 SOLUCIONES MEDIANTE JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES.

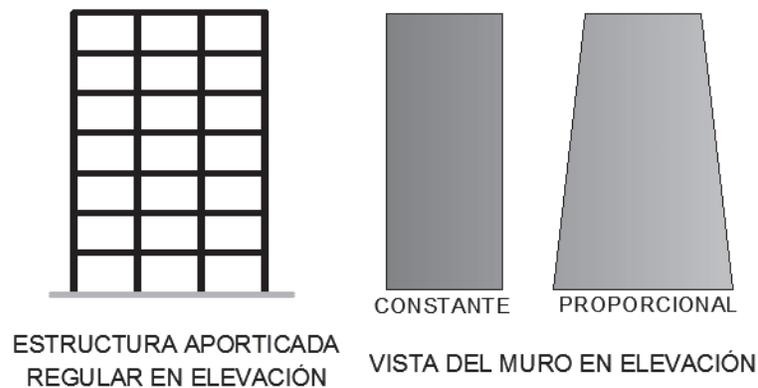


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

2.1.2.2 Estructuras regulares en elevación.

La configuración en elevación ideal en un sistema estructural, es cuando la altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, son constantes en todos los niveles. Si la estructura tiene muros, estos deben ser constantes a lo largo de su altura, o variar de forma proporcional, como se observa en la figura 3.10. En este caso, el valor del coeficiente en elevación es igual a uno.

FIGURA 3.10 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN ELEVACIÓN RECOMENDADAS

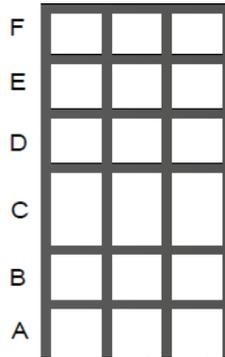


FUENTE: NEC 2015

Las más frecuentes causas de irregularidad en elevación son:

Pisos Flexible: Cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% que la del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores, como se muestra en la figura 3.11.

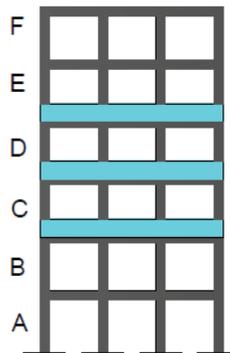
FIGURA 3.11 EDIFICACIÓN CON PISO FLEXIBLE.



FUENTE: NEC 2015

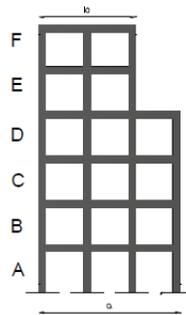
Inadecuada distribución de masa: La masa de cualquier piso es mayor en 1,5 veces a la masa de uno de los pisos adyacentes, como se observa en la figura 3.12.

FIGURA 3.12 ESTRUCTURA CON DISTRIBUCIÓN DE MASA IRREGULAR.



FUENTE: NEC 2015

Irregularidad geométrica: La dimensión en planta en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso contiguo, como se muestra en la figura 3.13.

FIGURA 3.13 ESTRUCTURA CON IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN.

FUENTE: NEC 2015

Irregularidades en elevación no recomendadas:

- **Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas:** Cuando existe variación de los desplazamientos verticales del sistema estructural, estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.
- **Piso débil-Discontinuidad en la resistencia:** La resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior.
- **Columna corta:** Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.

3.1.3 ESTRUCTURAS QUE NO ESTÉN ADOSADAS A OTRAS ESTRUCTURAS

El movimiento de una estructura, es afectado cuando se encuentra adosado a otras edificaciones, por lo tanto las frecuencias de la estructura están influenciadas por las edificaciones colindantes. Se ha evidenciado en eventos sísmicos pasados, que en edificaciones adosadas, cada una se mueve de manera individual, provocando choques entre ellas (golpeteo), ocasionando severos daños en elementos estructurales y no estructurales, e incluso puede llegar al colapso. Los daños se maximizan cuando las losas de una estructura se mueven contra las columnas de la edificación adyacente. Después del sismo de Lorca se observaron varios casos de golpeteo, como se muestra en la Figura 3.14. Los daños por golpeteo ocurren porque el espacio que se deja entre los edificios es insuficiente para que puedan desplazarse lateralmente sin causar un daño.

FIGURA 3.14 EFECTOS DE GOLPETEO EN COLUMNAS.



FUENTE: (Carreño et al, 2012).

El Hotel Di Carlo colapsó durante el sismo de Michoacán, México en 1985. El edificio colindante era más bajo, y chocó contra el hotel. En la figura 3.15 se observa las fallas en las columnas a la altura donde ocurrió el golpeteo.

FIGURA 3.15 FALLA POR GOLPETEO



FUENTE: Web Berkeley, 2004

Por tanto, se debe construir considerando el espacio adecuado entre edificaciones, o utilizar juntas de construcción con un dimensionamiento adecuado que tome en

cuenta el desplazamiento horizontal con el fin de evitar daños en estructuras durante un sismo.

La NEC indica que la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, depende si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes, coinciden a la misma cota en altura o no. Si no coinciden, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales inelásticos Δ_w , para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente. Si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico Δ_w de una de las partes, el más desfavorable.

3.2 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO.

Para obtener un buen diseño sísmico se debe considerar: i) las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura, ii) las características dinámicas que tiene la edificación. La estructura debe tener la rigidez suficiente para limitar los desplazamientos laterales que se producen por el movimiento generado por las fuerzas sísmicas, y además debe tener la ductilidad suficiente para disipar la energía adquirida durante el sismo. También es importante conocer el tipo de suelo sobre el cual estará asentada la edificación, ya que cada tipo puede amplificar de manera diferente las aceleraciones de un sismo, por lo que se debe realizar un análisis de la interacción suelo-estructura.

3.2.1 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

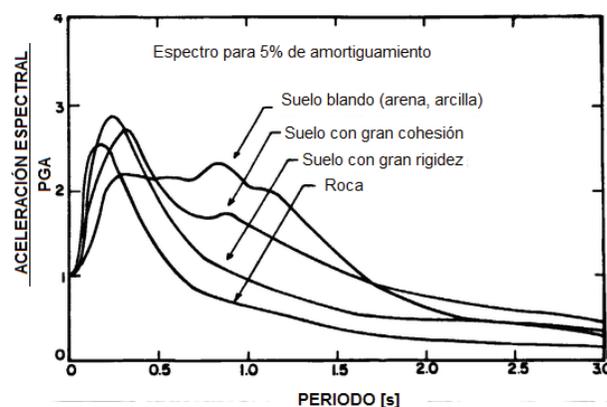
La respuesta sísmica de una estructura está relacionada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan a la edificación a través de su cimentación. El hecho de que no se considere la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo en un análisis dinámico, conduce a variaciones entre la respuesta sísmica estimada y la real. La flexibilidad de la cimentación se refleja en los periodos y la respuesta sísmica de la estructura.

En un grupo de cimentaciones, la presencia de las adyacentes afecta a la otra, cada cimentación difracta la onda incidente produciendo una onda secundaria que incide en las otras cimentaciones. Los parámetros que intervienen son numerosos y este problema aún no está completamente resuelto (Tham et al, 1998).

La onda sísmica que atraviesa un estrato de suelo blando puede atenuarse o amplificarse en un suelo firme, como resultado de fenómenos de difracción múltiple. Cuando la onda sísmica llega a la cimentación de la estructura produce en el sistema suelo-cimentación un efecto de interacción dinámico (Botero et al., 2004), el cual consiste en efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo, que se dan como resultado por deformabilidad del suelo ante un evento sísmico (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

En la Figura 3.16 se aprecia como la rigidez y composición litológica del suelo tiene influencia en los espectros de respuesta. Para un suelo blando la aceleración espectral es mucho mayor que para roca, para periodos mayores a 0.3 [s].

FIGURA 3.16 ESPECTRO DE RESPUESTA NORMALIZADO PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO.



FUENTE: Seed et al, 1976

MODIFICADO: Parra Gastón, Sarango Johanna.

Cuando una estructura está asentada sobre un suelo de gran rigidez como roca, el movimiento del suelo es prácticamente igual al movimiento que sucedería si no estuviera la estructura. Por el contrario, si la estructura estuviera asentada sobre un suelo blando, los movimientos del suelo se ven afectados por la presencia de

una estructura dándose lugar a la interacción suelo-estructura, es decir la respuesta del suelo se ve influenciada por la presencia de una estructura y viceversa.

Para una edificación que se encuentra sobre piso blando la interacción suelo-estructura tiene los siguientes efectos: i) el sistema tiene una frecuencia natural más baja que si estuviera sobre roca, ii) el amortiguamiento del sistema es mayor que el de una estructura sola, iii) se generan mayores movimientos que en el caso que la estructura esté empotrada sobre roca.

La inercia desarrollada en una estructura vibratoria da lugar a cortante basal, momento, y torsión. Estas fuerzas generan desplazamientos y rotaciones en la interface suelo-cimentación. Estos son posibles debido a la flexibilidad en el sistema suelo-cimentación, que contribuye de manera significativa a la flexibilidad estructural general y aumenta el período de construcción. (Venture, 2012.) En nuestro análisis, se desprecia el tipo de suelo donde está emplazado la estructura, es decir se desprecia el incremento que pueda tener el periodo durante un sismo.

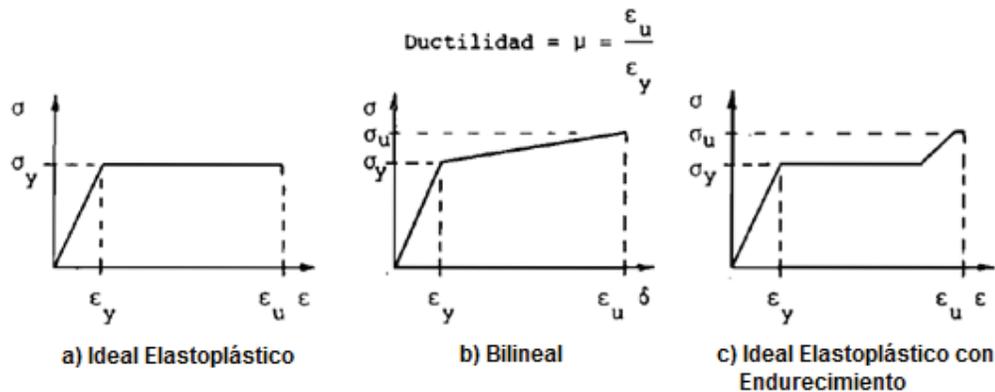
3.2.2 DUCTILIDAD

La ductilidad de un material es la capacidad de deformarse plásticamente antes de romperse, sin perder su capacidad resistente. En el caso de edificaciones de hormigón armado el acero de refuerzo es el material que aporta ductilidad, por lo que es importante colocarlo en la cantidad y distribución adecuada.

Cuando se considera acciones sísmicas en una estructura, es importante que esta tenga una falla dúctil, ya que así podrá presentar grandes deformaciones que le ayudarán a disipar la suficiente cantidad de energía, evitando el colapso. Además se debe evitar la falla frágil por corte, ya que esta causa una pérdida repentina de resistencia lateral de la edificación y no le permite disipar energía.

Cuantitativamente a la ductilidad se la define como el cociente entre la deformación máxima que alcanza la estructura sin perder resistencia y la deformación que presenta la estructura al rango inelástico como se muestra en la figura 3.17

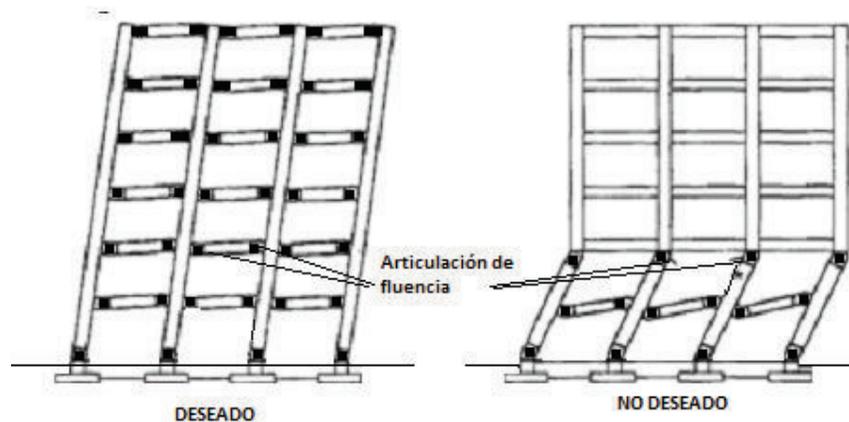
FIGURA 3.17 DEFINICIÓN DE LA DUCTILIDAD EN SISTEMAS CON DIFERENTES TIPOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO



FUENTE: Carl Lüders Sch, 1989.

Existen dos factores de ductilidad uno local y otro global. La ductilidad global de una estructura se logra evitando cualquier tipo de falla frágil como de corte o aplastamiento del hormigón. La ductilidad global mide la capacidad sismorresistente de la estructura y no solo depende del diseño dúctil de los elementos que la conforman, sino también de la distribución de esfuerzos al interior de la estructura, se debe generar un mecanismo de falla que proteja a las estructuras de un colapso frágil. Para lo cual se debe localizar determinadas secciones que desarrollen grandes deformaciones inelásticas, evitando el colapso de la estructura como se muestra en la Figura 3.18.

FIGURA 3.18 PUNTOS CRÍTICOS DONDE DEBE EXISTIR DUCTILIDAD.

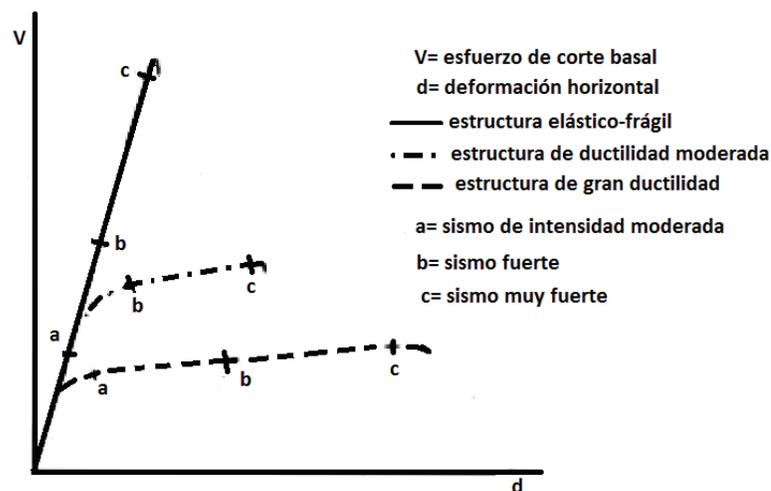


FUENTE: Nakano 1995.

La formación de rótulas plásticas es recomendable que se dé en los extremos de las vigas antes que en columnas porque i) al formarse rótulas en las columnas de un mismo piso el sistema se vuelve inestable, ii) en una estructura existe mayor cantidad de vigas, por lo tanto puede disipar más energía, iii) los efectos $P-\Delta$ son más críticos en columnas, ya que se tiene mayor desplazamiento, iv) las vigas tienen mayor ductilidad porque no están sometidas a una gran carga axial como las columnas, v) es menos costosa su reparación.

En la figura 3.19 se representa el comportamiento de tres estructuras de diferentes niveles de ductilidad frente a sismos de intensidad moderada, fuerte y muy fuerte, donde se puede apreciar la reducción que experimentan los esfuerzos de diseño a medida que la ductilidad global de la estructura aumenta.

FIGURA 3.19 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON DIFERENTE GRADO DE DUCTILIDAD.



FUENTE: Carl Lüders Sch, 1989.

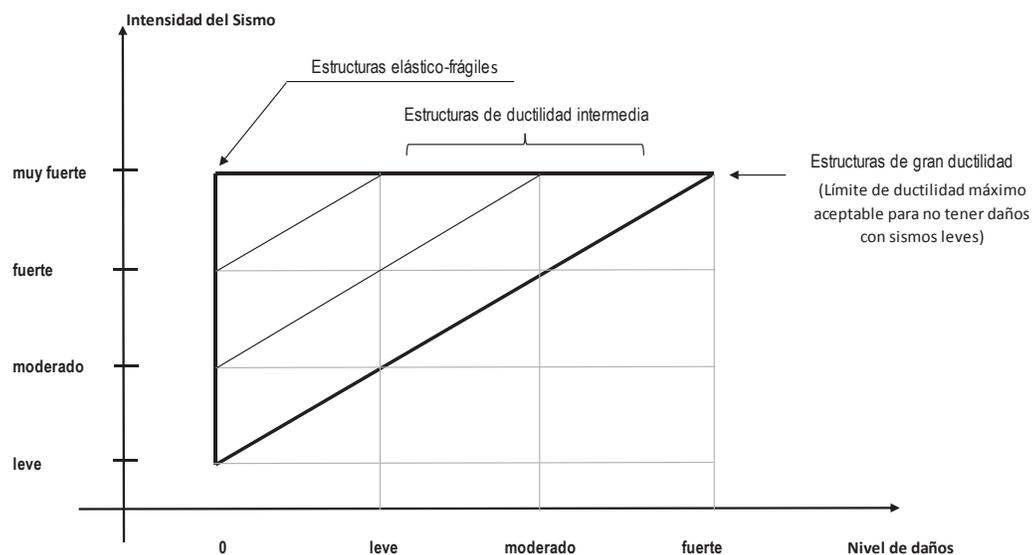
La estructura que posee una ductilidad global moderada, permanecerá en el rango inelástico y no sufrirá daños ante la presencia de un sismo de intensidad media, en cambio para un sismo fuerte la edificación entra ligeramente al rango inelástico sufriendo daños leves, pero sin llegar al colapso. Una estructura con comportamiento elástico-frágil no sufre daños frente a un sismo fuerte, sin embargo el hecho que no sufra daños ante un sismo de intensidad relativamente alta, no quiere decir que para un sismo un poco más intenso la estructura no colapse. Es

necesario considerar que el sismo de mayor intensidad depende exclusivamente del lugar en que se encuentra implantada la estructura, mientras que los demás sismos dependen de la vida útil para la cual fue diseñada la estructura.

La ductilidad de la estructura es siempre menor que la de los elementos que la componen. El grado de endurecimiento que tienen las secciones y elementos es fundamental en la ductilidad que puede llegar a alcanzar la estructura. Cuanto mayor sea el volumen de la estructura que plastifica mayor será la ductilidad global, y por el contrario esta disminuye mientras más irregulares son las estructuras y los elementos que la componen.

En la figura 3.20 se muestra el nivel de daños aceptables en estructuras de diferente grado de ductilidad de acuerdo a la intensidad del sismo a que puede haber quedado sometido. Por ejemplo para estructuras de ductilidad intermedia, se esperan daños moderados para un sismo muy fuerte.

FIGURA 3.20 NIVEL DE DAÑOS ACEPTABLE SEGÚN LA DUCTILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA Y LA INTENSIDAD DEL SISMO.



FUENTE: Carl Lüders Sch, 1989.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

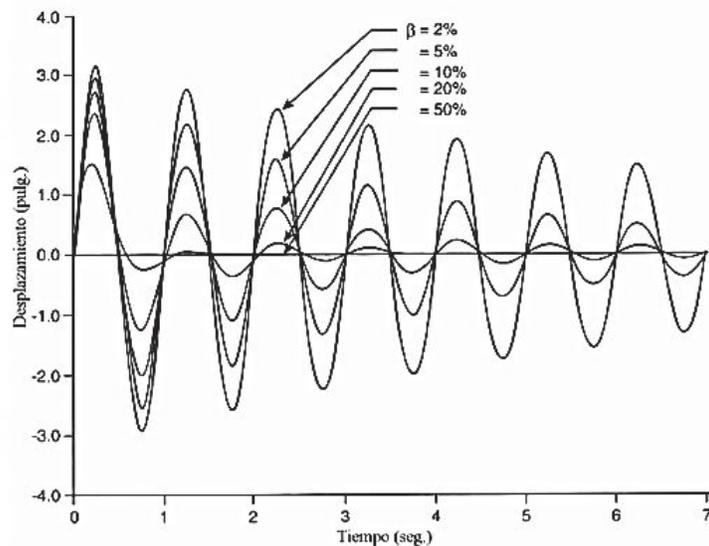
3.2.3 AMORTIGUAMIENTO.

El amortiguamiento es la capacidad de una estructura para contrarrestar las fuerzas sísmicas mediante sus fuerzas de fricción internas; es recomendable dar la máxima capacidad de disipación de energía a todas las estructuras que se encuentran en zonas de actividad sísmica. Esto se logra mediante grandes deformaciones estructurales, las cuales tienden a producir daños en los elementos no estructurales. De acuerdo a los fenómenos físicos que se producen en una estructura, se generan varios tipos de amortiguamiento como: i) amortiguamiento de Coulomb, ii) amortiguamiento viscoso y iii) el amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento de Coulomb se presenta debido a la fricción que existe en las conexiones de apoyo, este es independiente a la cantidad de desplazamientos y en sentido contrario a la velocidad. El amortiguamiento viscoso permite disipar energía mediante fuerzas de amortiguamiento proporcionales a la velocidad. El amortiguamiento histerético o amortiguamiento estructural se produce cuando una fuerza sísmica es aplicada sobre una estructura con comportamiento elasto-plástico, la disipación de energía en este amortiguamiento es el resultado de las fricciones internas de los materiales o entre elementos estructurales. (Rodríguez y Miramontes, 2001)

En un sistema de un grado de libertad sujeto a un movimiento del suelo, se obtiene la respuesta de vibración libre de la estructura para el 2%, 5%, 10% y 50% del amortiguamiento crítico (Hernández Díaz, G. R., 2013) como se muestra en la Figura 3.21. En esta gráfica se observa que la amplitud inicial de respuesta del sistema disminuye con el incremento de amortiguamiento. Además el número de ciclos para reducir la amplitud inicial a la mitad de la misma, varía de 6 ciclos para el 2% de amortiguamiento y hasta medio ciclo para el 20%, con lo que se puede concluir que la respuesta de un sistema es más pequeña mientras más amortiguamiento este posea.

FIGURA 3.21 VIBRACIÓN LIBRE DE UNA ESTRUCTURA PARA DIFERENTE VALOR DE AMORTIGUAMIENTO



FUENTE: Hernández Díaz, G. R., 2013

“El efecto del amortiguamiento estructural es importante para estructuras dentro del rango lineal, en cambio para sistemas inelásticos y, en comparación con el efecto de la ductilidad o con el coeficiente de resistencia, la influencia del amortiguamiento en la respuesta de la estructura no es significativa”. (Rotondo L, Barbat A, 1999).

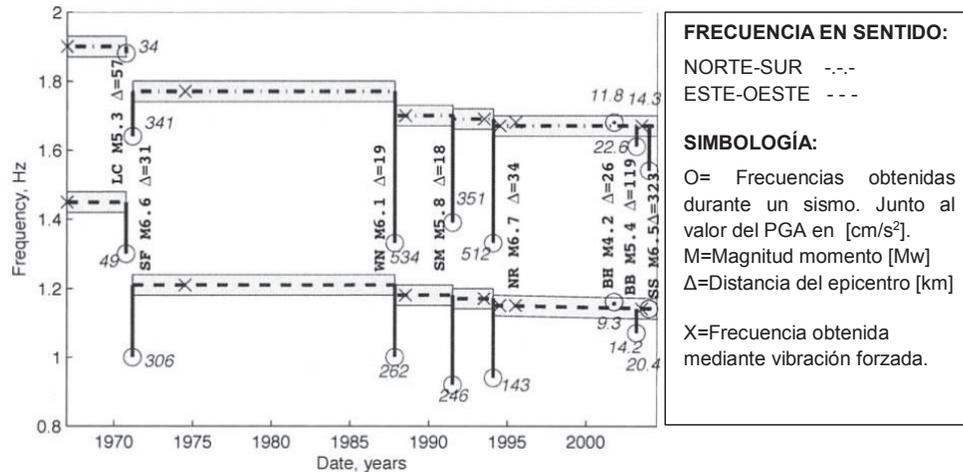
3.2.4 DETERIORO DE LA ESTRUCTURA

El deterioro de una estructura se da por varias causas como, la presencia frecuente de acciones sísmicas sobre una estructura y por las condiciones climáticas como humedad, salinidad, cambios de temperatura, entre otros. Estos factores pueden disminuir la capacidad de resistencia y rigidez de una edificación.

En la Figura 3.22, se muestra como las frecuencias naturales de la edificación Millikan Library (California) varían con el tiempo, las líneas entre punteadas (raya – punto- raya) representan la dirección norte-sur, y las líneas segmentadas representan la dirección este-oeste. Ambas frecuencias disminuyen debido a la ocurrencia de grandes terremotos (M = Magnitud momento [Mw]; Δ =Distancia del epicentro [km], las letras junto al círculo representan el pico la aceleración [cm/s^2]). Por ejemplo se ve que la frecuencia disminuye de 1.9 [Hz] ($T=0.526$ [s]) en el año

1967 a 1.77 [Hz] ($T=0.565$ [s]) en el año 1974, por la ocurrencia de dos sismos de 6.3 y 6.6 de magnitud.

FIGURA 3.22 MEDIDAS DE FRECUENCIAS NATURALES A LO LARGO DEL TIEMPO.



FUENTE: Clinton et al, 2006.

Los cambios de comportamiento dinámico de un edificio durante un sismo, se asocian con agrietamientos y otros tipos de degradación como el daño en los elementos no estructurales. El deterioro del hormigón armado disminuye la rigidez de una estructura, el cual tiene varias causas como mala calidad o incompatibilidad de los materiales, errores de diseño (capacidad portante insuficiente, distribución inadecuada de la armadura), mala ejecución o efectos de envejecimiento y asentamientos de la estructura, produciendo fisuras o agrietamientos.

Además por efectos de fisuras o desprendimiento de recubrimiento, puede generar corrosión en la armadura. La corrosión genera cambios en la sección de acero de refuerzo y cambios de adherencia. Siendo este último el más grave, ya que cuando una barra de acero esta corroída ocupa mayor volumen, produciendo tensiones de expansión en el hormigón, causando mayores fisuras y deformaciones. Por lo tanto los daños de corrosión en la edificación disminuyen la capacidad portante de los elementos estructurales, debido a la disminución transversal de los aceros de refuerzo.

En este capítulo se concluye que se debe considerar los efectos de interacción suelo estructura, debido a que si el sistema es más flexible comparado a uno con base rígida, producirá un incremento en el periodo de la edificación, este incremento debe ser considerado en el diseño sísmico, con el fin de evitar resonancia. Sin embargo en este estudio no se considera estos efectos ya que son registros de vibración ambiental, este incremento puede observarse en registros de movimientos de estructuras durante un sismo.

Es importante esta selección de edificios ya que se desea analizar los casos más regulares posibles, con el fin de evitar valores de periodos altos de torsión. Esta base de datos es representativa de la ciudad, en especial de los sectores cercanos a las Avenidas González Suarez, Shyris, Eloy Alfaro y 12 de Octubre.

En el siguiente capítulo se presenta un análisis de los resultados de los periodos experimentales para toda la base de datos y se obtiene una ecuación para el cálculo de periodo aproximado de las edificaciones de la ciudad de Quito.

CAPÍTULO 4

PROPUESTA DE ECUACIÓN PARA LAS ESTRUCTURAS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO.

La importancia de una buena estimación del "Periodo Fundamental" radica en que este es el más importante de todos los diferentes modos de vibración que tiene una edificación, porque a este le corresponde las mayores deformaciones en estructuras regulares, y por tanto los mayores esfuerzos para los diferentes elementos estructurales. Para esta ecuación es necesario encontrar una relación entre el periodo experimental y las características globales de la estructura (dimensiones, área en planta, número de pisos y altura). Por esta razón se presenta un análisis particular para edificaciones de 6, 8 y 16 pisos, para analizar la correlación que tiene cada parámetro con el periodo. Las fórmulas con mejor correlación se las compara con las fórmulas de las normas sismorresistentes de otros países y con la ecuatoriana, con el fin de validar su uso. Además se compara con los resultados obtenidos en estudios similares de otros países para determinar el grado de rigidez que poseen las edificaciones de la ciudad de Quito. Para este análisis es importante iniciar estableciendo las características constructivas de las estructuras de la base de datos.

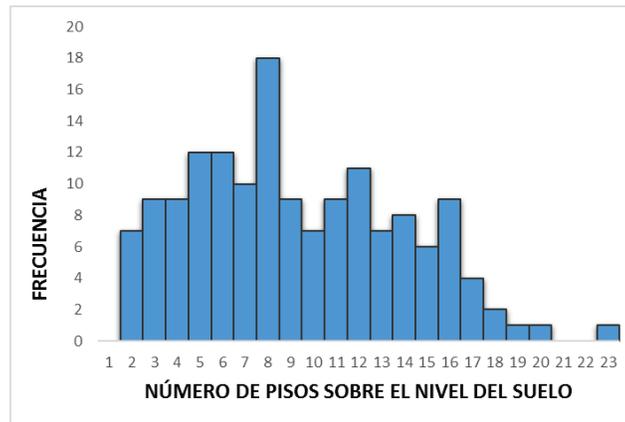
4.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES ANALIZADAS

El presente estudio contiene una base de datos de mediciones de vibración ambiental en 152 edificios, que representan el análisis de 304 periodos fundamentales para la dirección longitudinal y transversal de cada uno, y se encontró algunas características representativas de las edificaciones en la zona estudiada, las cuales se presentan a continuación:

- La base de datos contiene edificios que van desde dos hasta veintitrés pisos, donde se tiene una muestra homogénea en el rango de dos hasta dieciséis pisos

como se presenta en el histograma de frecuencia de medición frente al número de pisos de la figura 4.1.

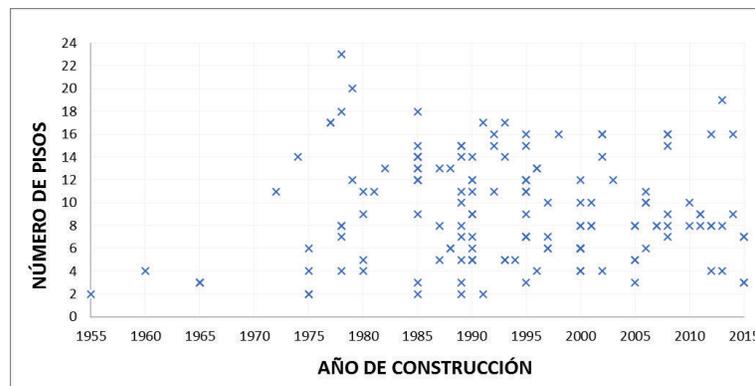
FIGURA 4.1 HISTOGRAMA DE FRECUENCIA DE MEDICIÓN FRENTE AL NÚMERO DE PISOS.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

- Este estudio contiene edificios construidos a partir de 1955 hasta el 2015. En la Figura 4.2 se presenta la distribución de edificios según el año de construcción.

FIGURA 4.2 NÚMERO DE PISOS RESPECTO AL AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LOS EDIFICIOS MEDIDOS.

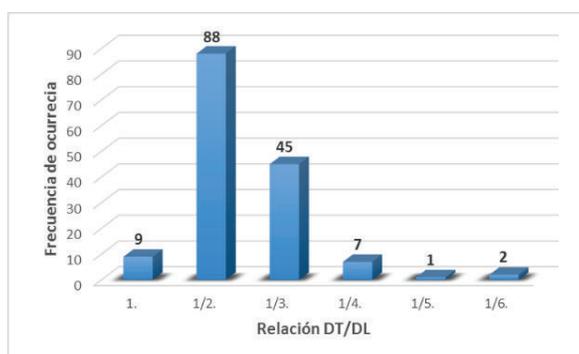


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

- La mayor parte de las edificaciones con 8 o más pisos, poseen muros estructurales que usualmente se encuentran alrededor de la caja de ascensores y gradas. Por tanto, el 51% de la muestra tiene muros estructurales, es decir 78 edificios.

- La altura de entrepiso promedio encontrada para las edificaciones analizadas es de 3.00 [m].
- La relación máxima entre las dimensiones en planta encontrada es de 1/6, es decir, la dimensión longitudinal es 6 veces más grande a la transversal. El 93% de la muestra tiene una relación de dimensiones en planta DT/DL en un rango de 1 a 1/3. En la figura 4.3 se puede observar la frecuencia de ocurrencia que existe para las diferentes relaciones en planta.

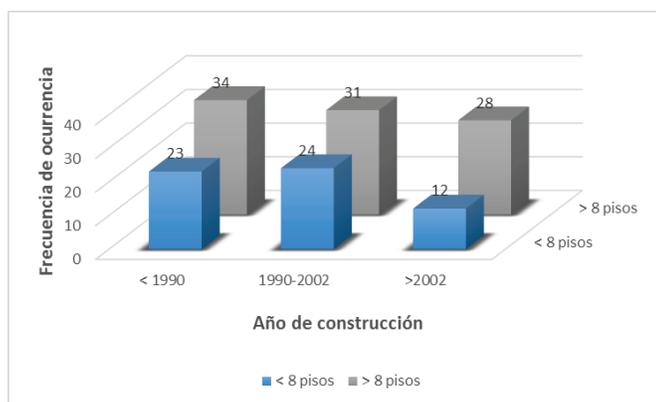
FIGURA 4.3. HISTOGRAMA DE LA RELACIÓN EN PLANTA (DT/DL).



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

- En la figura 4.4 se muestra la distribución de edificios según el año de construcción y con o sin muros estructurales. La mayor parte de edificios la componen los mayores a 8 pisos y construidos antes de 1990.

FIGURA 4.4. DISTRIBUCIÓN DE EDIFICIOS SEGÚN AÑO Y NÚMERO DE PISOS (DT/DL)



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

- En la terraza de las edificaciones un 10% tienen masas considerables como cisternas, antenas o bodegas. Esto puede ser un problema en caso de ocurrir un sismo, ya que el último nivel de la estructura estará sometido a fuerzas sísmicas más grandes. Estos objetos de gran masa, al no estar ligados a la estructura pueden tener su propio movimiento o en caso de formar parte de la estructura como una antena puede aumentar el movimiento de la estructura. Este hecho se observó de manera más clara, en el Edificio Torre Palermo que se presenta en la figura 4.5, donde a pesar de tener una estructura muy parecida a la Torre Gran Derby perteneciente al mismo conjunto, el periodo de vibración es mayor en un 42-53% en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

FIGURA 4.5 EDIFICACIÓN CON MASA CONSIDERABLE EN LA TERRAZA.

a) Torre Gran Derby.

b) Antena Ubicada en la Torre.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

- El edificio SENPLADES es actualmente el más alto de la ciudad de Quito, tiene una altura de 80 [m] (23 pisos), y forma parte de esta investigación y se presenta en la figura 4.6. En algunos sectores de la ciudad no se construía edificios de gran altura, por la ubicación en la que se encuentran y por la ordenanza N°255. Ésta regula la ocupación, habilitación, transformación y control del uso del suelo, edificaciones, subsuelos y el espacio aéreo urbano. Actualmente esta ordenanza cambió incrementando el límite de número de pisos hasta el cual se puede construir; todas las edificaciones se sujetan a la altura de edificación asignada por el PUOS y otros instrumentos de planificación municipal. Se estima que con

el cambio de esta ordenanza, las nuevas edificaciones, puedan superar la altura del edificio mencionado, por lo que se espera periodos fundamentales mayores.

FIGURA 4.6 MEDICIÓN DEL EDIFICIO MÁS ALTO DE QUITO.

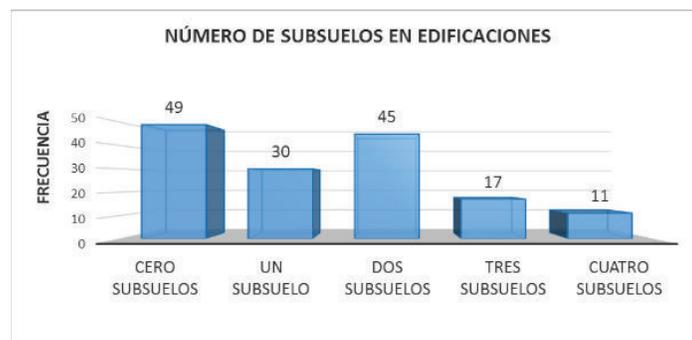
a) Edificio SENPLADES b) Medición de vibraciones ambientales en el último nivel del edificio.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

- En general los edificios utilizados en este estudio tienen dos subsuelos, que representan un total del 45% de la muestra, el 30% de estructuras tienen un subsuelo, el 17% poseen 3 y el 11% tienen 4. La cantidad de subsuelos en las edificaciones analizadas se indica en la Figura 4.7.

FIGURA 4.7 NÚMERO DE SUBSUELOS DE LAS EDIFICACIONES ANALIZADAS.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

4.2 INFLUENCIA DE LAS DIMENSIONES, ÁREA EN PLANTA Y AÑO DE CONSTRUCCIÓN EN EL CÁLCULO DEL PERIODO.

La evaluación de los parámetros se realizó mediante un método estadístico, como la regresión lineal, por ser una forma eficaz de encontrar una tendencia. El análisis de regresión lineal es una técnica estadística utilizada para estudiar la relación entre variables. Este análisis se puede utilizar para explorar y cuantificar la relación entre una variable dependiente y una o más variables independientes, así como para desarrollar una ecuación lineal con fines predictivos. El coeficiente de correlación R nos indica el grado de dependencia entre las variables, cuando $R=1$ la correlación es lineal directa.

Para edificaciones de 6, 8, y 16 pisos se llevó a cabo un análisis particular para determinar si existe una relación directa entre el periodo fundamental y las dimensiones y área en planta, así como el año de construcción, es decir determinar si estos parámetros son relevantes en el cálculo del periodo. Estos edificios son una muestra representativa de edificios de baja (sin muros estructurales), mediana y gran altura (con muros estructurales). Para los edificios de 6 pisos la muestra es de 12 estructuras, para 8 pisos se tiene una base de datos de 18 y para 16 pisos se tiene 9 edificaciones.

4.2.1 DIMENSIÓN EN PLANTA.

En un estudio realizado por Guillier et al (2014) en Lima-Perú para establecer una fórmula empírica para el cálculo de periodo en edificios de hormigón armado, se estipula que las dimensiones en planta no intervienen en el cálculo del periodo. Puesto que si las dimensiones en planta fueran un parámetro influyente, la diferencia entre periodos longitudinal respecto al transversal debería ser grande; en el estudio elaborado por Guillier et al. (2014) la diferencia entre periodo (TL-TT) menor al 20% es observada en el 90% de la base de datos, es decir, la diferencia de periodos es baja para casi toda la muestra.

Un estudio similar realizado en Francia por Michel et al (2010) señala que la dimensión en planta no es un parámetro que interviene en el cálculo simplificado

del periodo, porque el coeficiente de correlación encontrado de 0.13 fue muy bajo, lo que significa que el periodo no depende directamente de este parámetro.

Por estas razones es importante evidenciar en nuestra base de datos el grado de influencia que tienen las dimensiones en planta en el periodo fundamental, para esto se hizo un análisis de los periodos longitudinal y transversal respecto a las dimensiones en planta para toda la base de datos donde se encontró la correlación igual al 0,08 y 0,16 respectivamente, es decir el periodo no depende de forma directa solamente de este parámetro, como se presenta en la figura 4.8.

FIGURA 4.8 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LAS DIMENSIONES EN PLANTA PARA TODA LA MUESTRA.

a). Periodo longitudinal respecto a la dimensión longitudinal

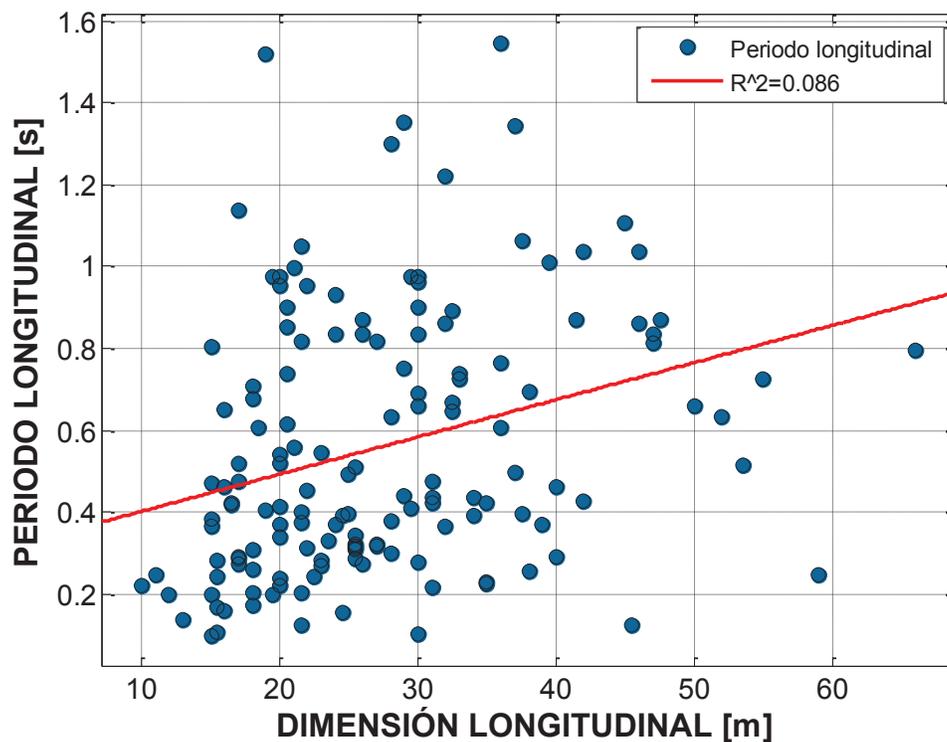
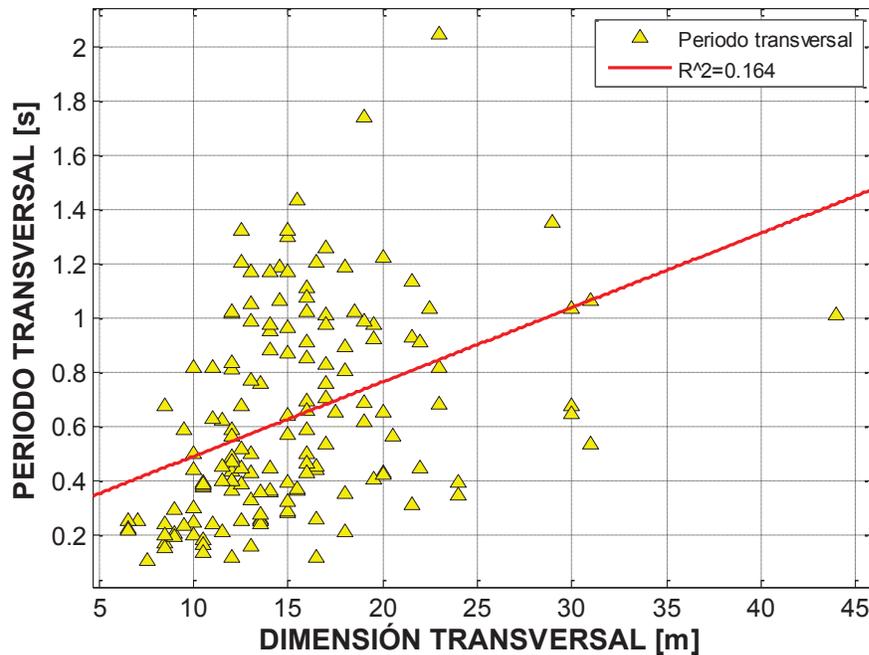


FIGURA 4.8 CONTINUACIÓN.

b). Periodo transversal respecto a la dimensión transversal



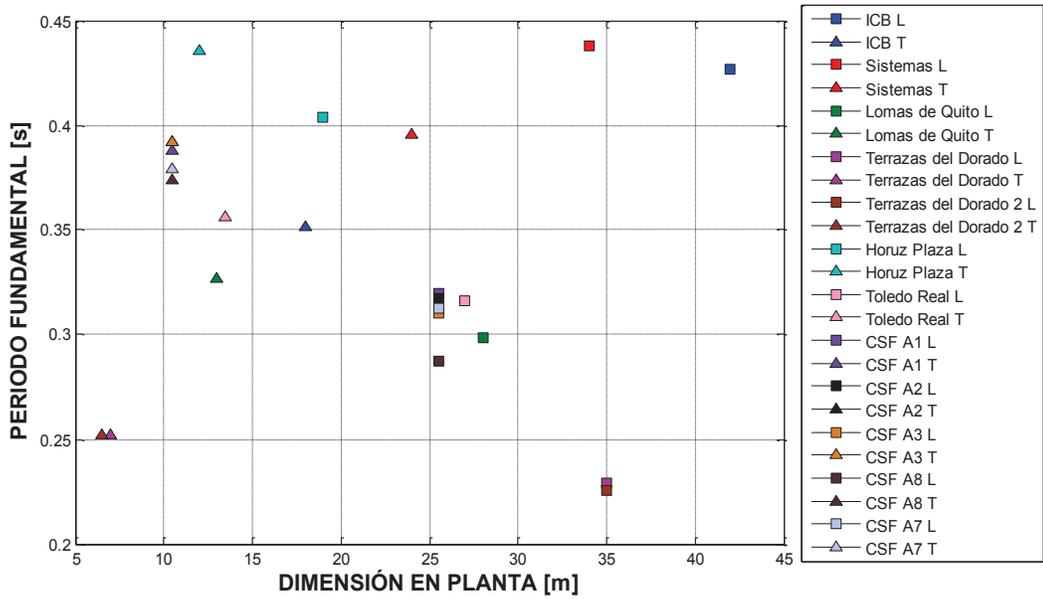
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para estructuras de 6 pisos, en la figura 4.9.a se aprecia que la mayor parte de las edificaciones son más rígidas en la dimensión larga que en la corta, excepto para los edificios de la Facultad de Ingeniería en Sistemas e ICB en los cuales se presenta una situación contraria, lo que quiere decir que no siempre a mayor longitud se tiene un menor periodo. Para todas las estructuras de 8 y 16 pisos la dimensión larga es más rígida respecto a la otra dimensión, como se presenta en las figuras 4.9.b y c.

Además en algunos edificios de seis pisos se observa que a pesar de existir una diferencia entre las dimensiones en planta (longitudinal/transversal) de hasta el doble, sus periodos varían en un rango muy corto (0.05 [s]). Para la mayoría de edificaciones de 8 y 16 pisos, el rango de variación de periodos es mayor, esto puede ser debido a que tienen muros estructurales, los mismos que afectan el comportamiento dinámico según la ubicación, sentido y longitud, aumentando la rigidez en una dirección u otra de la estructura.

FIGURA 4.9 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LAS DIMENSIONES EN PLANTA DE LAS EDIFICACIONES.

a) Edificios de 6 pisos



b) Edificios de 16 pisos

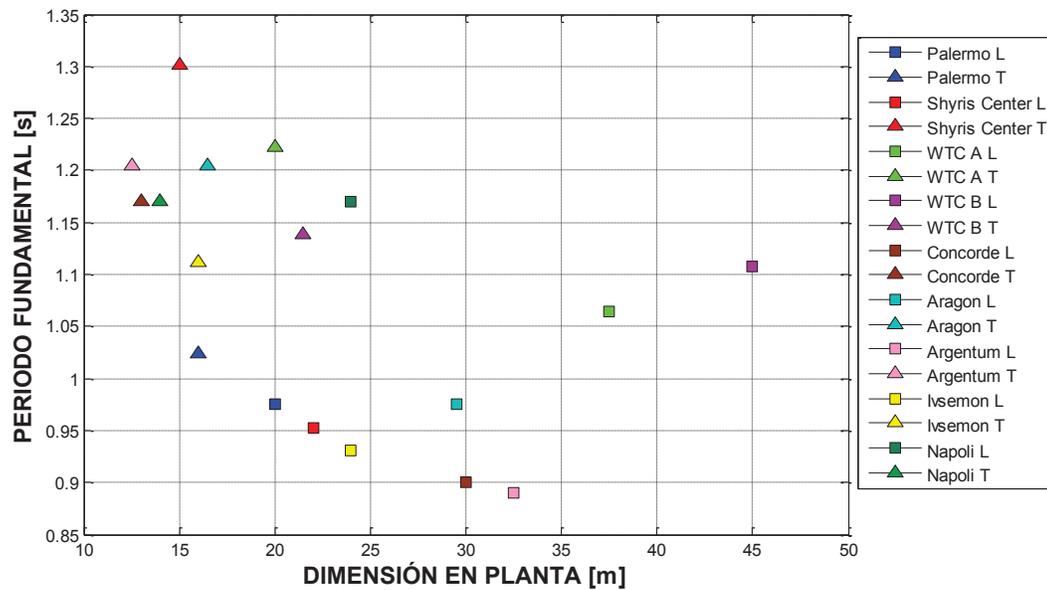
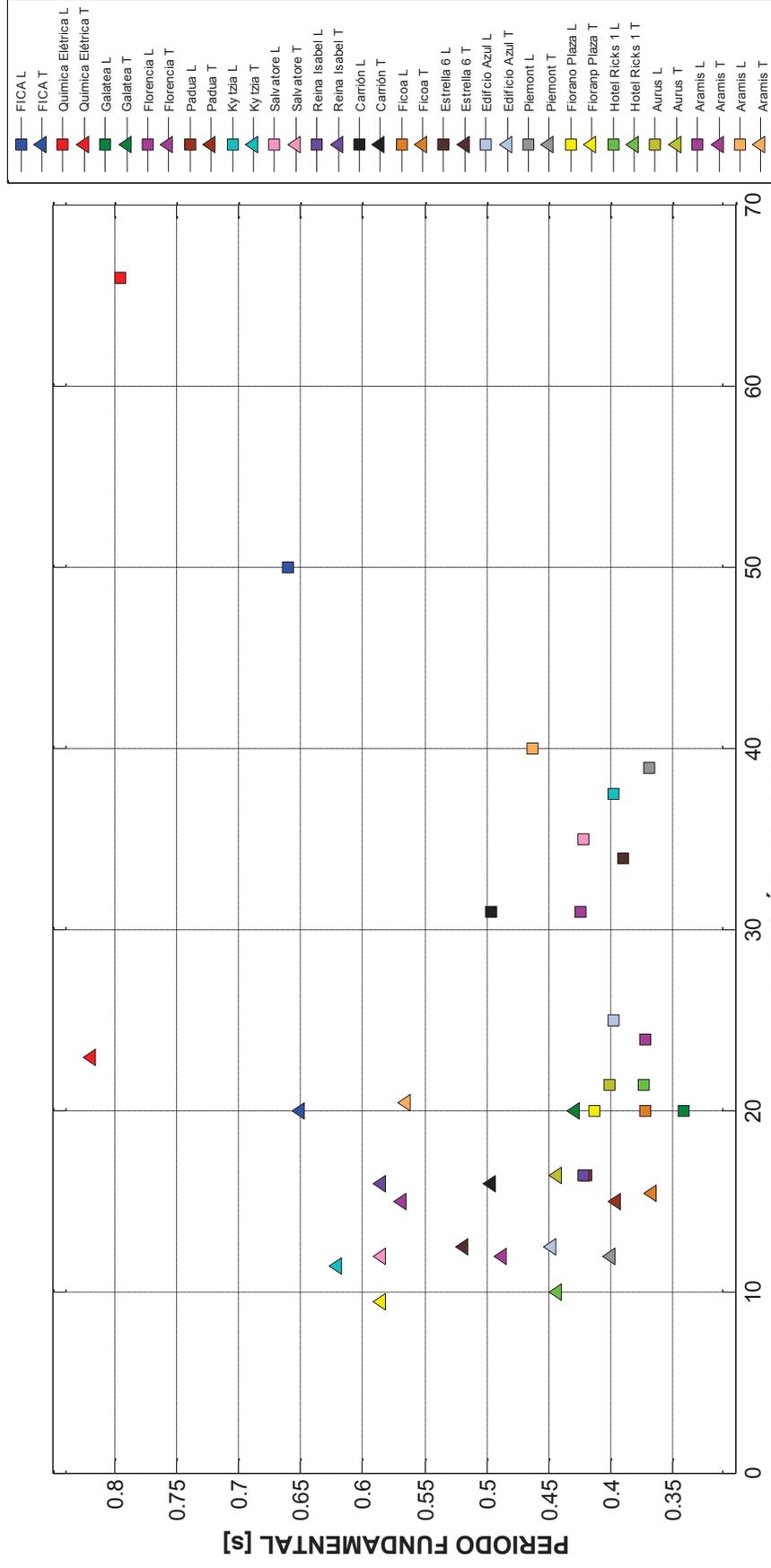


FIGURA 4.9 CONTINUACIÓN.

c) Edificios de 8 pisos

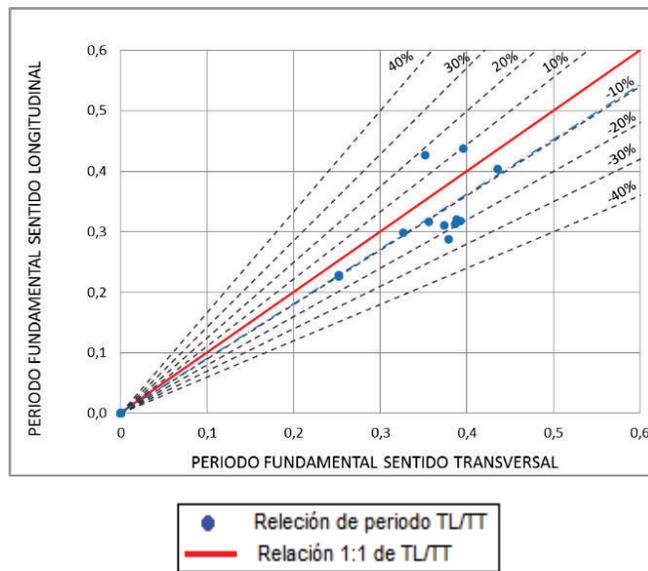


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El 74% de las edificaciones analizadas son más rígidas en el sentido longitudinal, esto se explica porque en esta dirección se tiene mayor longitud de vigas y mayor número de columnas. En la figura 4.10 se puede observar este fenómeno, donde la relación entre el periodo fundamental transversal y longitudinal para edificios de 6, 8 y 16 pisos está debajo de la línea roja, la que representa una relación 1:1.

FIGURA 4.10 RELACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL LONGITUDINAL RESPECTO AL TRANSVERSAL.

a) Edificios de 6 pisos



b) Edificios de 8 pisos

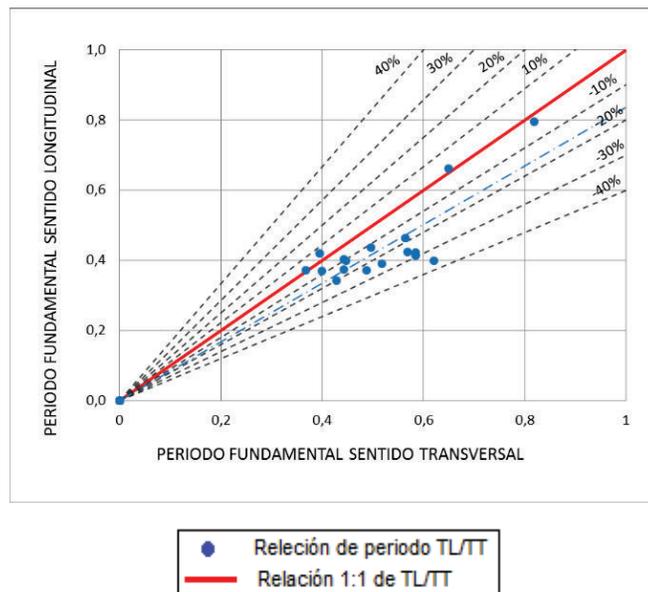
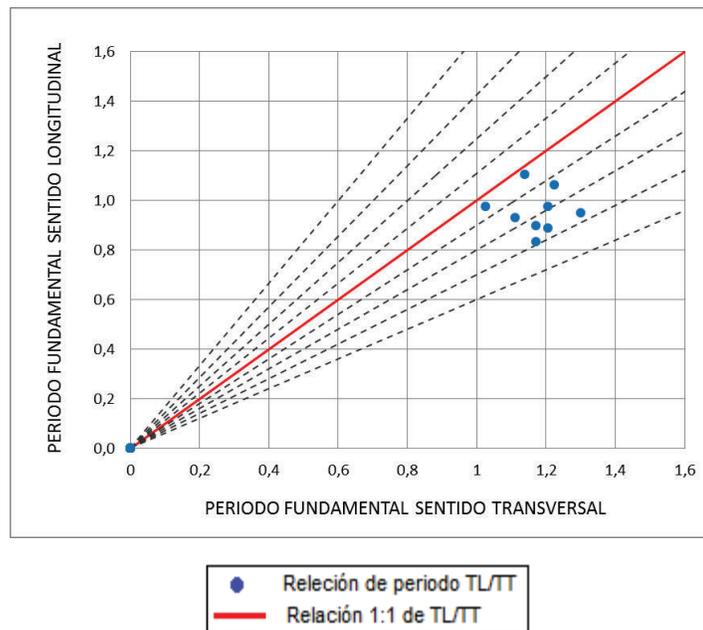


FIGURA 4.10 CONTINUACIÓN

c) Edificios de 16 pisos

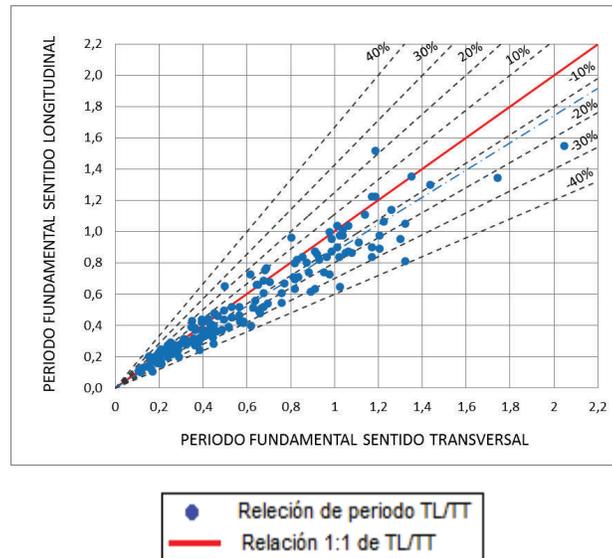


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Además para los edificios de 6, 8 y 16 pisos se tiene una relación entre el periodo longitudinal y transversal máxima de 24.2%, 35% y 28.7% respectivamente, esto puede deberse al comportamiento de muros estructurales o mampostería, ya que logran rigidizar más a la edificación en un solo sentido.

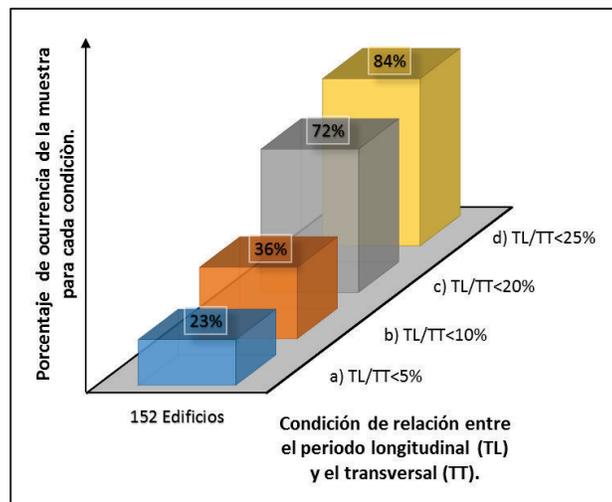
Del mismo modo se hace un análisis del periodo longitudinal respecto al transversal para toda la base de datos como se observa en la figura 4.11, donde existen ciertos casos en los que la diferencia entre periodos es considerable. Por consiguiente se examinó cuan frecuente sucede este fenómeno en la muestra, y se encontró que la diferencia menor a un 10% ocurre en un 36% de los edificios en estudio y menor al 25% en el 84% de las estructuras analizadas como se presenta en la figura 4.12.

FIGURA 4.11 RELACIÓN DE PERIODO FUNDAMENTAL LONGITUDINAL RESPECTO AL TRANSVERSAL PARA TODA LA BASE DE DATOS.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 4.12 FRECUENCIA DE OCURRENCIA DE LA RELACIÓN ENTRE EL PERIODO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

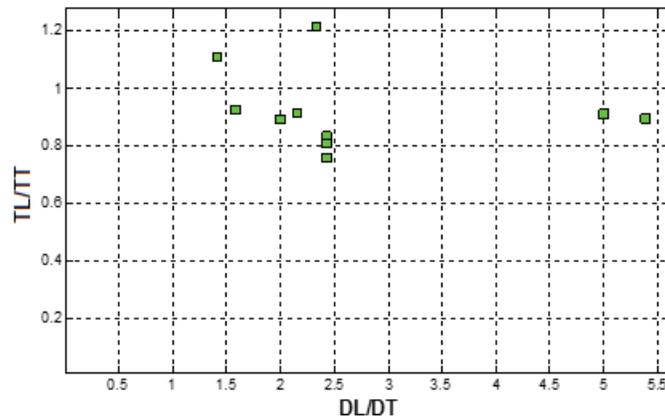
En la base de datos, el 16% de las estructuras son 25% más rígidas en una dirección respecto a la otra; sin embargo, esta diferencia de rigidez puede ser por razones ajenas a las dimensiones en planta, como el sentido de columnas, ubicación y longitud de muros estructurales. Haciendo un análisis con este 16% se

descarta a estructuras con muros (mayores a 8 pisos) y con una relación de periodo menor al 25%, y se encontró que un 3% puede depender de las dimensiones en planta, aunque no se descarta que se deba a la mampostería. En consecuencia este análisis demuestra que las dimensiones en planta no son tan influyentes en el cálculo del periodo.

También a partir de la figura 4.13 y 4.14 se concluye que no existe una dependencia clara entre el periodo fundamental y las dimensiones en planta, porque a medida que aumenta la relación de las dimensiones en planta (DL/DT), la relación del periodo transversal sobre el periodo longitudinal (TL/TT) no varía de manera considerable.

FIGURA 4.13 CORRELACIÓN DE PERIODOS (TL/TT) RESPECTO A LAS DIMENSIONES EN PLANTA (DL/DT).

a) Edificios de 6 pisos



b) Edificios de 8 pisos

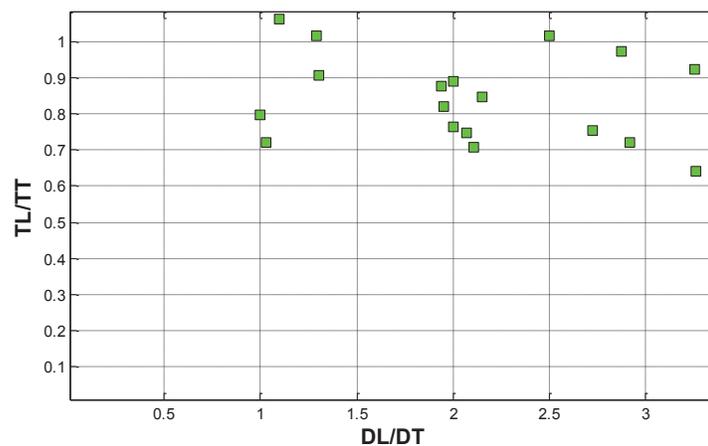
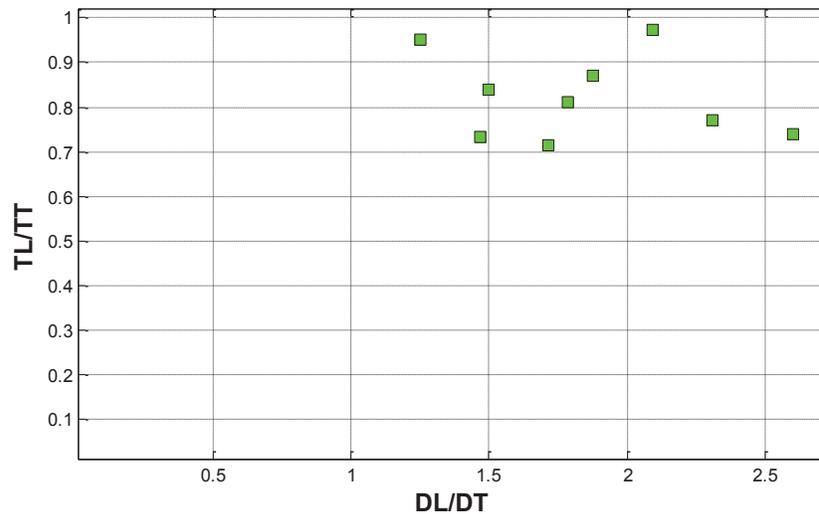
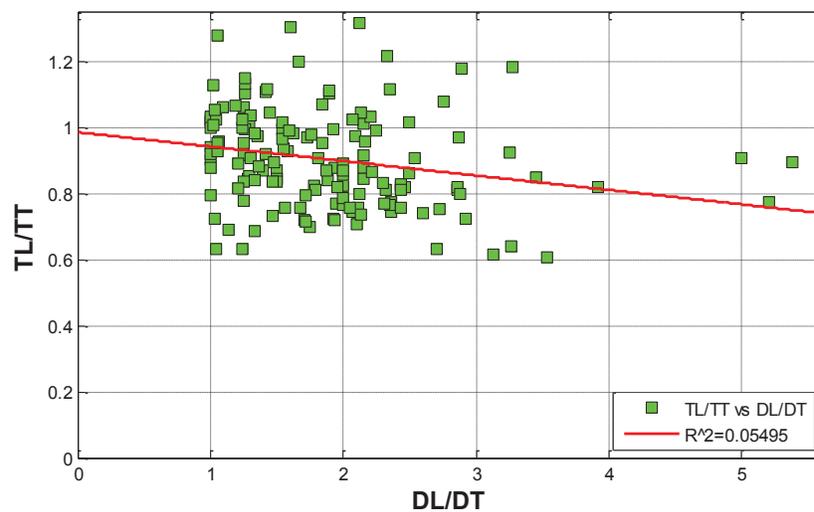


FIGURA 4.13 CONTINUACIÓN

c) Edificios de 16 pisos



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 4.14 CORRELACIÓN DE PERIODOS (TL/TT) RESPECTO A DIMENSIONES (DL/DT) PARA TODOS LOS DATOS.

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En la figura 4.14 se presenta la relación de periodos (TL/TT) respecto a la relación de dimensiones en planta (DL/DT) para toda la muestra, aquí se observa que el factor de correlación es muy bajo (0.05495), es decir no existe una relación directa entre el periodo y las dimensiones en planta. Por todas las razones mencionadas

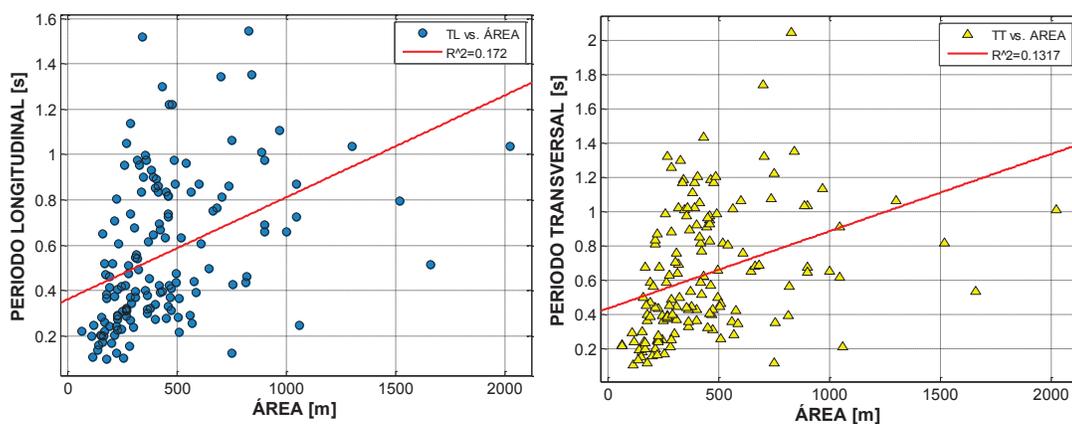
anteriormente se concluye que este parámetro no tiene mayor relevancia en el cálculo de periodo fundamental.

4.2.2 ÁREA EN PLANTA

Un parámetro importante para el cálculo del periodo es la rigidez de la estructura, esta depende directamente de la inercia de los elementos estructurales, entonces se podría decir que a mayor área en planta se tendrá mayor número de elementos estructurales, por lo que se esperaría un aumento de rigidez del edificio. Por consiguiente es importante conocer si el área en planta influye directamente en el cálculo del periodo fundamental, es decir que en estructuras de mayor área en planta tenga un menor periodo, dicho de otra manera se espera que el área en planta aporte rigidez a la edificación.

Para verificar si este factor interviene o no en el cálculo del periodo se hizo un análisis de relación entre los periodos longitudinal y transversal con el área, obteniéndose un 0.17 y 0.13 de correlación respectivamente, como se presenta en la figura 4.15. Por lo cual se concluye que el periodo no depende de forma directa de este parámetro. Además en la figura 4.16 se observa que no existe una tendencia clara debido a los valores dispersos.

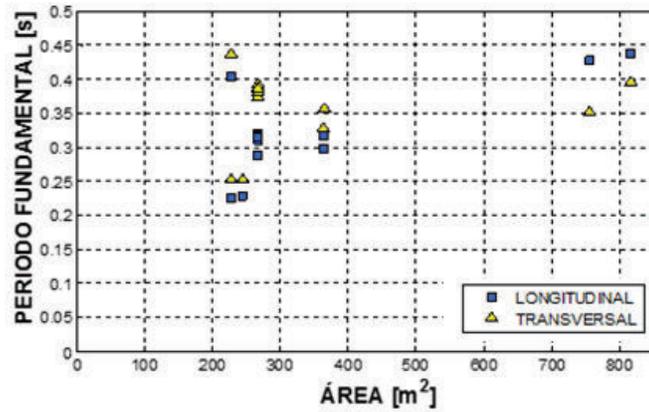
FIGURA 4.15 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL ÁREA PARA TODA LA MUESTRA



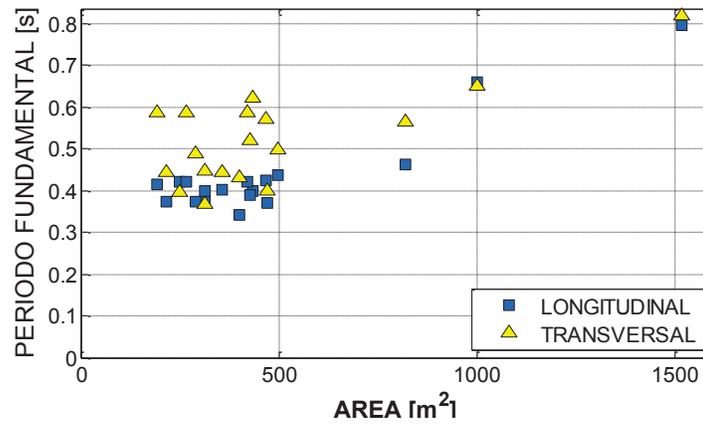
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 4.16 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL ÁREA EN PLANTA DE EDIFICACIONES.

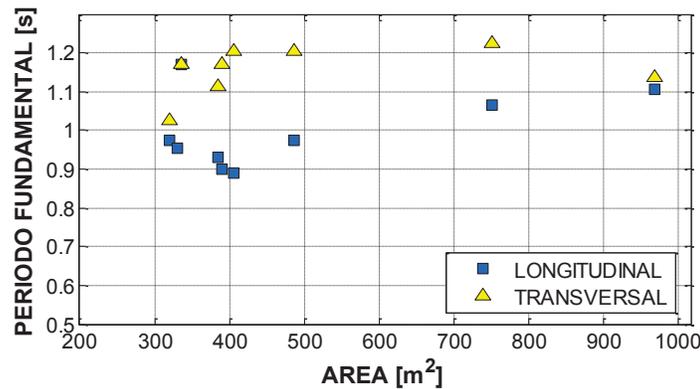
a) Edificios de 6 pisos



b) Edificios de 8 pisos



c) Edificios de 16 pisos

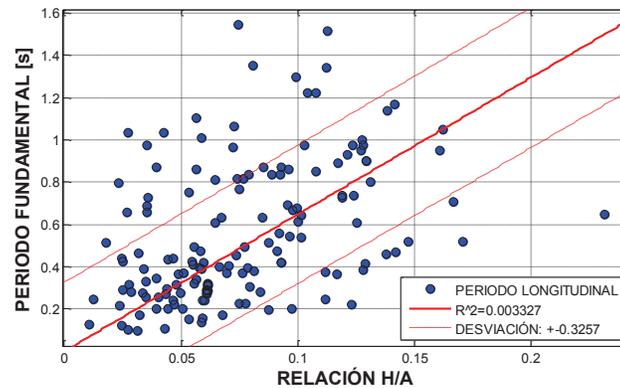


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

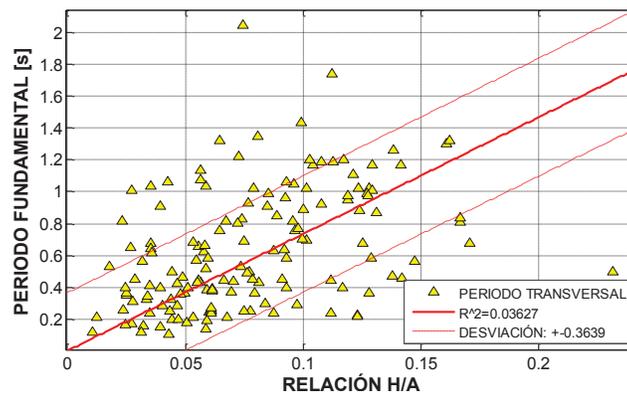
En la figura 4.17 se presenta un análisis del periodo respecto a la relación altura-área (H/A), donde se observa que no existe una correlación con este parámetro.

FIGURA 4.17 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA RELACIÓN ALTURA-ÁREA EN PLANTA PARA TODA LA MUESTRA.

a) Periodo Longitudinal



b) Periodo transversal



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Por las razones expuestas anteriormente se concluye que el área no influye directamente en el cálculo del periodo fundamental.

4.2.3 AÑO DE CONSTRUCCIÓN

El año de construcción puede ser un parámetro significativo en zonas con alta probabilidad de ocurrencia de un sismo, debido a que las estructuras pueden sufrir daños por sismos fuertes o también por la implementación de normas sismorresistentes (Guillier et al., 2014). Las normas sismorresistentes son recomendaciones para mejorar el desempeño de las edificaciones considerando la rigidez y ductilidad de las mismas, mientras que los eventos sísmicos dependiendo de su magnitud pueden causar daños o agrietamientos en el

hormigón, donde la inercia de las secciones se ve afectada, disminuyendo la rigidez de la estructura.

En el Cuadro 4.1 se resumen las diferentes normas de construcción sismorresistentes en el Ecuador.

CUADRO 4.1 AÑO DE PUBLICACIÓN DE LAS NORMAS DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTES EN EL ECUADOR.

NORMA DE CONSTRUCCIÓN	AÑO DE PUBLICACIÓN
Código Ecuatoriano de Construcción	1977
Código Ecuatoriano de Construcción	2002
Norma Ecuatoriana de Construcción	2015

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

Los sismos que pudieron generar daños en las estructuras del DMQ son el sismo ocurrido el 10 de agosto de 1990, con una magnitud momento de 5.3 en la falla de Quito, donde tres personas murieron en Pomasqui (Beauval et al., 2014) y el de Baeza en 1987 de $M_w=7.2$ a una distancia de 100km de Quito causando daño principalmente en las cúpulas de las iglesias (Singaicho, 2009).

Debido a los puntos mencionados anteriormente, la clasificación de esta investigación se basa en dos acontecimientos importantes. Primero se divide a la muestra en el año 1990 para observar si existieron daños en las estructuras ocasionados por los sismos y el segundo la aplicación del Código de Construcción Sismorresistente 2002. Por lo tanto la clasificación de edificios según el año de construcción, está distribuido según el Cuadro 4.2, donde se observa que se tiene una muestra uniforme.

CUADRO 4.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL AÑO DE CONSTRUCCIÓN.

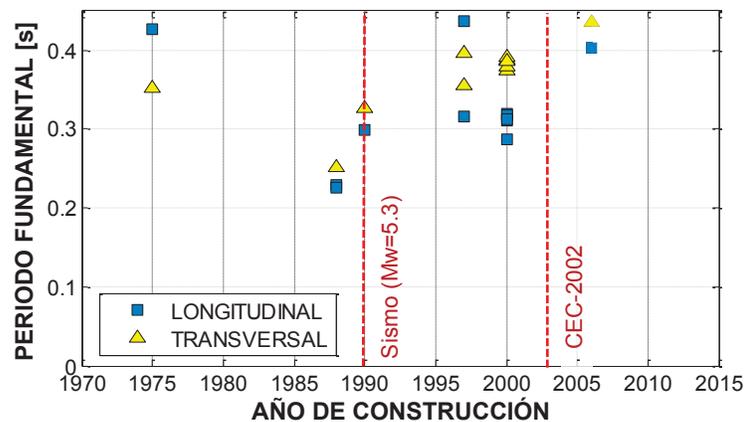
CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS SEGÚN EL AÑO				
CRONOLOGIA	ANTES 1990	1990-2002	DESPUÉS 2002	TOTAL
NÚMERO	57	55	40	152

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Esta investigación permitirá ver si existe un cambio de rigidez en las edificaciones; para esto se realiza una gráfica del periodo respecto al año de construcción donde se marcan el año 1990 y 2012 con una línea segmentada roja, con el fin de determinar si hay cambios de rigidez antes y después de los sismos de 1990 y 1987, y por la implementación del CEC-2002. En la figura 4.18 se observa que las edificaciones con mayor periodo fundamental son estructuras construidas antes de 2002; asumiendo que todos los edificios se construyeron en base a códigos, se resalta que la implementación del código CEC-2002 marca un incremento significativo en la rigidez de las estructuras de mediana y gran altura.

FIGURA 4.18 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO AL AÑO DE CONSTRUCCIÓN.

a) Edificios de 6 pisos



b) Edificios de 8 pisos

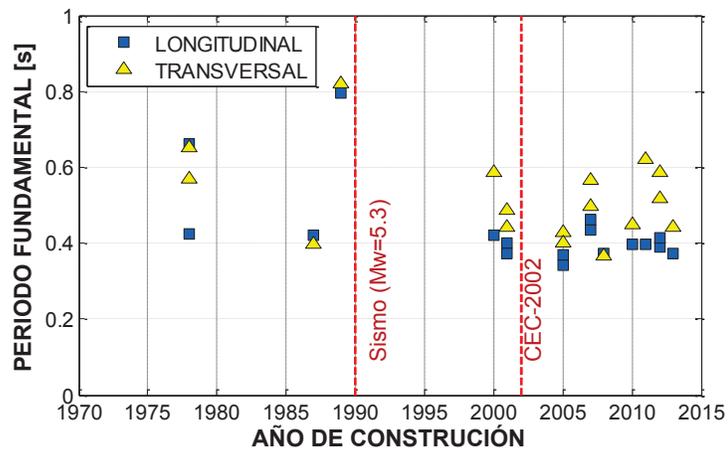
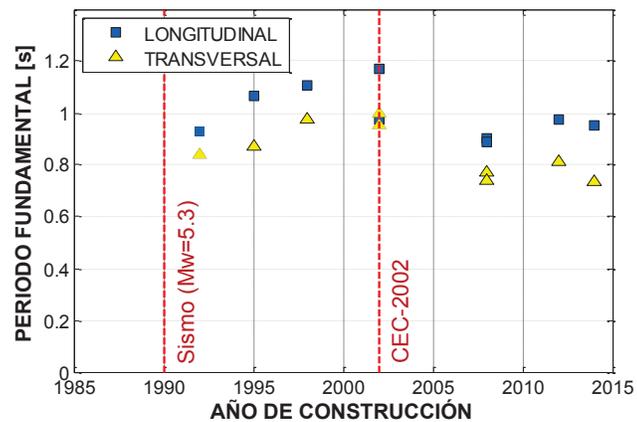


FIGURA 4.18 CONTINUACIÓN

c) Edificios de 16 pisos



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El año de construcción es importante en el periodo de vibración, principalmente para reforzamiento. Por tal razón en el siguiente subcapítulo se toma en cuenta dicho parámetro y se clasifica a la muestra según el mismo, con la finalidad de elaborar ábacos que den como resultado el periodo de vibración de la estructura en función de la altura y del año de construcción.

4.3 INFLUENCIA DE LA ALTURA Y NÚMERO DE PISOS EN EL CÁLCULO DEL PERIODO.

La altura y el número de pisos son los parámetros más influyentes en el cálculo del periodo aproximado según investigaciones similares realizadas en varios países, debido a que el factor de correlación encontrado es alto, como por ejemplo en Francia se tiene un coeficiente de correlación periodo-altura del 0.85-0.90 (Longitudinal – Transversal) (Michel et al., 2010). Además todos los estudios encuentran una ecuación del periodo aproximado en función de la altura o número de pisos como se observa en el cuadro 1.1. Por tanto para la base de datos de esta tesis se hizo un análisis respecto a la altura y número de pisos, para conocer el factor de correlación existente. Al comparar las líneas de tendencia de las gráficas del periodo respecto a la altura y al número de pisos, se encuentra que el factor de correlación es de [0.83-0.86] y [0.82-0.85] respectivamente. Además la desviación estándar es menor por lo que existe menor grado de dispersión como se presentan

en el cuadro 4.3 y la figura 4.20. Concluyendo así que el número de pisos y la altura de la edificación son los parámetros más influyentes en el cálculo simplificado del periodo aproximado, y que existe un mejor ajuste de la línea de tendencia para la relación periodo-altura de las edificaciones.

CUADRO 4.3 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA EL PERIODO RESPECTO A LA ALTURA Y NÚMERO DE PISOS

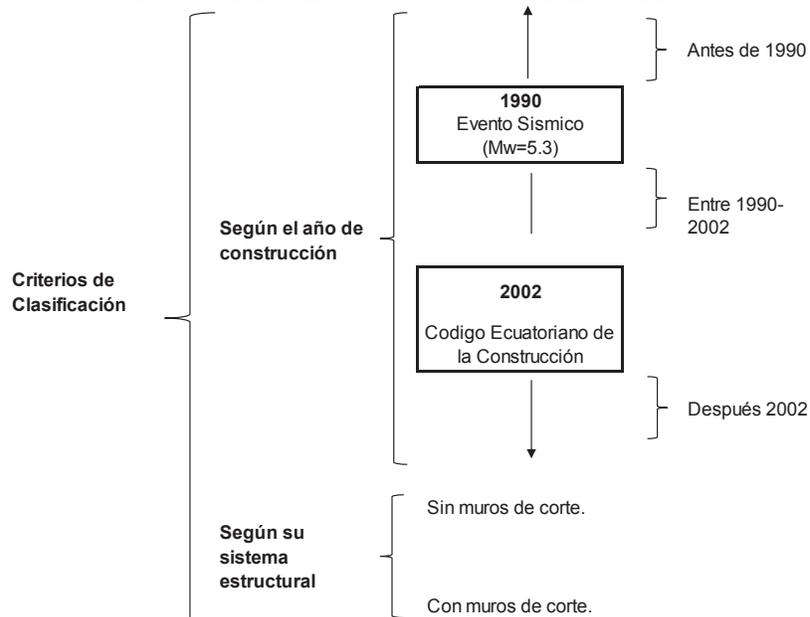
PERIODO	ALTURA		NÚMERO DE PISOS	
	R^2	σ	R^2	σ
LONGITUDINAL	0,8337	0,1318	0,8215	0,1365
TRANSVERSAL	0,862	0,1377	0,854	0,1416

Donde:
 R^2 : coeficiente de correlación σ : desviación estándar

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

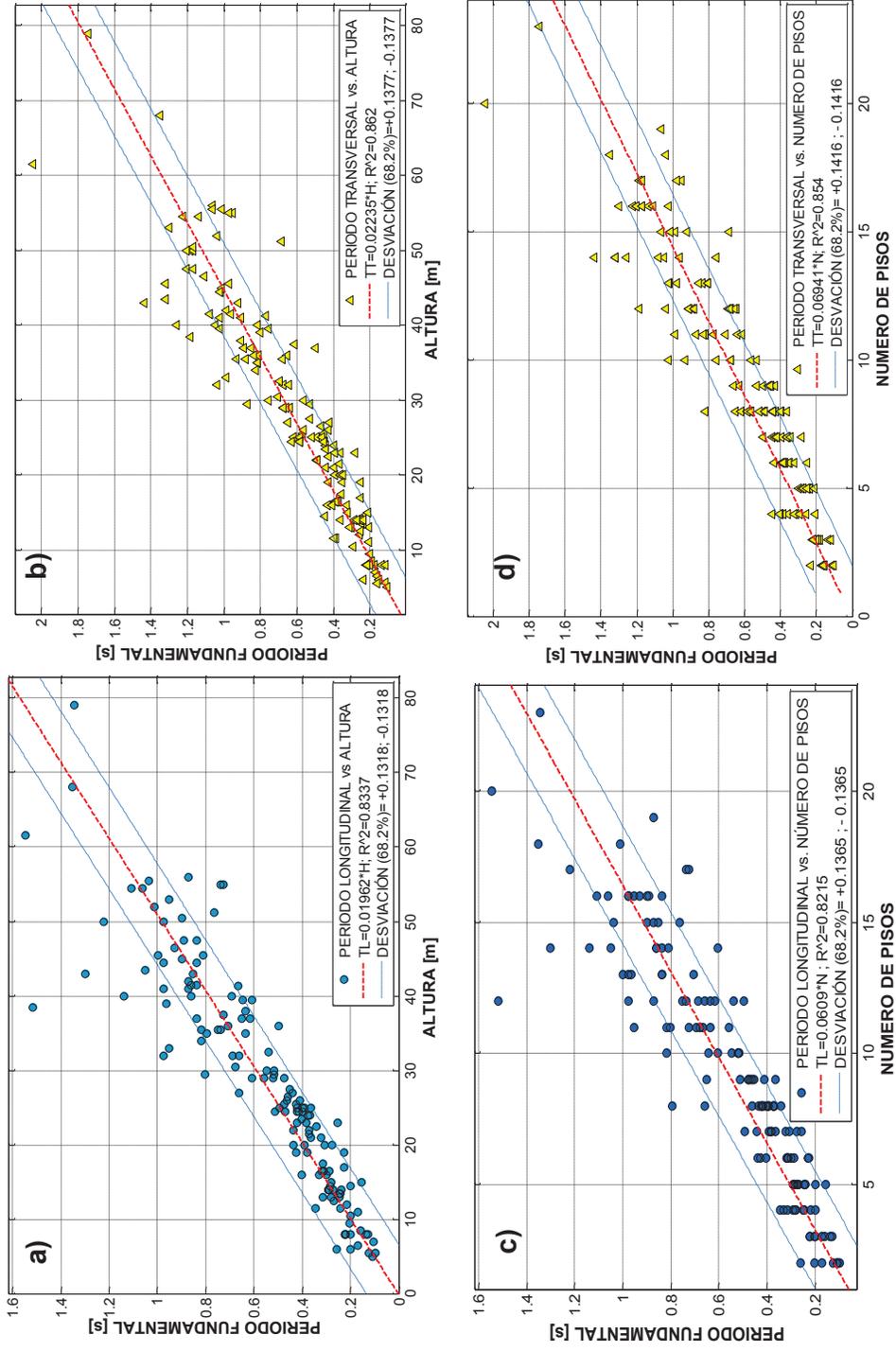
La altura de la edificación es el parámetro que más influye en el cálculo aproximado del período fundamental, con un coeficiente de correlación de 0.83-0.86 por esta razón se encuentran las ecuaciones en función de la altura. En busca de mejorar el ajuste de la tendencia, y disminuir la desviación estándar se clasifica a la muestra según el año de construcción, y según el sistema estructural (si la estructura posee o no muros de corte), como se presenta en la figura 4.19.

FIGURA 4.19 CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 4.20 a) TL RESPECTO A ALTURA, b) TT RESPECTO A LA ALTURA c) TL RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS, d) TT RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

4.4 ECUACIONES PARA EL CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN FUNCIÓN DE LA ALTURA.

La altura es el parámetro más influyente en la determinación del periodo de la estructura, por lo que se puede proponer ecuaciones que sólo dependan de ella y obtener una buena correlación. A continuación se proponen ecuaciones en base a las características constructivas de las edificaciones analizadas, es decir, se divide a la muestra en: sin muros estructurales (edificaciones menores a 8 pisos), con muros estructurales (edificaciones mayores a 8 pisos) y año de construcción. Ya que las estructuras con muros estructurales presentan mayor rigidez comparado a las estructuras de pórticos simples, y el periodo de vibración está directamente influenciado por la rigidez de la edificación, por esta razón es importante separar a nuestra muestra, para así obtener dos ecuaciones adecuadas.

En el cuadro 4.4 se presenta la clasificación y el número de estructuras que le corresponden a cada una de ellas.

CUADRO 4.4 CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA - NÚMERO DE EDIFICIOS POR CADA GRUPO.

	<1990	1990-2002	>2002
<8 pisos (<27 [m])	23 (GRUPO A.1)	24 (GRUPO B.1)	12 (GRUPO C.1)
>8 pisos (>27 [m])	34 (GRUPO A.2)	31 (GRUPO B.2)	28 (GRUPO C.2)
Subtotal	57	55	40
TOTAL	152		

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Más adelante se presenta las líneas de tendencia y desviación estándar para los periodos fundamentales de edificaciones según la clasificación descrita en el cuadro 4.4, además se excluyen las señales de edificaciones que son irregulares en planta o elevación.

FIGURA 4.21 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA PARA EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE 1990.

Grupo A1 – Edificios de baja altura.

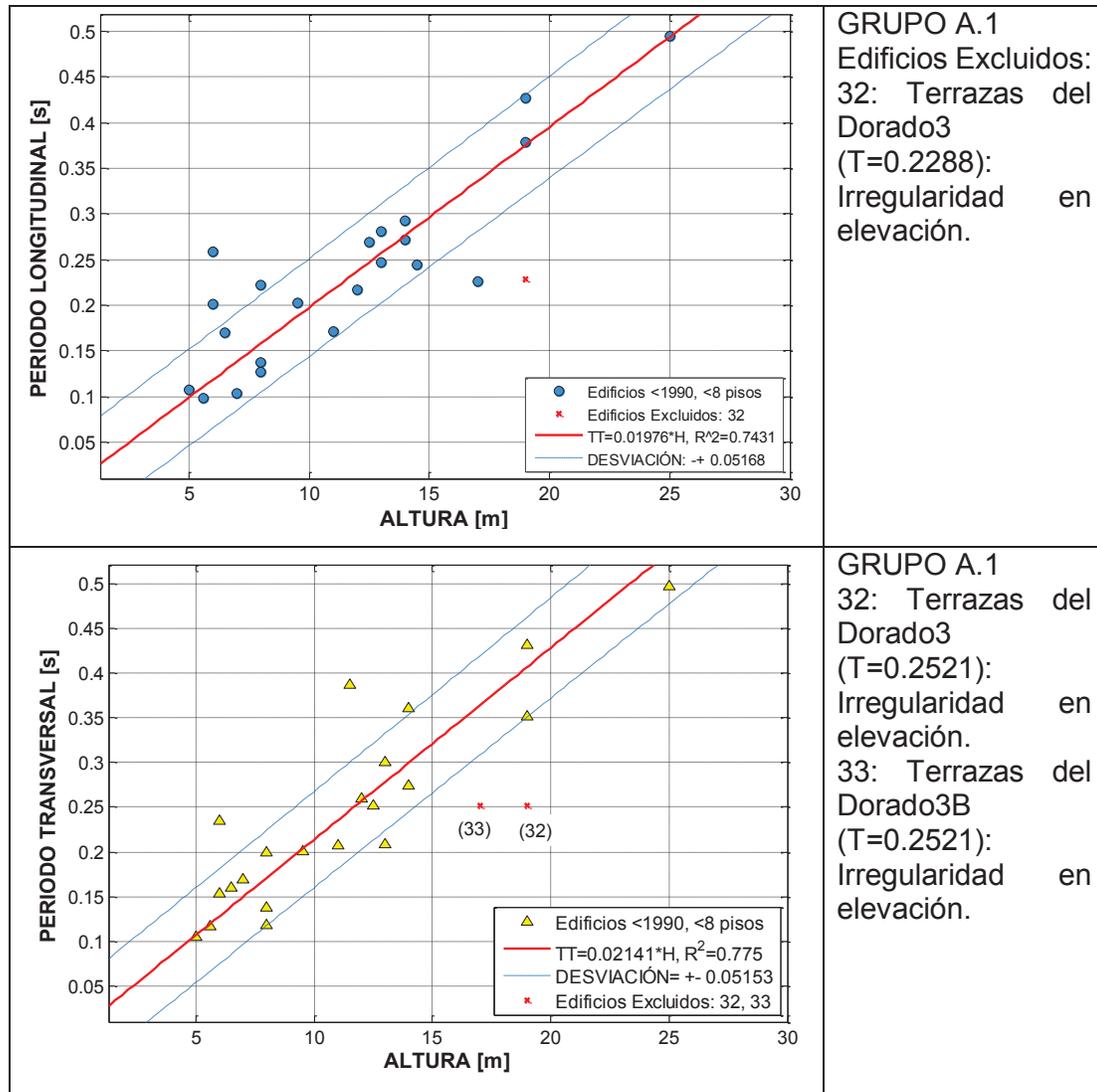
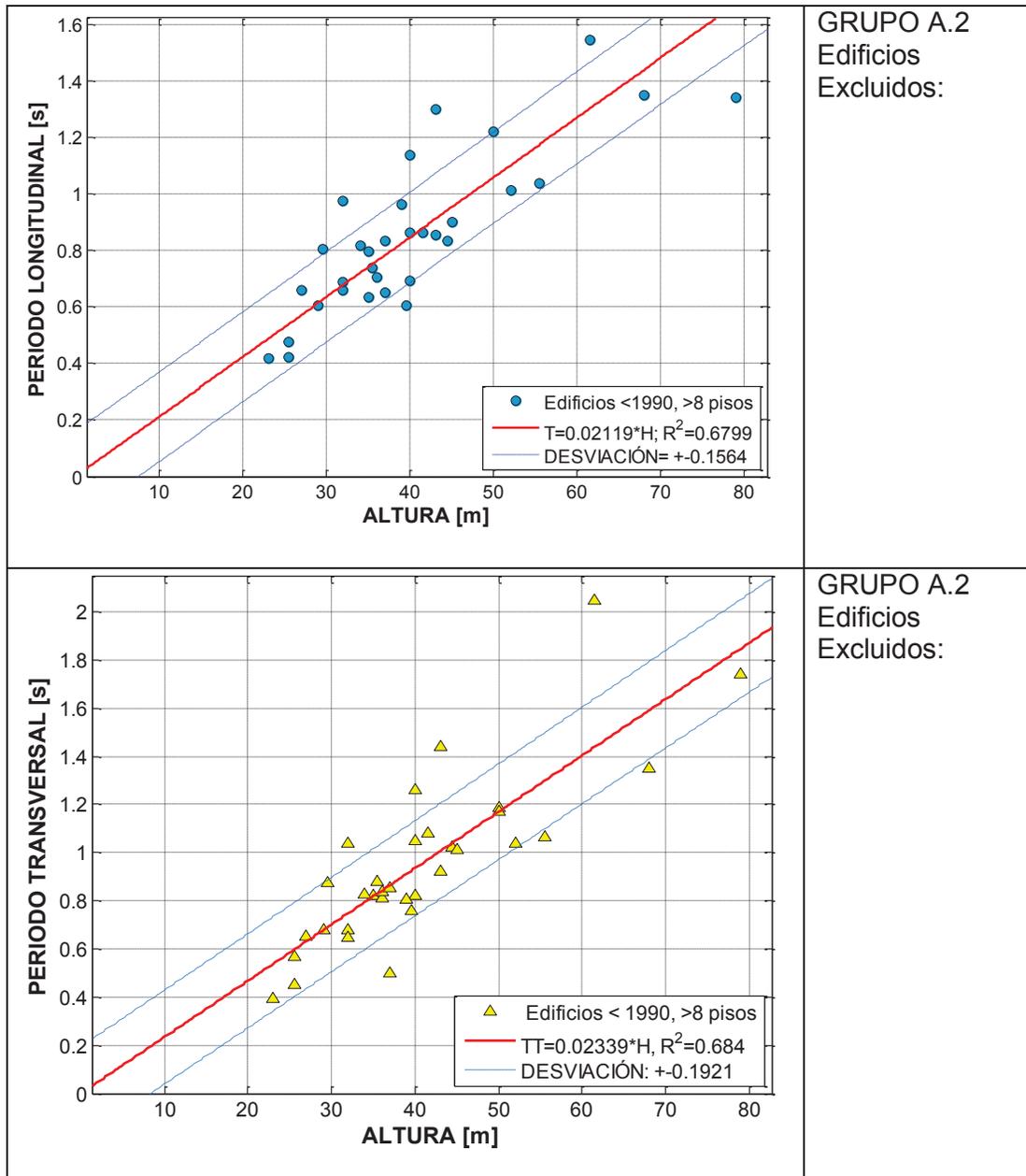


FIGURA 4.21 CONTINUACIÓN

Grupo A2 – Edificios altos.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 4.22 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA PARA EDIFICIOS CONSTRUIDOS ENTRE 1990 Y 2002

Grupo B1 – Edificios de baja altura.

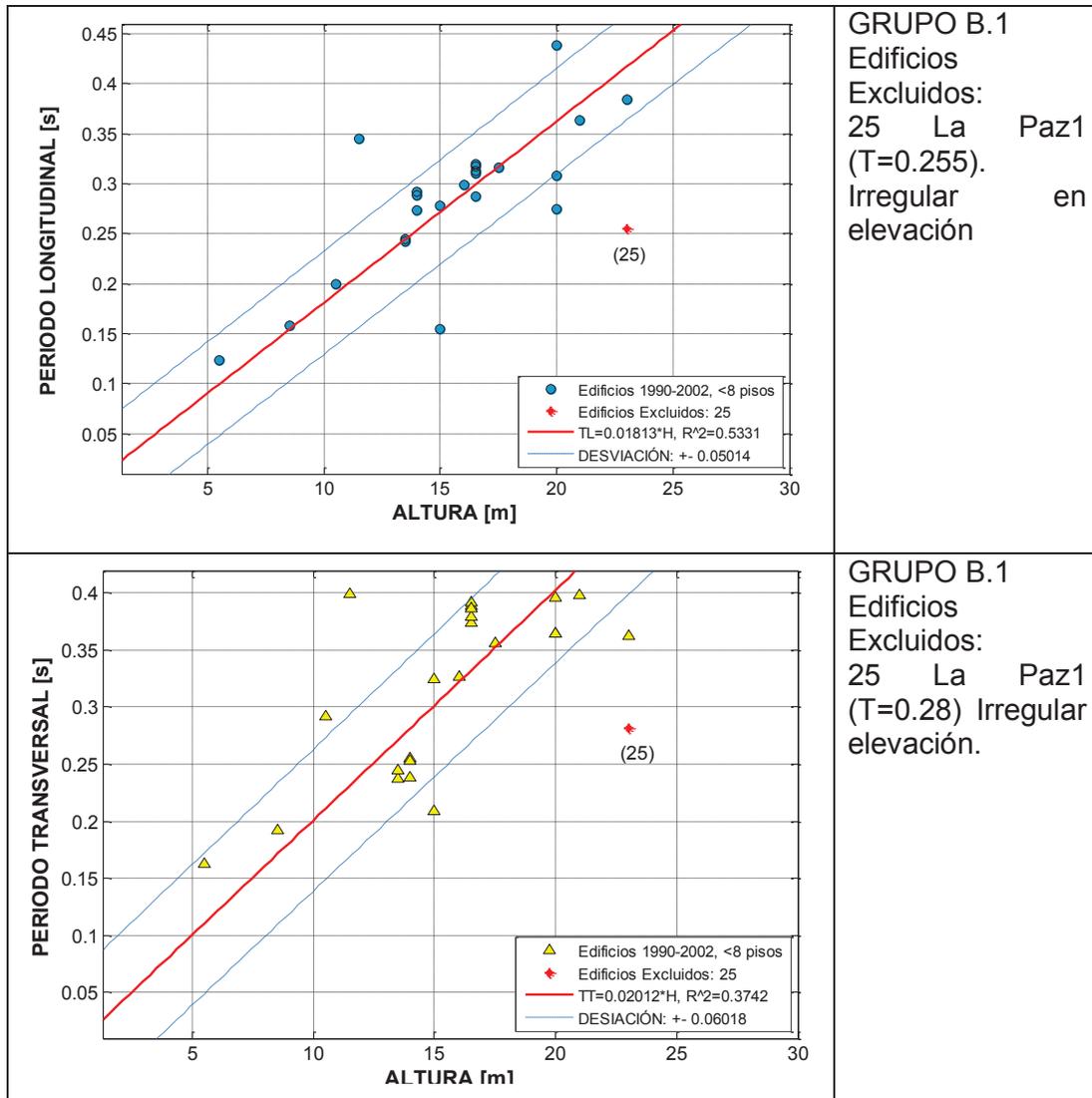
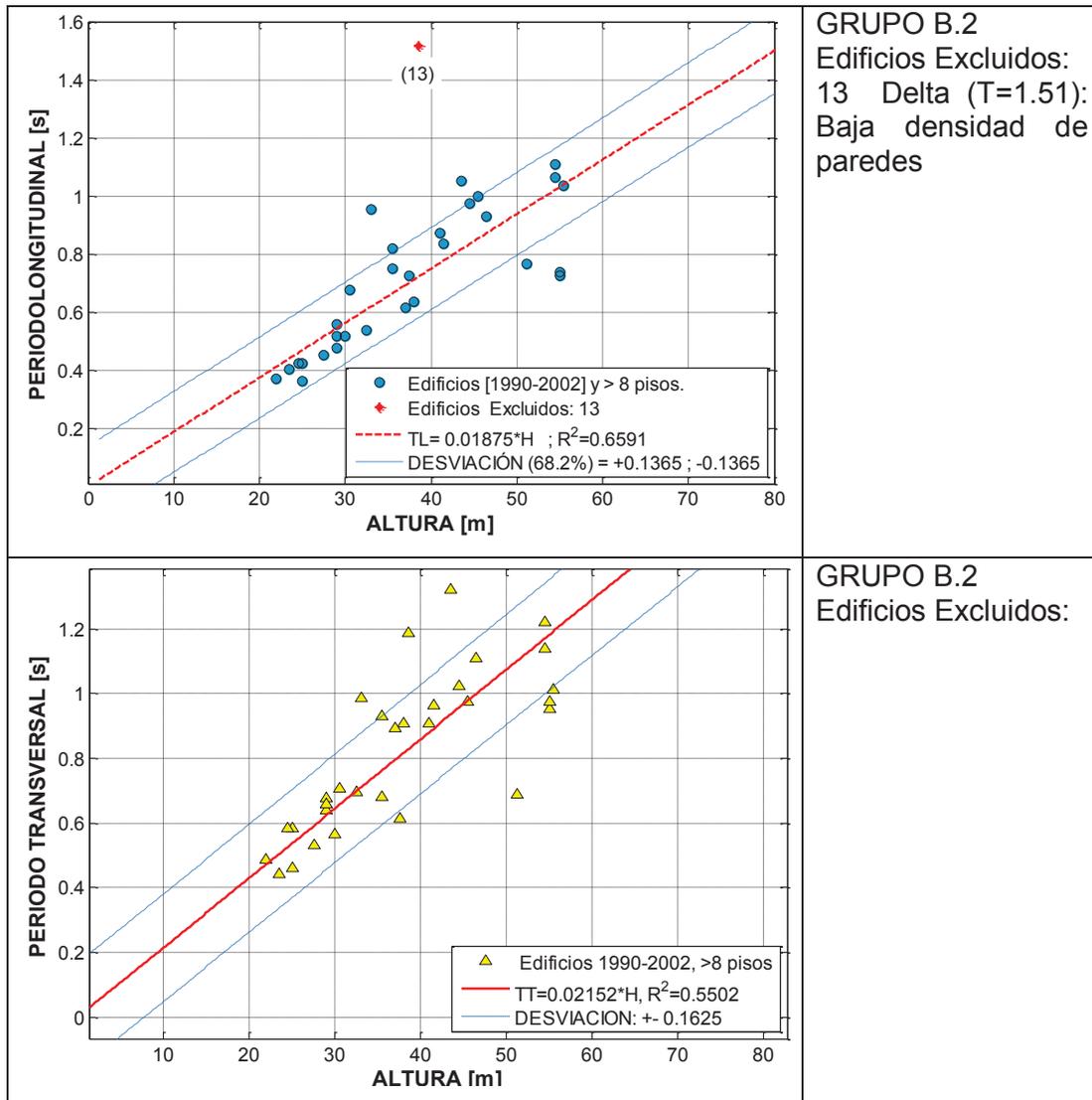


FIGURA 4.22 CONTINUACIÓN

Grupo B2 – Edificios altos.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

FIGURA 4.23 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA PARA EDIFICIOS CONSTRUIDOS DESPUÉS DEL 2002

Grupo C1 – Edificios de baja altura.

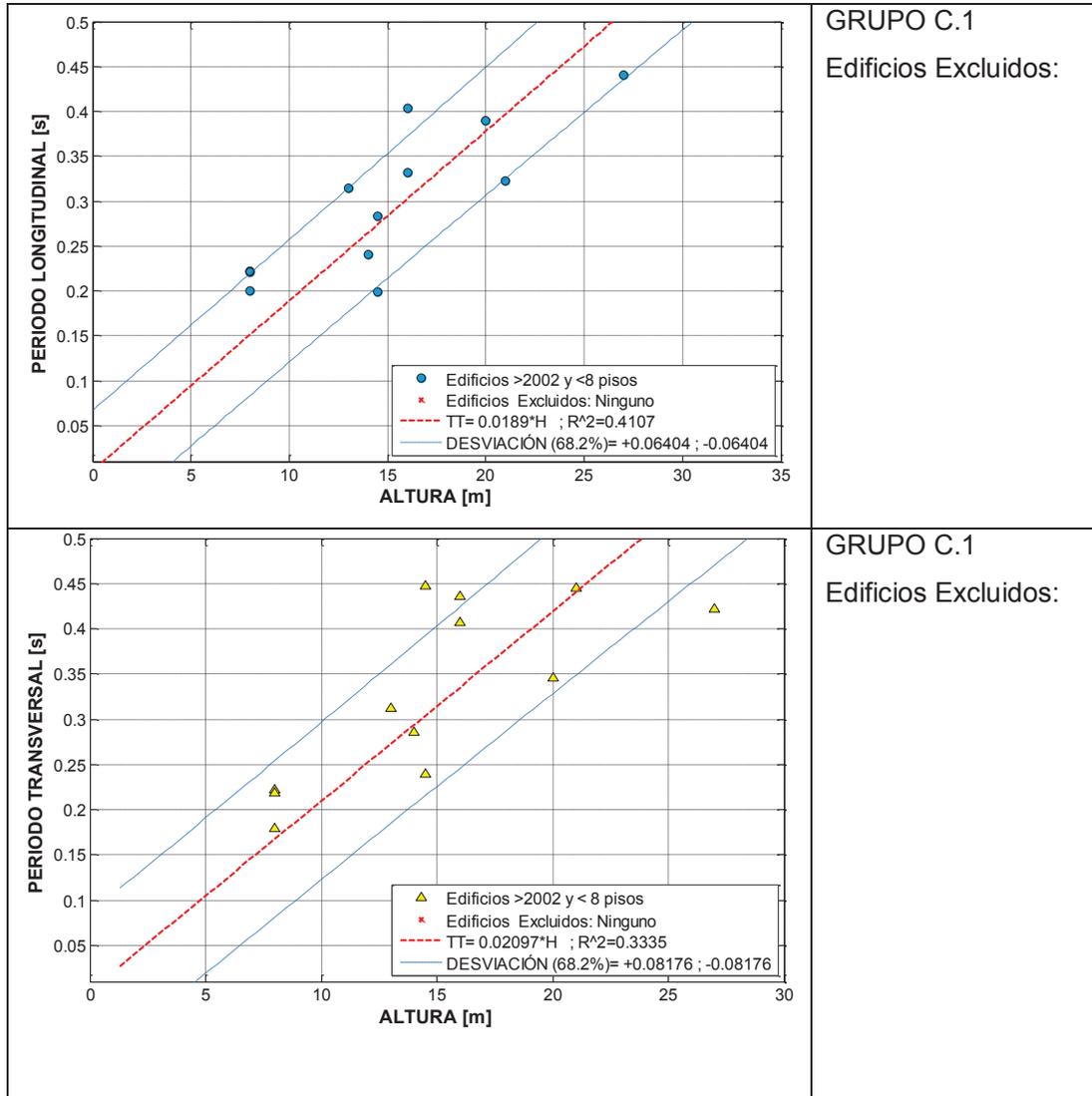
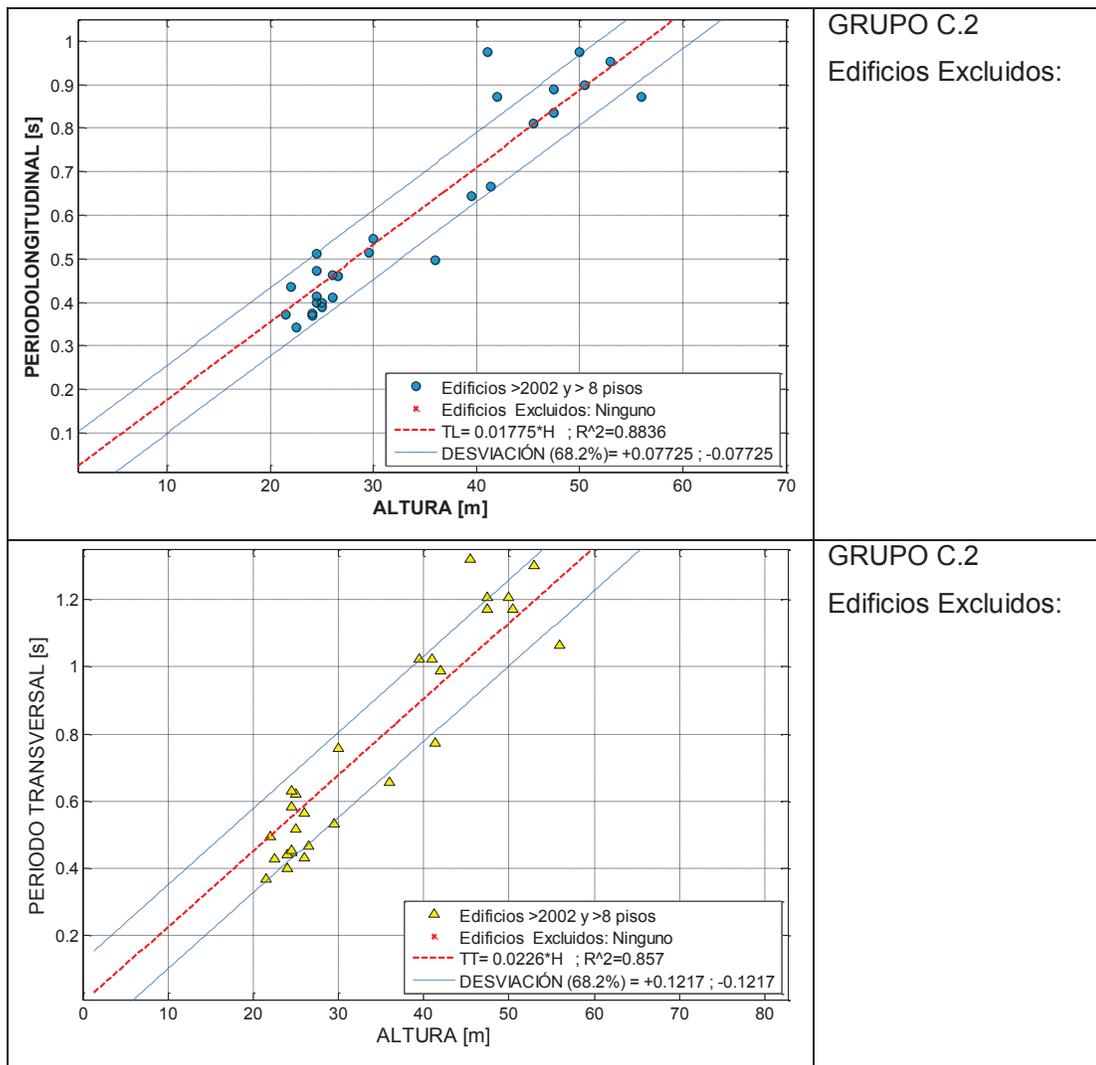


FIGURA 4.23 CONTINUACIÓN

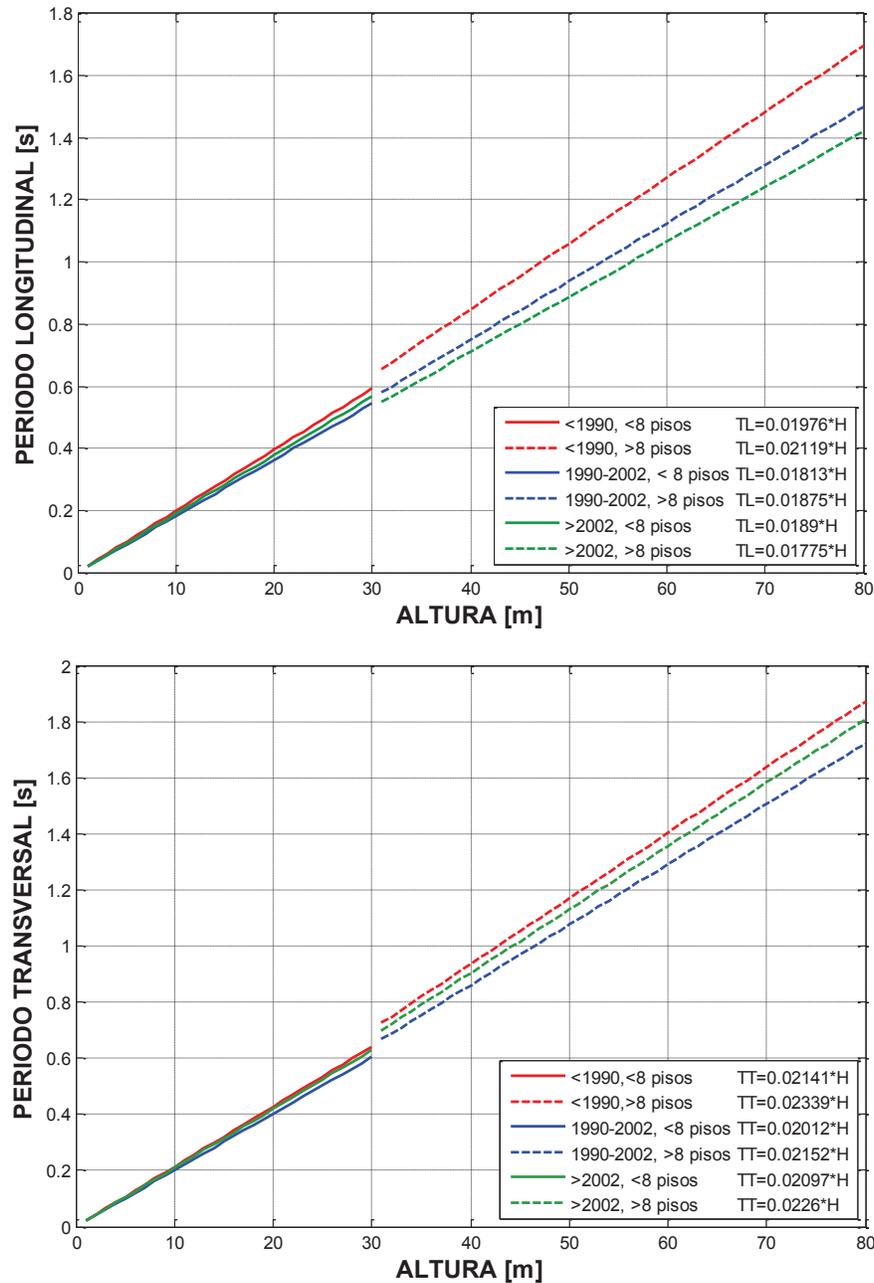
Grupo C2 – Edificios altos.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En la figura 4.24 se muestra un resumen de las líneas de tendencia de periodo fundamental según el año de construcción y configuración estructural. Además se presenta una síntesis de las ecuaciones para el cálculo del periodo en el cuadro 4.5 y los parámetros estadísticos para cada una de las ecuaciones en el cuadro 4.6.

FIGURA 4.24 RESUMEN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA, SEGÚN SU AÑO DE CONSTRUCCIÓN Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los edificios construidos antes de 1990 son más flexibles que las estructuras levantadas después de este año, esto se debe a que los códigos sismorresistentes en el país no estaban muy desarrollados y no eran de uso obligatorio. Además

podieron sufrir daños en el paso del tiempo. Las edificaciones de baja altura, no muestran una variación notoria de periodos para los diferentes años, y son menos flexibles en comparación a edificaciones mayores a 8 pisos, estas últimas muestran una variación considerable.

CUADRO 4.5 RESUMEN DE LAS ECUACIONES DE PERIODO PARA EL DMQ

AÑO	PERIODO LONGITUDINAL		PERIODO TRANSVERSAL	
	< 8 PISOS	> 8 PISOS	< 8 PISOS	> 8 PISOS
<1990	H/ 51	H/ 47	H/ 47	H/ 43
1990-2002	H/ 55	H/ 53	H/ 50	H/ 46
>2002	H/ 53	H/ 56	H/ 48	H/ 44

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

CUADRO 4.6 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA EL PERIODO RESPECTO A LA ALTURA SEGÚN EL AÑO DE CONSTRUCCIÓN.

AÑO	PERIODO LONGITUDINAL				PERIODO TRANSVERSAL			
	< 8 PISOS		> 8 PISOS		< 8 PISOS		> 8 PISOS	
	R ²	σ	R ²	σ	R ²	σ	R ²	σ
<1990	0.7431	0.05168	0.6799	0,1564	0.775	0.05153	0,684	0,1921
1990-2002	0,5331	0,05014	0.6591	0.1365	0,3742	0,06018	0,5502	0,1625
>2002	0.4107	0.06404	0.8836	0.07725	0.335	0.08176	0.857	0.1217

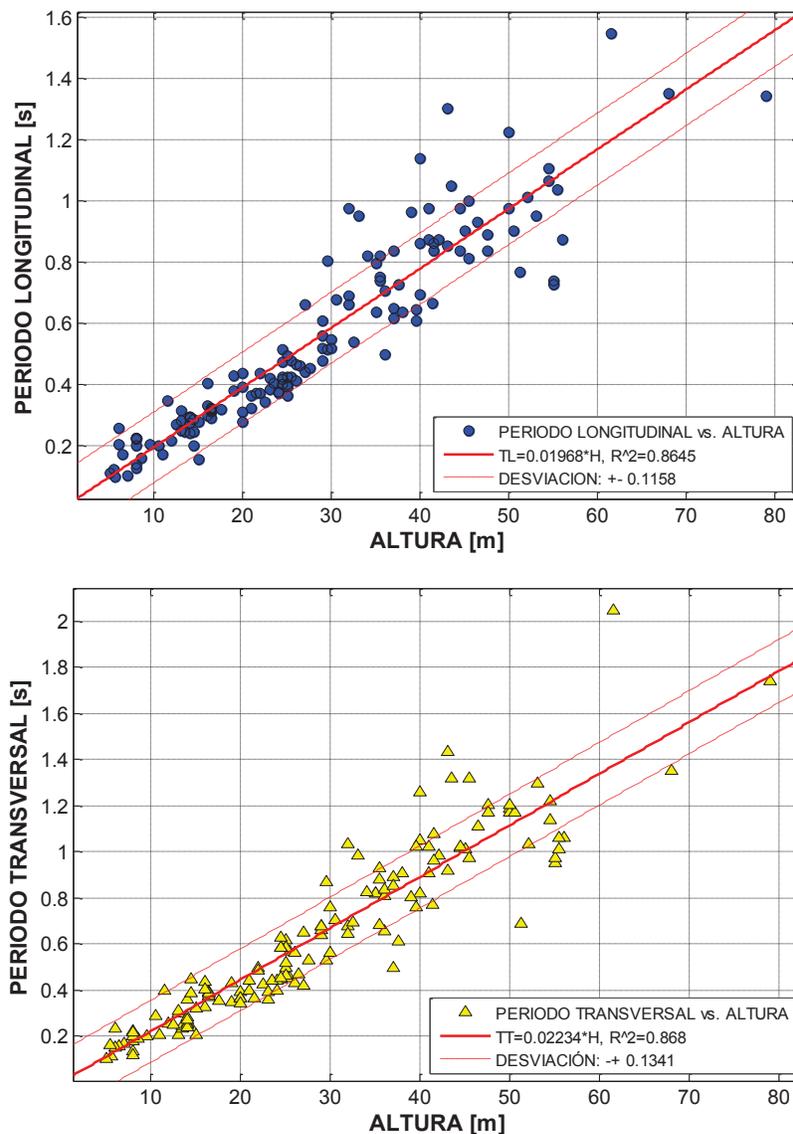
Donde:
R²: coeficiente de correlación
 σ : desviación estándar

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En el cuadro 4.6 se observa que existe un coeficiente de correlación bajo para los edificios menores a 8 pisos y construidos después de 1990, es decir al dividir la base de datos según el año y el sistema constructivo se obtiene una correlación menor, ya que se tiene menor cantidad de datos. Sin embargo, se puede utilizar las ecuaciones del cuadro 4.6 para determinar el periodo aproximado de estructuras construidas antes de 1990; estas deben ser de hormigón armado, regulares y que no estén adosadas a otra estructura.

Para verificar si existe un mejor ajuste del periodo con respecto a la altura de la figura 4.20, no se consideró los edificios excluidos del análisis anterior obteniendo los resultados de la figura 4.25.

FIGURA 4.25 PERIODO FUNDAMENTAL RESPECTO A LA ALTURA DESPUÉS DE EXCLUIR EDIFICIOS.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Al comparar las líneas de tendencia de las gráficas del periodo respecto a la altura antes y después de excluir algunos edificios, por irregularidades en planta o elevación, se concluye que existe un mejor ajuste de las mismas cuando no se consideran algunas estructuras, como se presenta en el cuadro 4.7, aquí se observa que el coeficiente de correlación periodo-altura es del 0.86, es decir se tiene una dependencia directa. Además el valor de la desviación estándar disminuye.

CUADRO 4.7 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS PARA EL PERIODO RESPECTO A LA ALTURA ANTES Y DESPUÉS DE EXCLUIR ALGUNOS EDIFICIOS IRREGULARES.

PERIODO	ANTES DE EXCLUIR EDIFICIOS			DESPUES DE EXCLUIR		
	R ²	σ	Ct	R ²	σ	Ct
LONGITUDINAL	0,8337	0,1318	0,01962	0,8645	0,1158	0,01968
TRANSVERSAL	0,862	0,1377	0,02235	0,868	0,1341	0,02234

Donde:
R²: coeficiente de correlación
σ: desviación estándar
Ct: coeficiente de multiplicación de la ecuación

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El valor de Ct es similar para la regresión antes y después de excluir edificios, estos coeficientes son usados para obtener la ecuación simplificada 4.1 y 4.2 para el cálculo de periodos fundamentales en cada dirección principal de los edificios del DMQ utilizando la altura.

CUADRO 4.8 ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO EN FUNCIÓN DE LA ALTURA.

Ecuación	R ²	σ
$TL = \frac{H}{51}$ (4.1)	0,8645	±0,1158
$TT = \frac{H}{45}$ (4.2)	0,868	±0,1341

Donde:
TL: periodo longitudinal [s].
TT: periodo transversal [s].
H: altura de la estructura medida desde el nivel de la calle [m].
R²: coeficiente de correlación.
σ: desviación estándar.

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

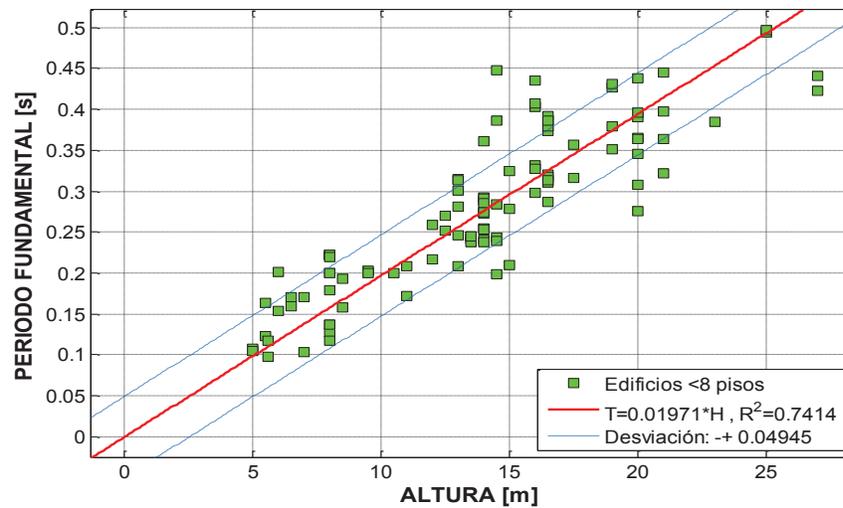
Las estructuras son más flexibles en el sentido transversal en aproximadamente 13%, el uso de estas ecuaciones simplifica de gran manera la estimación del periodo.

Además con la finalidad de obtener ecuaciones con menos dispersión, se decidió obtener ecuaciones para edificios con y sin muros de corte, es decir, según su

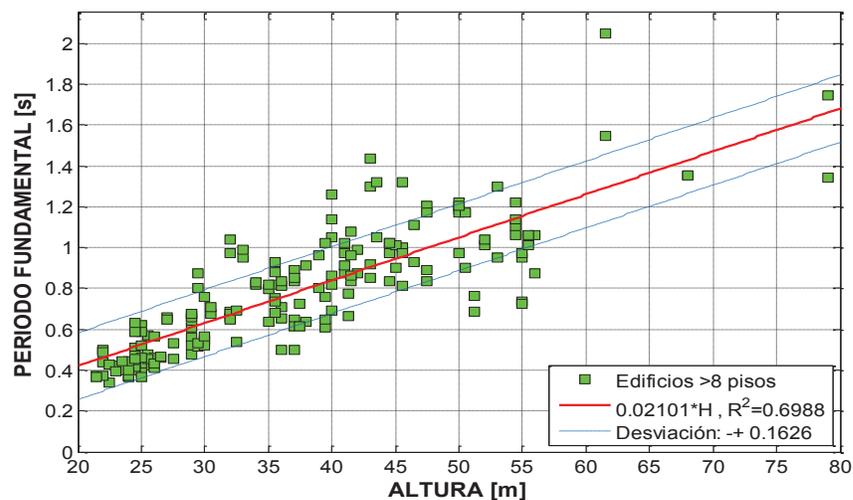
sistema estructural, como se presenta en la figura 4.26. El límite máximo para el cálculo del periodo de edificios sin muros de corte es una altura de 27 [m], ya que esta fue la mayor altura encontrada para un edificio de 8 pisos. Del mismo modo este es el límite inferior para edificios con muros estructurales y el límite superior es una altura de 60 [m], debido a que la mayoría de estructuras medidas está bajo este valor.

FIGURA 4.26 ECUACIÓN DEL PERIODO CONSIDERANDO SU SISTEMA ESTRUCTURAL.

a. Ecuación para edificios que no poseen muros estructurales (< 8 pisos o < 27m).



b. Ecuación para edificios que poseen puros estructurales (> 8 pisos o > 27m).



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los valores de correlación obtenidos son [0.74 – 0.69] estos coeficientes son más bajos que los obtenidos en las ecuaciones que no consideran el sistema estructural; sin embargo, disminuye la desviación estándar para edificaciones menores a 8 pisos.

CUADRO 4.9 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL PARA LA CIUDAD DE QUITO CONSIDERANDO EL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Edificios	Ecuación	R ²	σ
H < 27 [m]	$T = \frac{H}{51}$ (4.3)	0.7414	±0,04945
H > 27 [m]	$T = \frac{H}{48}$ (4.4)	0.6988	±0,1626
Donde: T: periodo fundamental [s]. H: altura de la estructura medida desde el nivel de la calle [m]. R ² : coeficiente de correlación. σ: desviación estándar.			

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Las edificaciones mayores a 27 metros, tienen un valor de desviación estándar tres veces más que el encontrado para edificaciones menores a 27, esta diferencia se debe principalmente a la variación de la distribución y longitudes de los muros estructurales. Finalmente podemos concluir que las ecuaciones recomendadas para el cálculo de periodo de edificios de hormigón armado regulares considerando únicamente el parámetro de la altura son las expresiones (4.1) y (4.2).

4.5 ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN FUNCIÓN DE DOS O MAS PARÁMETROS.

Existen algunos códigos sísmicos que proponen ecuaciones para el cálculo del periodo que contemplan más parámetros como la altura y la dimensión en planta como la fórmula planteada por Housner y Brady (1963) la cual es usada en el código de Argelia y la fórmula establecida por la Association Française du Génie Parasismique (1990). Con el fin de mejorar el coeficiente de correlación en esta investigación se decidió encontrar ecuaciones que involucren más parámetros. A continuación se evalúa dos expresiones de la literatura y se propone el uso de una tercera utilizando la base de datos de las edificaciones del DMQ, hay que

considerar que estas ecuaciones presentadas en estos códigos representan las condiciones y características del sitio donde se realizó el proyecto, es decir el tipo de suelo y tipología estructural.

4.5.1 ECUACIÓN 1

Esta ecuación considera la altura de la edificación y la dimensión en planta en la dirección que se desea analizar, como se presenta en la ecuación (4.5). Esta fórmula fue propuesta por Housner y Brady en 1963 y ha sido empleada por los códigos de Canadá, Argelia con los valores de β y C_t iguales a 0.5 y 0.09 respectivamente como se presenta en la expresión 4.6.

$$T = C_t * \frac{H}{D^\beta} \quad (4.5)$$

$$T = 0.09 * \frac{H}{D^{0.5}} \quad (4.6)$$

Donde:

C_t : Coeficiente utilizado para calcular el periodo.

H: Altura de la edificación [m]

D: Dimensión longitudinal de la estructura paralela a las fuerzas sísmicas. [m].

β : Exponente que influye directamente en la dimensión.

Se evalúa la ecuación (4.5) fijando el valor del exponente $\beta=0.5$ para encontrar los valores de C_t que mejor representa a nuestra base de datos, donde se obtuvo los valores de C_t para la dirección longitudinal y transversal de 0.1025 y 0.08819, obteniendo las ecuaciones (4.7) y (4.8) con un factor de correlación R^2 igual a 0.7866 y 0.7863 respectivamente, como se muestra en el cuadro 4.10. Estas curvas son representadas en la figura 4.27. Los coeficientes C_t encontrados difieren al valor de 0.09 propuesto por Housner and Brady en un 14% y 2%; sin embargo, los valores de correlación son menores a los presentados en las fórmulas que solo dependen de la altura (4.1) y (4.2) ($R^2= 0.83$ y 0.86). Por lo que se puede concluir que para $\beta=0.5$ la precisión para la muestra de Quito disminuye, por esta razón se debe modificar la influencia de la dimensión en planta dentro de la ecuación, es decir reducir el valor del exponente β .

CUADRO 4.10 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (3.7) Y (3.8)

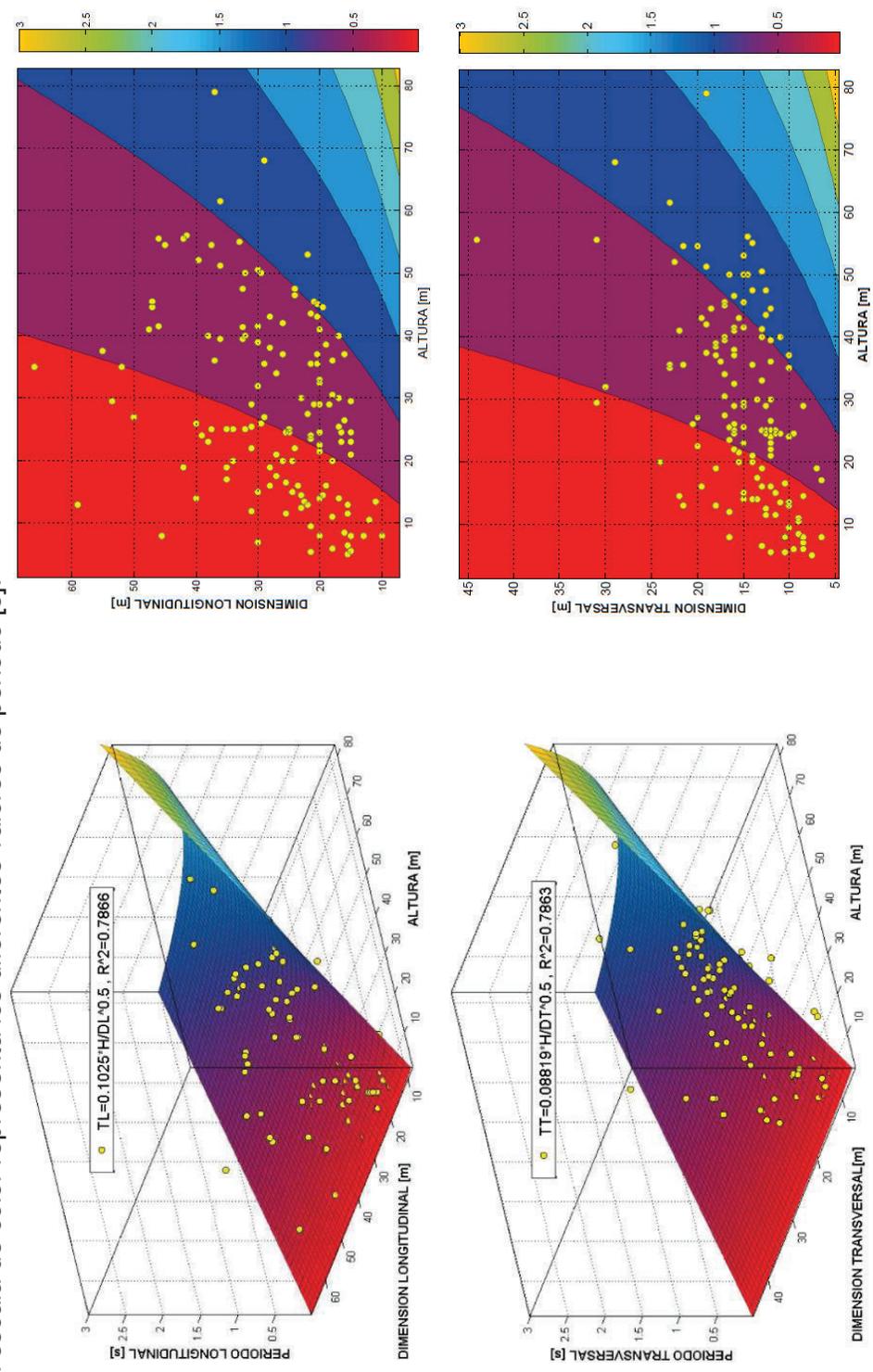
PERIODO	ECUACIÓN	R ²	σ
LONGITUDINAL	$TL=0.1025* \frac{H}{D^{0.5}}$ (4.7)	0,7866	0,1493
TRANSVERSAL	$TT=0.08819* \frac{H}{D^{0.5}}$ (4.8)	0,7863	0,1714
Donde: H: altura del edificio [m]. D: dimensión en la que se desea analizar [m]. R ² : coeficiente de correlación σ: desviación estándar			

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En la figura 4.27 se representa las ecuaciones (4.7) y (4.8) en función de la altura y de su dimensión, al lado derecho se presenta las curvas de la relación entre las dimensiones en planta y altura, además la escala de color representa los diferentes valores de periodo. Aquí se observa que existe una influencia representativa de las dimensiones en planta, ya que las curvas no son paralelas al eje y. Esta influencia está dada por $\beta=0.5$.

FIGURA 4.27 ECUACIÓN (4.7) Y (4.8), PARA $\beta=0.5$,

Donde la escala de color representa los diferentes valores de periodo [s].



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Por estas razones se busca los valores de β y C_t que tengan mejor correlación para las edificaciones del DMQ, obteniendo para la dirección longitudinal y transversal los valores de C_t , β , como se presenta en el cuadro 4.11. Estos coeficientes obtienen una correlación mayor en 1% comparado a las ecuaciones que depende únicamente de la altura en la dirección longitudinal. Por tanto se puede concluir que la dimensión en planta influye en un valor pequeño en la determinación del periodo fundamental para nuestra base de datos.

CUADRO 4.11 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (4.9) Y (4.10)

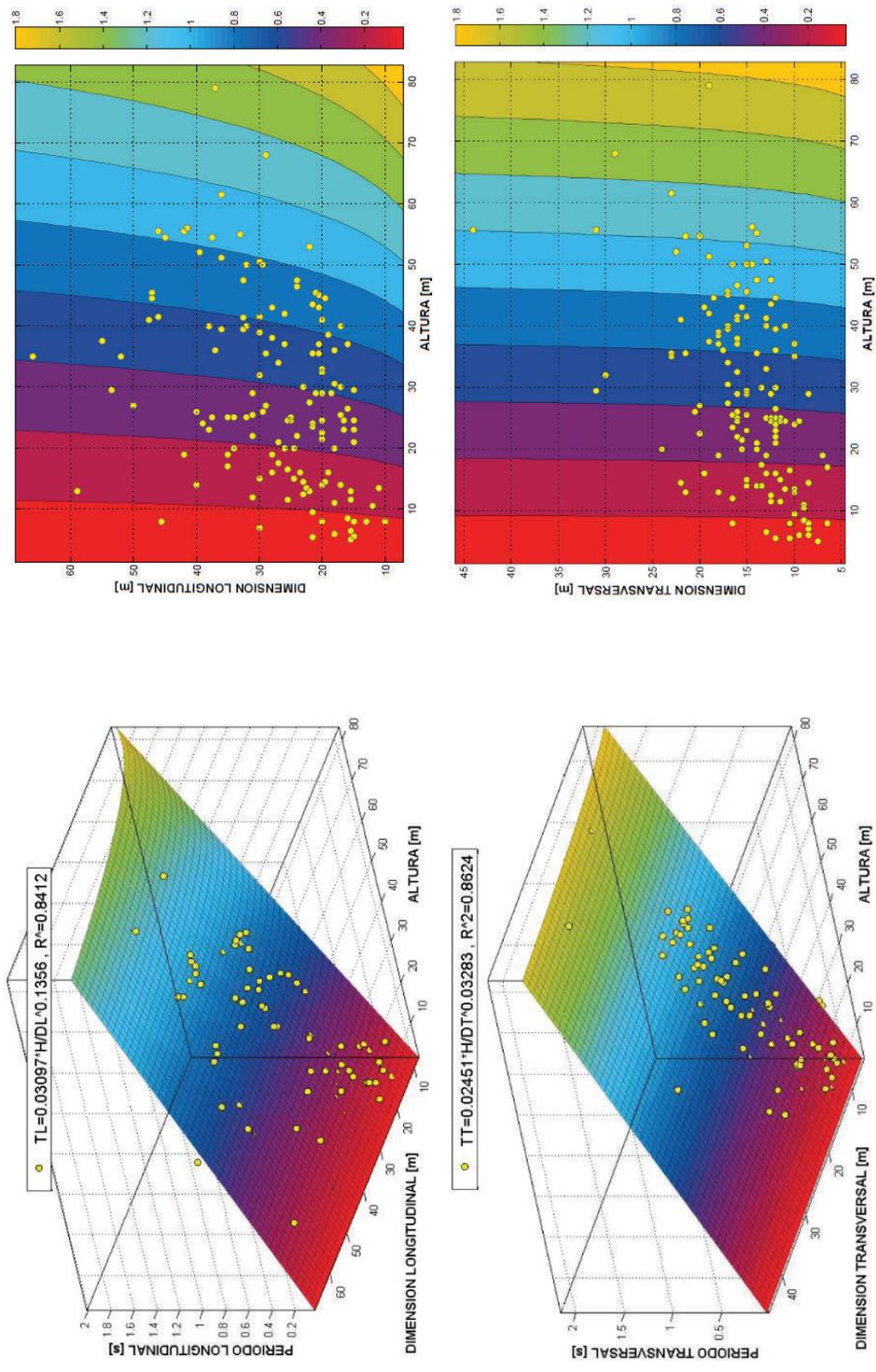
PERIODO	ECUACIÓN	R ²	σ
LONGITUDINAL	$TL=0.03097* \frac{H}{D^{0.1356}}$ (4.9)	0,8412	0,1292
TRANSVERSAL	$TT=0.02451* \frac{H}{D^{0.03283}}$ (4.10)	0,8624	0,138
Donde: H: altura del edificio [m]. D: dimensión en la que se desea analizar [m]. R ² : coeficiente de correlación σ : desviación estándar			

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Se representa las ecuaciones (4.9) y (4.10) en función de la altura y de su dimensión en planta en la figura 4.28, al lado derecho se presenta las curvas de la relación entre las dimensiones en planta y la altura, según la escala de color que representa los valores de periodo. Donde se observa que no existe una influencia representativa de las dimensiones en planta ya que las curvas tienen a ser paralelas al eje "y". Esta influencia está dada por valores bajos de β , y se ajusta mejor a la base de datos. Sin embargo, a partir de los 50 [m] de altura existe influencia de la dimensión en planta, para este estudio no se tiene los datos suficientes de edificios superiores a esta altura para analizar este fenómeno.

FIGURA 4.28 ECUACIÓN (4.9) Y (4.10), PARA β DIFERENTE A 0.5.

Donde la escala de color representa los diferentes valores de periodo [s].



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

4.5.2 ECUACIÓN 2

Esta ecuación también considera la altura de la edificación y la dimensión en planta de la estructura, como se presenta en la ecuación 4.11. Esta fórmula fue presentada por la "Association Française du Génie Parasismique" o AFPS en 1990 con los valores de $C_t=0.08$; $\beta=1.5$; α y γ iguales a 0.5 como se presenta en la ecuación 4.12.

$$T = \frac{C_t \cdot H^\beta}{(H+D)^{\alpha} \cdot D^\gamma} \quad (4.11)$$

$$T = \frac{0.08 \cdot H^{1.5}}{(H+D)^{0.5} \cdot D^{0.5}} \quad (4.12)$$

Donde:

C_t : Coeficiente utilizado para calcular el periodo.

H: Altura de la edificación [m].

D: Dimensión longitudinal de la estructura paralela a las fuerzas sísmicas [m].

β : Exponente que influye directamente en la altura.

α : Exponente que influye en la suma de la altura y la dimensión

γ : Exponente que influye en la dimensión únicamente.

Se busca coeficientes C_t , β , α , γ que tengan mejor correlación para las edificaciones del DMQ, obteniendo para la dirección longitudinal y transversal los valores de $C_t=0.017749$, 0.03299 ; $\beta= 0.725$, 1.497 ; $\alpha=-0.6179$, 0.6479 ; $\gamma=0.455$, -0.144 y una correlación de 0.8438 y 0.8647 como se presenta en el cuadro 4.12. Estos coeficientes obtienen una correlación mayor en 1% comparado a las ecuaciones que depende únicamente de la altura en la dirección longitudinal. La ecuación 2 tiene la misma correlación que la ecuación 1, pero es más compleja por lo que utilizar la ecuación 1 es más factible.

CUADRO 4.12 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (4.13) Y (4.14)

PERIODO	ECUACIÓN	R ²	σ
LONGITUDINAL	$TL = \frac{0.017749 * H^{0.725}}{(H+D)^{-0.6179} * D^{0.455}} \quad (4.13)$	0,8438	0,129
TRANSVERSAL	$TT = \frac{0.03299 * H^{1.497}}{(H+D)^{0.6479} * D^{-0.144}} \quad (4.14)$	0,8647	0,1377
Donde: H: altura del edificio [m]. D: dimensión en la que se desea analizar [m]. R ² : coeficiente de correlación σ: desviación estándar			

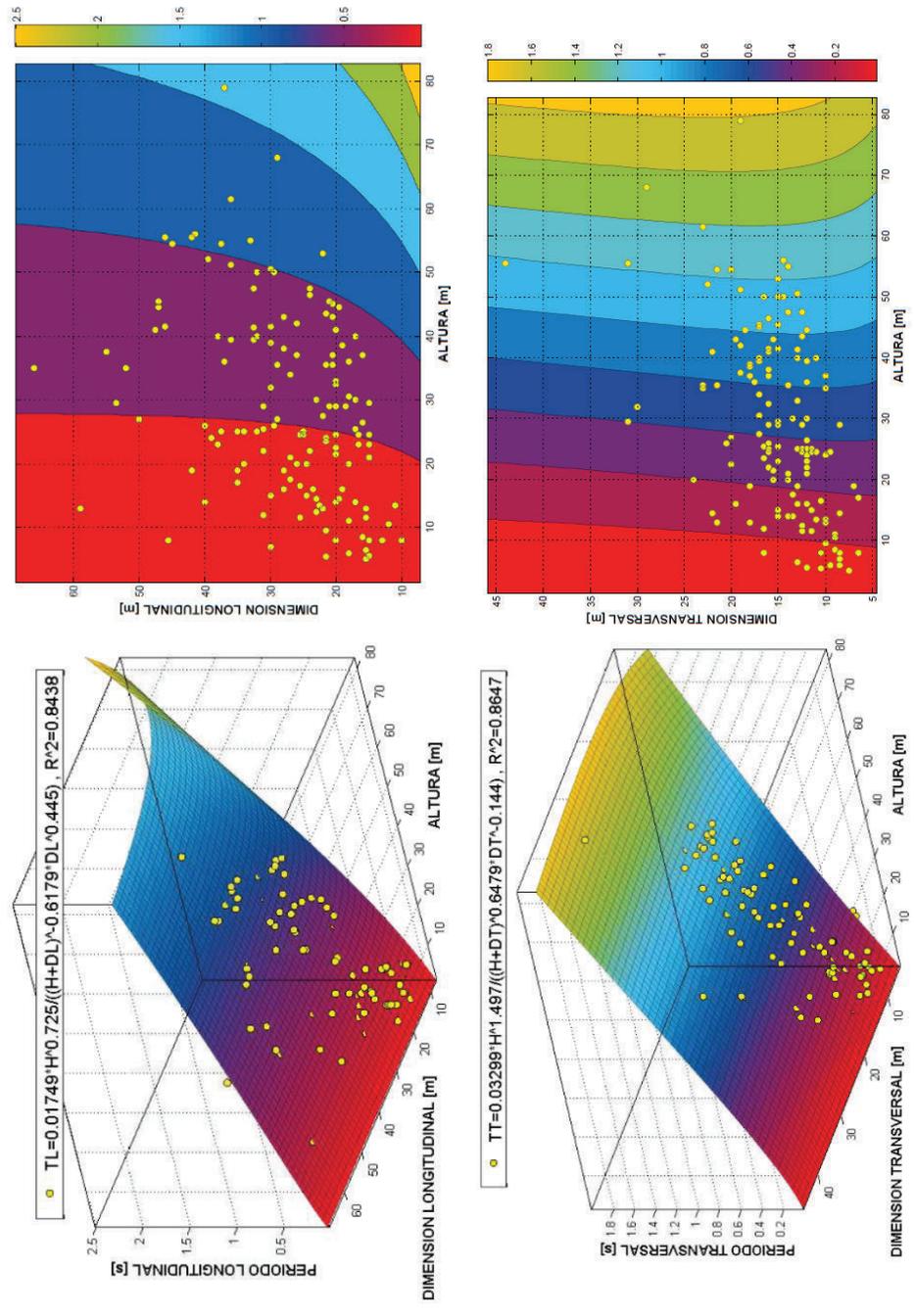
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Se representa las ecuaciones (4.13) y (4.14) en función de la altura y de su dimensión en planta en la figura 4.29, al lado derecho de cada gráfica se presenta las curvas que relacionan las dimensiones en planta respecto a la altura, según la escala de color que indica los diferentes valores de periodo. Aquí se observa que no existe una influencia representativa de las dimensiones ya que las curvas tienden a ser paralelas al eje “y”.

En el sentido longitudinal, para edificaciones mayores a una altura de 40 [m], mientras la dimensión larga disminuya, también lo hará la dimensión corta y por consecuencia la estructura se volverá más esbelta es decir más flexible. Por el contrario para edificaciones menores a esta altura este efecto no es tan influyente. En el sentido transversal, se debe considerar la limitación de la muestra ya que no se tienen datos con alturas superiores a 40 [m] y con dimensión corta menor a 10 [m].

FIGURA 4.29 ECUACIÓN (4.13) Y (4.14).

Donde la escala de color representa los diferentes valores de periodo [s]



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

4.5.3 ECUACIÓN 3

Esta ecuación es propuesta en este estudio, y considera la altura de la edificación y las dimensiones principales de la estructura, como se presenta en la ecuación (4.15).

$$T=Ct*H* \left(\frac{DT}{DL}\right)^{\beta} \quad (4.15)$$

Donde:

Ct: Coeficiente utilizado para calcular el periodo.

H: Altura de la edificación [m]

DT: Dimensión transversal de la estructura. (Dimensión corta) [m].

DL: Dimensión longitudinal de la estructura. (Dimensión larga) [m].

β : Exponente que influye directamente en las dimensiones de la estructura.

Los coeficientes Ct, β , que mejor correlación obtuvieron para las edificaciones del DMQ, para la dirección longitudinal y transversal son Ct= 0.02197, 0.0229; β = 0.2061, 0.04277, consiguiendo las ecuaciones (4.16) y (4.17) con un factor de correlación R² igual a 0.8541 y 0.8629 respectivamente, como se muestra en el cuadro 4.13. Estas curvas son representadas en la figura 4.30. Estos coeficientes obtienen una correlación mayor en 2% comparado a la ecuación que depende únicamente de la altura para el sentido longitudinal (4.1). En cambio para el sentido transversal se tienen la misma correlación que la ecuación (4.2). Por tanto se concluye que para el cálculo del periodo longitudinal la relación con las dimensiones en planta se ajusta de mejor manera para la base de datos de la ciudad de Quito.

CUADRO 4.13 TABLA DE LAS ECUACIONES DE PERIODO EXPERIMENTAL CONSIDERANDO LA ALTURA Y DIMENSIÓN EN PLANTA (4.16) Y (4.17)

PERIODO	ECUACIÓN	R ²	σ
LONGITUDINAL	$TL=0.02197*H* \left(\frac{DT}{DL}\right)^{0.2061}$ (4.16)	0,8541	0,1238
TRANSVERSAL	$TT=0.0229*H* \left(\frac{DT}{DL}\right)^{0.04277}$ (4.17)	0,8629	0,1377
Donde: H: altura del edificio [m]. D: dimensión en la que se desea analizar [m]. R ² : coeficiente de correlación σ : desviación estándar			

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

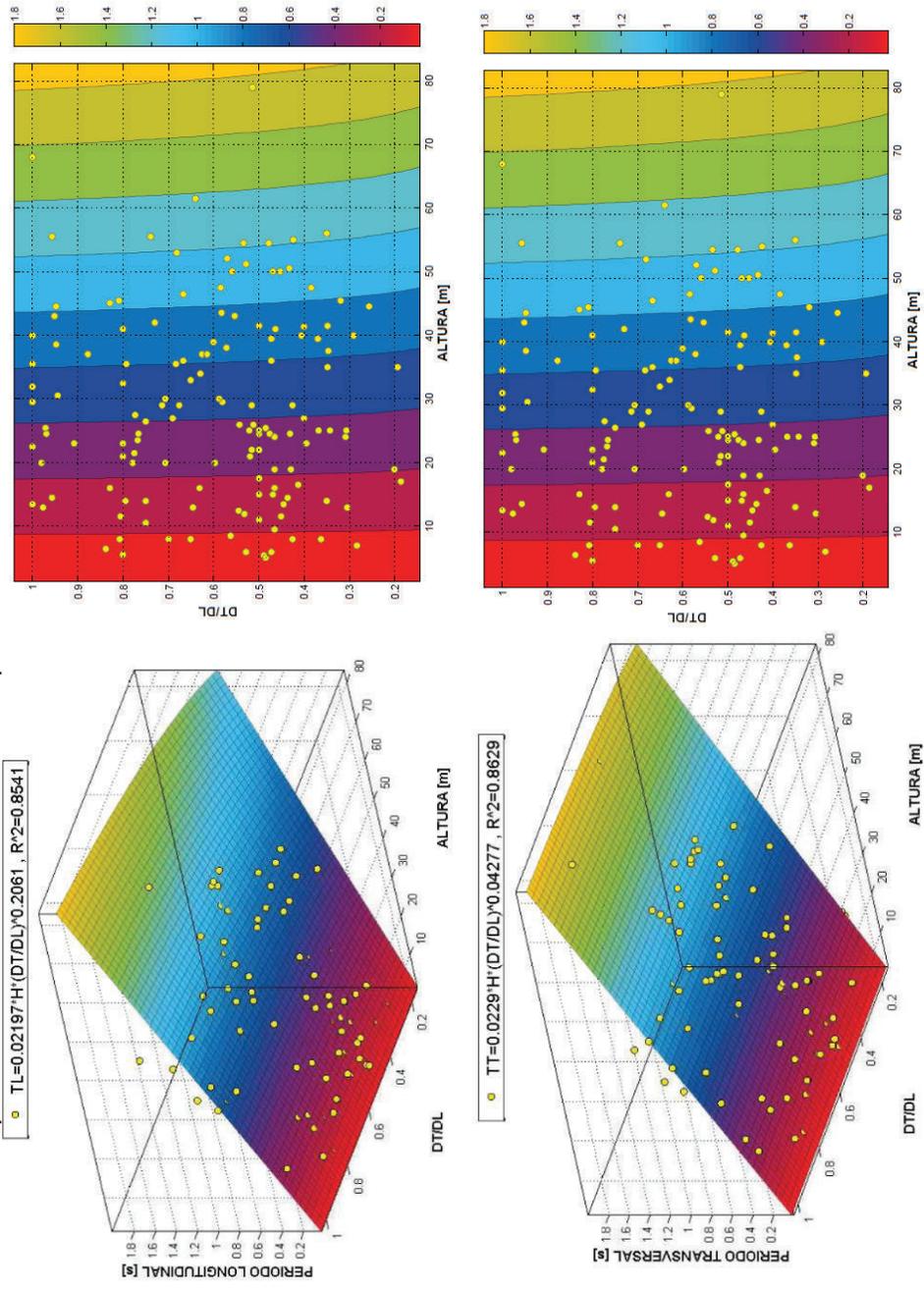
En la figura 4.30 se presenta los gráficos de las ecuaciones (4.16) y (4.17), en función de la altura y de la relación entre la dimensión transversal y longitudinal, al lado derecho de cada grafica se presenta las curvas que representan la relación que existe entre DT/DL y la altura, además se presenta una escala de color que indica los diferentes valores de periodo.

En esta figura se observa que no existe una influencia representativa de las dimensiones en planta, ya que los contornos tienden a ser paralelos al eje “y” hasta los 60 [m] donde empieza a tener curvatura, es importante resaltar que el 98% de base de datos para este estudio contiene edificios menores a 60 [m], por lo tanto esta ecuación tiene un límite de altura de 60 [m].

Las ecuaciones para el cálculo del periodo (4.16) y (4.17) dependen directamente de la relación entre las dimensiones en planta (DT/DL), donde la relación máxima para la base de datos de Quito es de $1/3$ como se observó en la figura 4.3. A continuación se presenta un abanico de las posibles relaciones de las dimensiones en planta para el periodo longitudinal y transversal en la figura 4.31, aquí se muestra que el periodo transversal no varía significativamente para cualquier relación de DT/DL . En cambio para el periodo longitudinal sí se tiene una variación de periodo para las diferentes relaciones de las dimensiones, como por ejemplo se tiene una diferencia para valores de DT/DL igual a 1 con respecto a la de DT/DL igual a $1/3$ en 1.20 veces más flexible.

FIGURA 4.30 ECUACIONES (4.16) Y (4.17).

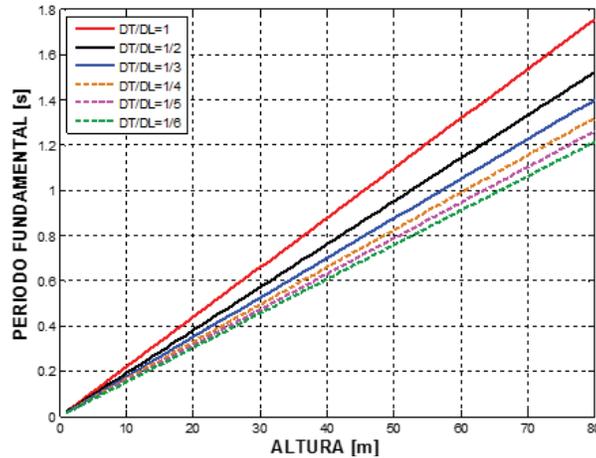
Donde la escala de color representa los diferentes valores de periodo



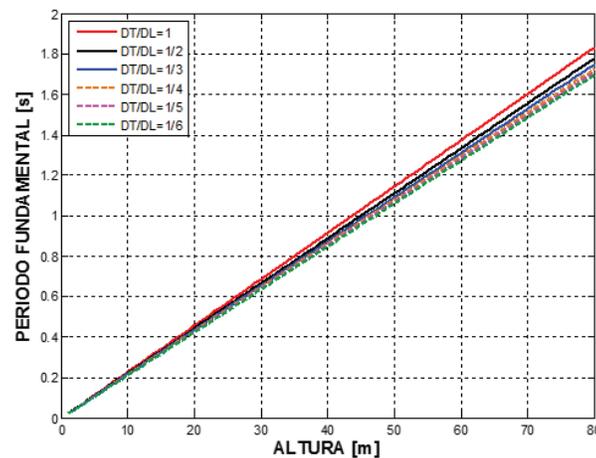
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

FIGURA 4.31 CÁLCULO DE PERIODO CON LAS ECUACIONES (4.16) Y (4.17) PARA DIFERENTES RELACIONES DE DT/DL

a) Periodo Longitudinal (Ec. 4.16)



b) Periodo Transversal (Ec. 4.17)



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

En el cuadro 4.14 se resume los resultados de la ecuación que relaciona la altura (4.1) y (4.2) y las tres ecuaciones descritas en el subcapítulo 4.5 para el sentido longitudinal y transversal.

Por consiguiente se concluye que el parámetro más influyente para el cálculo simplificado del periodo es la altura ya que obtiene valores de correlación altos, aunque se puede mejorar la correlación en un 2% para el sentido longitudinal utilizando las dimensiones en planta (longitudinal y transversal). Por lo que de todas las ecuaciones que están en función de dos o más parámetros se recomienda el

uso de las ecuaciones (4.16) y (4.17).

CUADRO 4.14 RESUMEN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE PERIODO QUE RELACIONAN LA ALTURA Y MÁS PARÁMETROS.

	Ecuacion T(H)		Ecuacion T(H)		Ecuación 1				Ecuación 2		Ecuación 3	
	$T = \frac{H}{ct}$		$T = \frac{H}{ct}$		$T = ct \frac{H}{D^\beta}$				$T = \frac{ct * H^\beta}{(H + D)^{\alpha D^\gamma}}$		$T = ct * H * \left(\frac{DT}{DL}\right)^\beta$	
	<8 pisos	>8 pisos	TL	TT	TL	TT	TL	TT	TL	TT	TL	TT
ct	51	48	51	45	0,103	0,088	0,031	0,025	0,017	0,033	0,022	0,023
β					0,500	0,500	0,136	0,033	0,725	1,497	0,206	0,043
α									-0,618	0,648		
γ									0,445	-0,144		
R^2	0,741	0,724	0,834	0,862	0,787	0,786	0,841	0,862	0,844	0,865	0,854	0,863
$\pm\sigma$	0,053	0,141	0,132	0,138	0,149	0,171	0,129	0,138	0,129	0,138	0,124	0,138

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

Con el fin de verificar la precisión de las ecuaciones recomendadas en esta investigación, se hizo una comparación entre el periodo experimental y el obtenido con las ecuaciones (4.1), (4.2) y (4.16), (4.17) para los edificios más regulares no adosados, es decir para estructuras que tienen un rango de DT/DL mayor a 1/3, seleccionando al azar el 25% de edificios de la muestra (36 edificios), como se observa en el cuadro 4.15.

CUADRO 4.15 COMPARACIÓN ENTRE PERIODO EXPERIMENTAL Y PERIODO OBTENIDO POR LAS ECUACIONES PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO DE 36 EDIFICIOS REGULARES.

EDIFICACIÓN	PERIODO EXPERIMENTAL		Ecuación 3 $\beta \neq 0,5$ (Ec 3)		Ecuación f(H)	
	TL	TT	TL	TT	H/51	H/45
	TL	TT	TL	TT	TL	TT
17 Torres del Valle 1	0,706	0,811	0,728	0,810	0,706	0,800
20 Casabella	0,635	0,910	0,744	0,850	0,745	0,844
23 Sans Tropic	0,364	0,398	0,441	0,476	0,412	0,467
28 Seneca	0,322	0,445	0,403	0,468	0,412	0,467
29 Miró	0,275	0,364	0,395	0,448	0,392	0,444
45 Carrion	0,436	0,497	0,422	0,490	0,431	0,489
46 Torres del norte torre A	0,557	0,640	0,594	0,655	0,569	0,644
47 Torres del norte torre B	0,539	0,694	0,682	0,737	0,637	0,722
49 Edificio Mena	0,519	0,677	0,534	0,640	0,569	0,644
55 Alpallana Real	0,379	0,431	0,356	0,421	0,373	0,422
57 Estrella 6	0,390	0,518	0,447	0,549	0,490	0,556
63 Senplades	1,344	1,743	1,513	1,758	1,549	1,756

CUADRO 4.15 CONTINUACIÓN

64 Condominios San Fernando Bloque A.1	0,320	0,388	0,302	0,364	0,324	0,367
72 Hermanas Marianitas	0,217	0,259	0,232	0,267	0,235	0,267
73 Edificio Gayal	0,872	0,987	0,865	0,949	0,824	0,933
74 Aramis	0,372	0,488	0,419	0,489	0,431	0,489
78 INEC	0,282	0,300	0,261	0,292	0,255	0,289
88 Aeromapa	0,158	0,192	0,166	0,190	0,167	0,189
90 Ministerio de Agricultura Ganadería y Pesca	1,037	1,011	1,208	1,269	1,088	1,233
97 El Cisne	0,476	0,661	0,556	0,646	0,569	0,644
98 Mariscal	0,836	0,853	0,735	0,830	0,725	0,822
99 Concorde Torre A	0,900	1,170	0,934	1,116	0,990	1,122
105 Alicante	0,390	0,346	0,438	0,458	0,392	0,444
109 Multicentro	1,012	1,037	1,017	1,162	1,020	1,156
117 Alto Aragon	0,976	1,205	0,975	1,117	0,980	1,111
119 Argentum	0,890	1,205	0,857	1,044	0,931	1,056
120 Ivsemon	0,931	1,111	0,940	1,047	0,912	1,033
121 Residencia Montenegro	0,200	0,292	0,217	0,238	0,206	0,233
132 Modulo 3 INAMHI	0,123	0,163	0,104	0,122	0,108	0,122
136 Uziel Business Center	0,463	0,565	0,498	0,579	0,510	0,578
139 Edificio Montenegro	0,269	0,252	0,242	0,279	0,245	0,278
146 Canciller 1	0,853	0,921	0,935	0,983	0,843	0,956
147 Torresol 1	0,900	1,011	0,951	1,022	0,882	1,000
149 Napoli	0,836	1,170	0,934	1,063	0,931	1,056
150 Acropolis	0,738	0,881	0,721	0,800	0,696	0,789
152 Torre Londres Mansión Blanca	0,976	1,024	0,967	1,017	0,873	0,989

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

Para observar mejor la diferencia existente entre las dos ecuaciones obtenidas en esta investigación y el periodo medido in-situ se realiza una comparación gráfica como se muestra en la figura 4.32.

FIGURA 4.32 COMPARACIÓN DE ECUACIONES EXPERIMENTALES CON EL PERIODO MEDIDO IN-SITU DE 36 EDIFICACIONES REGULARES.

a) Periodo longitudinal

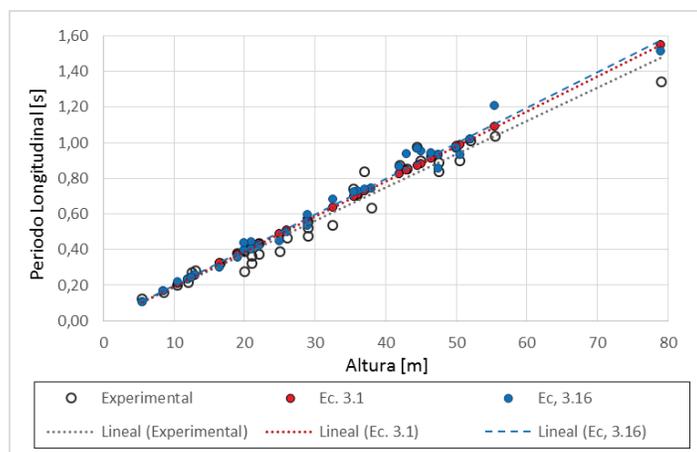
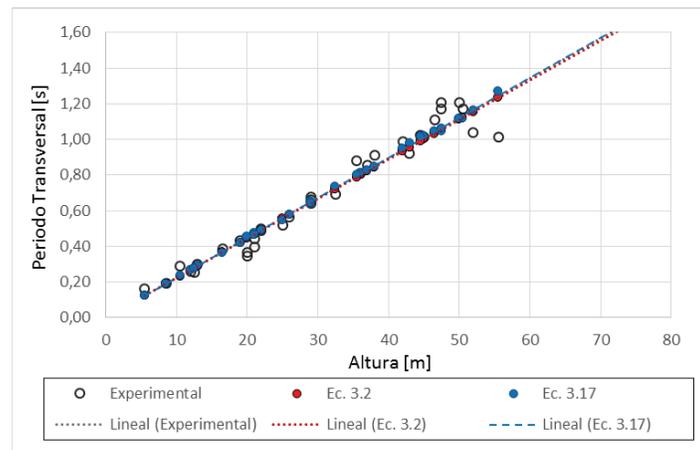


FIGURA 4.32 CONTINUACIÓN

b) Periodo Transversal



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

El porcentaje de edificaciones donde el periodo longitudinal y transversal calculado difiere al obtenido in-situ en menos del 10% es el 60% y 74% respectivamente para las 36 edificaciones. Para una variación de 15% se obtuvo un 86%-90% y para 20% un 91%-97%, como se presenta en la figura 4.33. Por lo tanto se concluye que estas ecuaciones son adecuadas para la estimación del periodo fundamental para edificios regulares ($DT/DL > 1/3$).

FIGURA 4.33 PORCENTAJE DE EDIFICACIONES QUE TIENEN UNA DIFERENCIA MENOR AL 10%, 15%, 20% ENTRE EL PERIODO OBTENIDO CON LAS ECUACIONES PROPUESTAS Y EL PERIODO EXPERIMENTAL PARA 36 EDIFICIOS REGULARES.

a) Periodo longitudinal

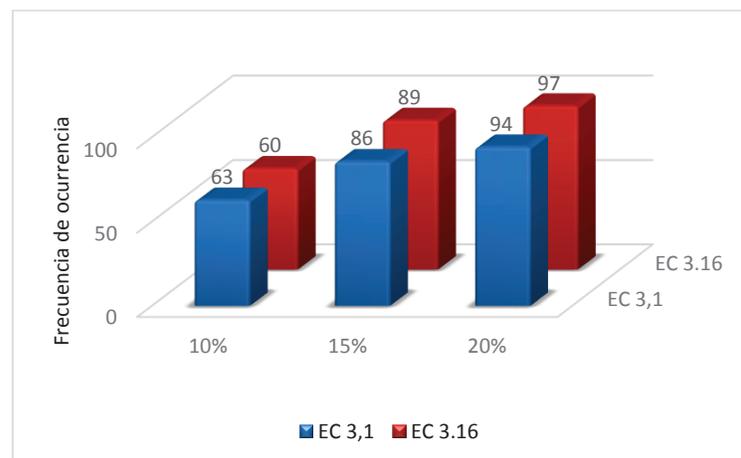
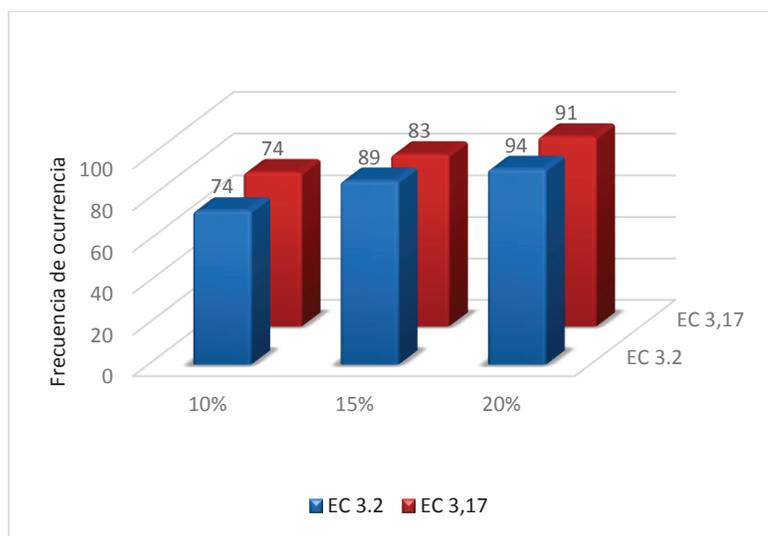


FIGURA 4.33 CONTINUACIÓN.

b) Periodo transversal



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

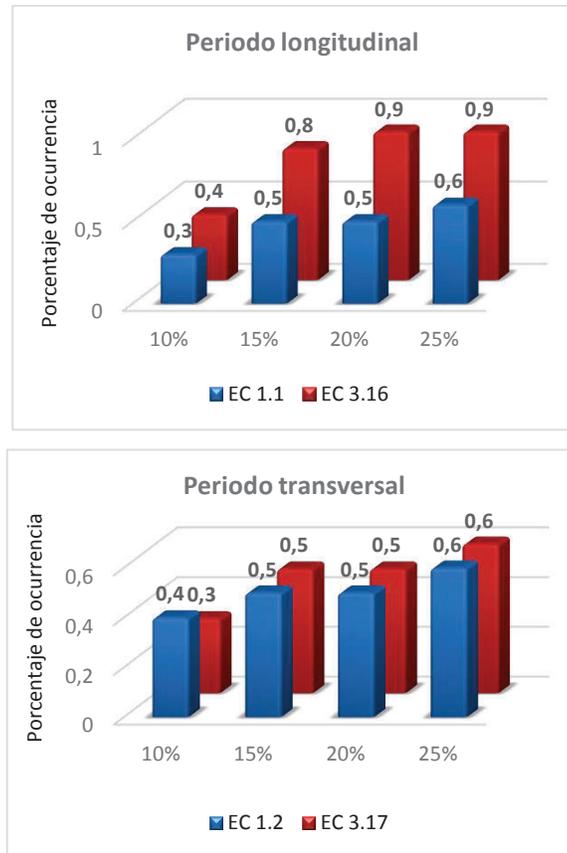
Para determinar cuál es el efecto de los coeficientes de la relación de las dimensiones en planta DT/DL en el cálculo de periodo de estructuras irregulares ($DT/DL < 1/3$), se realizó un análisis comparando el periodo obtenido con las ecuaciones (4.1), (4.2) y (4.16), (4.17) respecto al obtenido in-situ de las estructuras que tienen una relación de dimensiones en planta en un rango de $1/3$ a $1/6$, como se indica en el cuadro 4.16 y la figura 4.34.

CUADRO 4.16 COMPARACIÓN ENTRE PERIODO EXPERIMENTAL Y PERIODO OBTENIDO POR LAS ECUACIONES PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO PARA EDIFICIOS CON DT/DL MAYOR A $1/3$.

EDIFICACIÓN	PERIODO EXPERIMENTAL		Ecuación f(H)		Ecuación 3 f(H,D)	
			H/51	H/45	3.16	3.17
	TL	TT	TL	TT	TL	TT
2 Administración	0,694	0,819	0,784	0,889	0,681	0,869
6 Electrónica	0,247	0,209	0,255	0,289	0,224	0,283
9 Geología	0,103	0,170	0,137	0,156	0,119	0,152
10 Bello Horizonte	0,635	0,819	0,686	0,778	0,547	0,747
32 Terrazas del dorado 3	0,229	0,252	0,373	0,422	0,300	0,406
33 Terrazas del dorado 3B	0,226	0,252	0,333	0,378	0,264	0,362
35 Condominios del Bosque	0,836	1,020	0,873	0,989	0,738	0,961
42 Kytzia	0,398	0,621	0,490	0,556	0,430	0,544
59 Piemont	0,369	0,400	0,471	0,533	0,414	0,523
76 Twin Tower	0,811	1,321	0,892	1,011	0,790	0,992

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

FIGURA 4.34 PORCENTAJE DE EDIFICACIONES QUE TIENEN UNA DIFERENCIA MENOR AL 10%, 15%, 20% ENTRE EL PERIODO OBTENIDO CON LAS ECUACIONES PROPUESTAS Y EL PERIODO EXPERIMENTAL DE 10 EDIFICIOS CON DT/DL MAYOR A 1/3.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

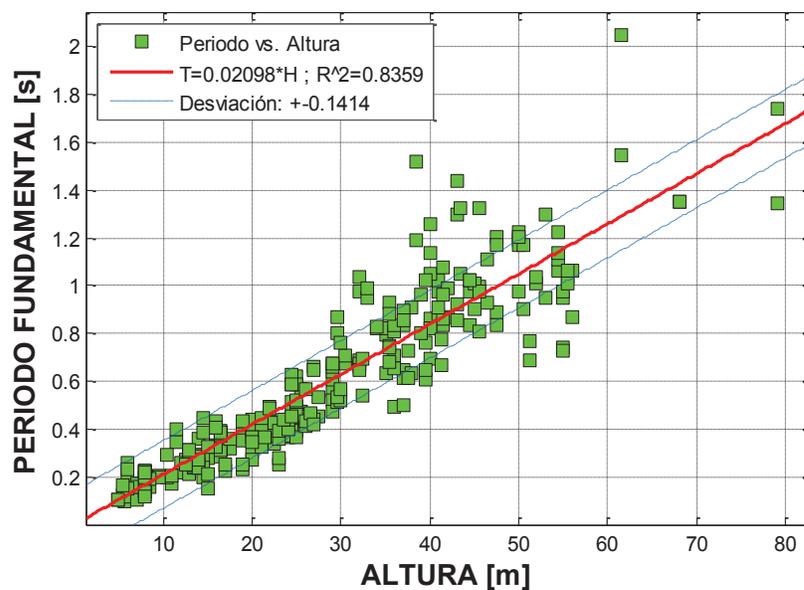
En la figura 4.34 se observa que el periodo calculado con la ecuación (4.1) y (4.16) respecto al experimental difiere en menos del 15% en el 50% y 80% respectivamente de las 10 edificaciones, es decir cuando se tiene una relación de DT/DL menor a 1/3 se ajusta de mejor manera la ecuación que considera dos o más parámetros en el sentido longitudinal; sin embargo, no se puede generalizar este fenómeno ya que no se cuenta con una base de datos amplia.

Finalmente, las ecuaciones recomendadas para el cálculo aproximado de periodo de la base de datos de este estudio son las que dependen únicamente de la altura $TL=H/51$ (4.1) y $TT=H/45$ (4.2), debido a su alto coeficiente de correlación, baja desviación estándar y por su fórmula simplificada de fácil aplicación. Estas fórmulas

tienen un límite de altura de 60 [m] y las estructuras deben tener una relación de DT/DL mayor a 1/3, debido a que si esta relación es menor existe influencia de las dimensiones en planta en el cálculo del periodo en el sentido longitudinal.

Los resultados de investigaciones similares presentados en el cuadro 1.1 muestran una única ecuación para el cálculo del periodo fundamental, por lo que se realizó el análisis de todos los periodos (longitudinal y transversal) con respecto a la altura, obteniendo como resultado un coeficiente de correlación más bajo respecto a las ecuaciones (4.1) y (4.2) como se observa en la figura 4.35 y en el cuadro 4.17 se resume los parámetros estadísticos.

FIGURA 4.35 PERIODOS DE TODA LA MUESTRA RESPECTO A LA ALTURA.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

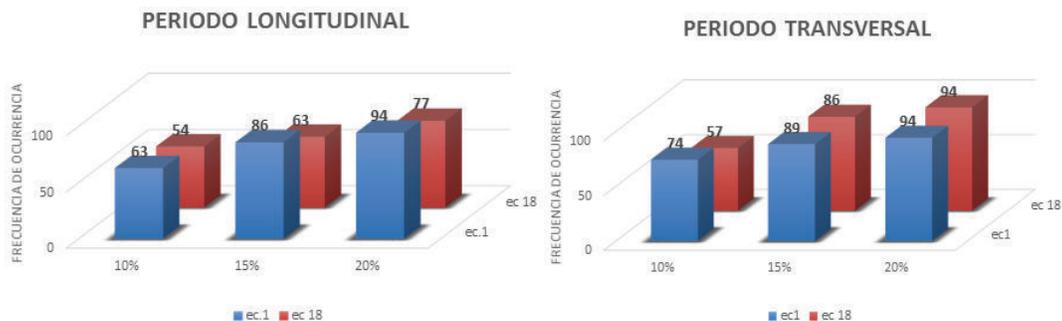
CUADRO 4.17 TABLA DE LA ECUACIÓN DE PERIODO EXPERIMENTAL PARA TODA LA MUESTRA CONSIDERANDO LA ALTURA (EC. 4.18)

ECUACIÓN	R ²	σ
$T = \frac{H}{48}$ (4.18)	0,8359	0,1414
Donde: H: altura del edificio [m]. R ² : coeficiente de correlación σ: desviación estándar		

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para determinar si la fórmula (4.18) tiene mayor precisión que las ecuaciones (4.1) y (4.2), se realizó un análisis comparativo con las 36 edificaciones regulares utilizadas en el cuadro 4.15, donde se observa que para una variación menor al 20% entre el periodo in-situ con respecto a la expresión (4.18), se obtiene solamente un 77% de la muestra, siendo menor al conseguido con la fórmula para cada sentido (4.1) y (4.2) como se presenta en la figura 4.36. Por consiguiente se concluye que se debe calcular el periodo según su dirección.

FIGURA 4.36 PORCENTAJE DE EDIFICACIONES QUE TIENEN UNA DIFERENCIA MENOR AL 10%, 15%, 20% ENTRE EL PERIODO OBTENIDO CON LAS ECUACIONES PROPUESTAS (4.1), (4.2) RESPECTO A LA FÓRMULA (4.18) PARA 36 EDIFICACIONES.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna.

A continuación se realiza un análisis comparativo entre las ecuaciones recomendadas con la norma sismorresistente vigente de Ecuador y de otros países, así como con las ecuaciones obtenidas en otros estudios similares en diferentes ciudades del mundo.

4.6 ANÁLISIS ENTRE LAS ECUACIONES OBTENIDAS EXPERIMENTALMENTE CON RESPECTO A INVESTIGACIONES SIMILARES Y NORMAS SISMORRESISTENTES.

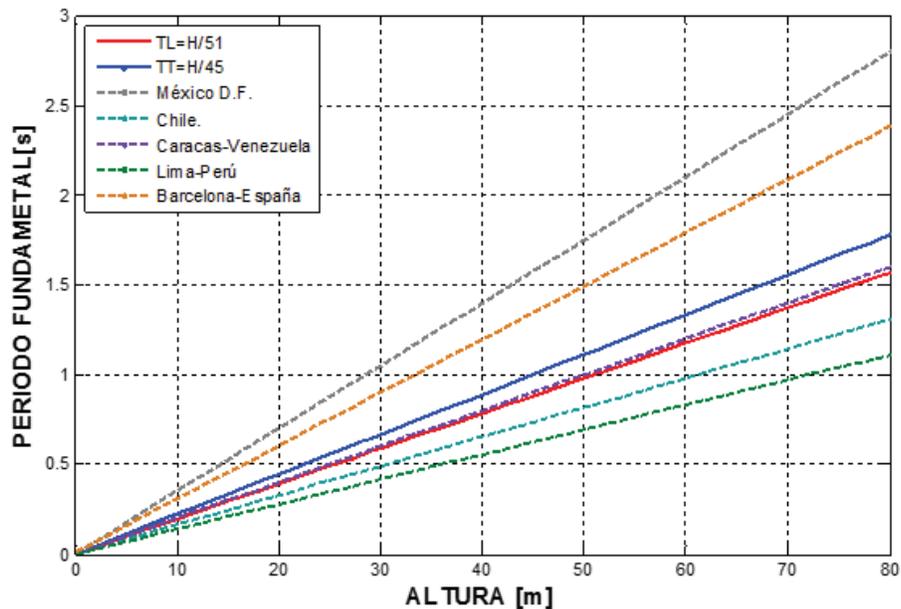
4.6.1 ECUACIONES EXPERIMENTALES DE OTROS PAÍSES.

La ecuación para el cálculo del periodo propuesta en esta investigación se comparó con fórmulas experimentales de otros países que se indicaron en el cuadro 1.1, para esta comparación se estableció una altura de entresanos de 3 [m] como se

presenta en la figura 4.37, donde se observa que la fórmula obtenida en Caracas-Venezuela es similar a la del periodo longitudinal de este estudio y varía en 10% con la fórmula de periodo transversal. Este país utiliza principalmente mampostería de arcilla confinada, a diferencia de Quito la cual en su mayoría construye con mampostería de concreto hueco. También se muestra que las estructuras de Ecuador en el sentido longitudinal y transversal son el 20-36% y 41-60% más flexibles que las de Chile y Perú respectivamente.

Hasta los 20[m] de altura los países sudamericanos Venezuela, Chile, y Perú están dentro de la desviación estándar de las ecuaciones propuestas, esto puede ser a que Perú tiene un sistema constructivo parecido al de Ecuador, es decir se construye con bloques de concreto hueco. En cambio con países más distantes como España y México existe una diferencia notoria a partir de los 10[m], porque a partir de esta altura se encuentran fuera de la desviación estándar.

FIGURA 4.37 COMPARACIÓN ECUACIÓN (4.1) Y (4.2) CON FÓRMULAS EXPERIMENTALES DE OTROS PAÍS.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

4.6.2 FÓRMULAS RECOMENDADAS POR LAS NORMAS SISMORRESISTENTES.

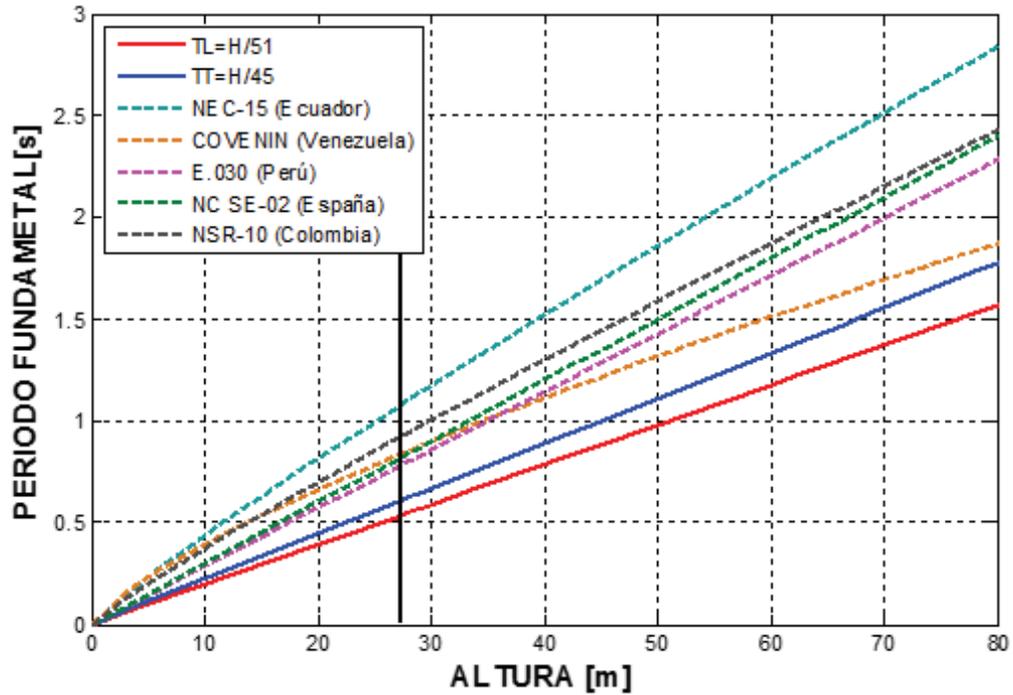
Las ecuaciones que se encuentran en el UBC 1997 y en el Structural Engineers Association of California SEAOC-1996 son derivaciones del estudio desarrollado por el Applied Technological Council ATC, que forman parte del documento ATC3-06. Este estudio obtuvo periodos medidos durante el movimiento del sismo de San Fernando en 1971 que tuvo una magnitud 6.6. La mayoría de información proviene de estructuras fuertemente sacudidas pero que no se deformaron dentro del rango inelástico (Chopra and Goel, 1997). Además las fórmulas recomendadas por los códigos son calibradas intencionalmente para subestimar el periodo de la primera fluencia de la estructura aproximadamente en un 10-20%. (ATC 1978; SEAOC 1988).

En los resultados obtenidos por Midorikawa (1990) se observa que el periodo durante un sismo en promedio es 20% mayor cuando la aceleración pico es de 60 a 200cm/s². Para aceleraciones mayores, el periodo se incrementa abruptamente. El aumento del periodo sugiere que la rigidez de los elementos no estructurales contribuye a la rigidez total del edificio a un nivel de amplitud de vibración ambiental, mientras que dichos elementos no intervienen en la rigidez de la estructura a niveles de amplitud mayores. El periodo fundamental es mayor mientras más fuerte es sacudido el edificio, eso se debe al aumento del agrietamiento de los elementos de hormigón armado que se traduce en la disminución de rigidez (Chopra and Goel, 1997).

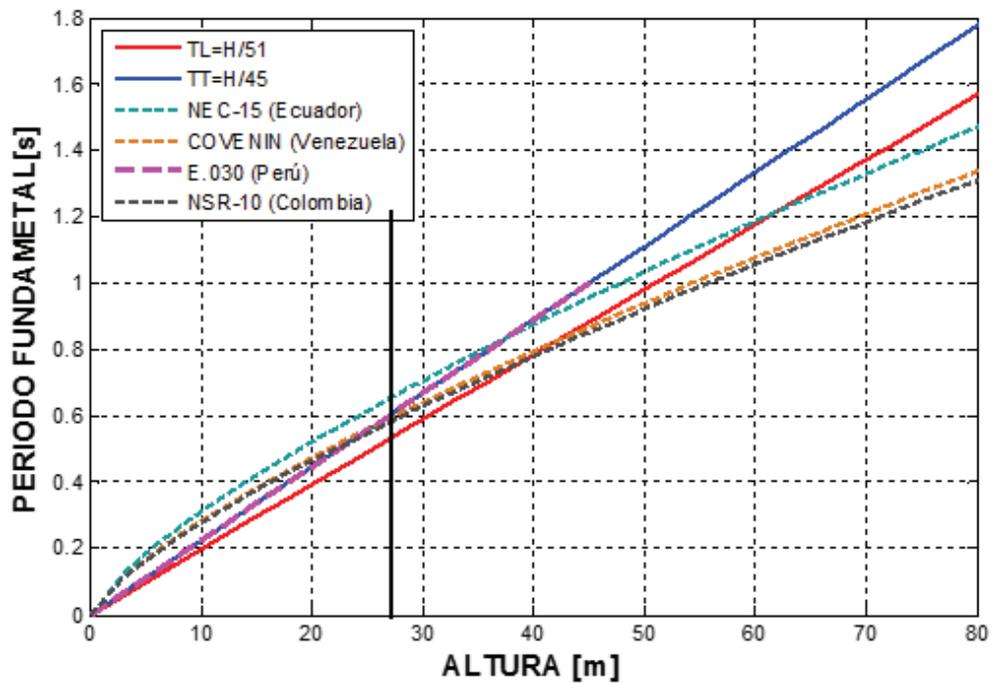
En las figuras 4.38 se presenta una comparación entre las ecuaciones de periodo experimental y las fórmulas para el cálculo de periodo aproximado de las normas sismorresistentes de Ecuador, Venezuela, Perú, Colombia y España que se muestran en el anexo1, para edificios con y sin muros estructurales. Además en estas gráficas se divide mediante una línea negra continua a las edificaciones menores a 8 pisos (<27[m]), debido a que la mayor parte de las edificaciones de Quito inferiores a 8 pisos no tiene muros estructurales.

FIGURA 4.38 COMPARACIÓN ECUACIÓN (4.1) Y (4.2) CON FÓRMULAS DE NORMAS SISMORRESISTENTES DE OTROS PAÍSES.

a) Sin considerar muros de corte.



b) Considerando muros de corte.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En la gráfica 4.38 que no considera muros estructurales, se observa que para edificaciones menores a 27[m] de altura los periodos de la ecuación propuesta tienen una diferencia relativa de 45-28%, 61-42% y 74-54% con respecto a Perú, Venezuela y Colombia respectivamente en el sentido longitudinal y transversal, a pesar de que Ecuador tiene características constructivas similares a Perú y Colombia. Esta discrepancia se debe a que las ecuaciones de las normas se basan en modelos teóricos, que no consideran la influencia de elementos no estructurales como la mampostería. La cual aumenta la rigidez de la edificación disminuyendo el periodo.

Del mismo modo se hace una comparación entre las fórmulas de las normas sismorresistentes considerando muros estructurales y las ecuaciones experimentales, como se presenta en las gráficas 4.38.b. Donde se observa que existe una diferencia mínima entre la ecuación propuesta y la de las normas hasta los 40 [m], es decir las ecuaciones de las normas se aproximan de buena manera a los resultados experimentales hasta dicha altura. Porque la rigidez que aporta la mampostería es mucho menor a la que proporcionan los muros estructurales. La ecuación experimental (4.2) para periodo transversal es similar a la propuesta por la norma peruana, esto puede deberse a que se tiene similar sistema constructivo. A partir de los 50 [m] de altura la ecuación propuesta en esta investigación tienden a ser más flexible que las recomendadas por las normas.

4.6.3 COMPARACIÓN CON LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN

La ecuación recomendada por la norma ecuatoriana y la fórmula de Rayleigh (analítica) trabajan con inercias gruesas, en las secciones. Pero es importante destacar que ante el sismo estipulado por la norma ecuatoriana se espera daño en la estructura, razón por la cual el código especifica el uso de las inercias agrietadas, con las cuales se debe hacer el análisis sísmico. Por lo tanto para el análisis sísmico por el método estático, empleando el espectro de la NEC, se debe trabajar con un periodo obtenido con la estructura con inercias agrietadas (Aguar, 2008).

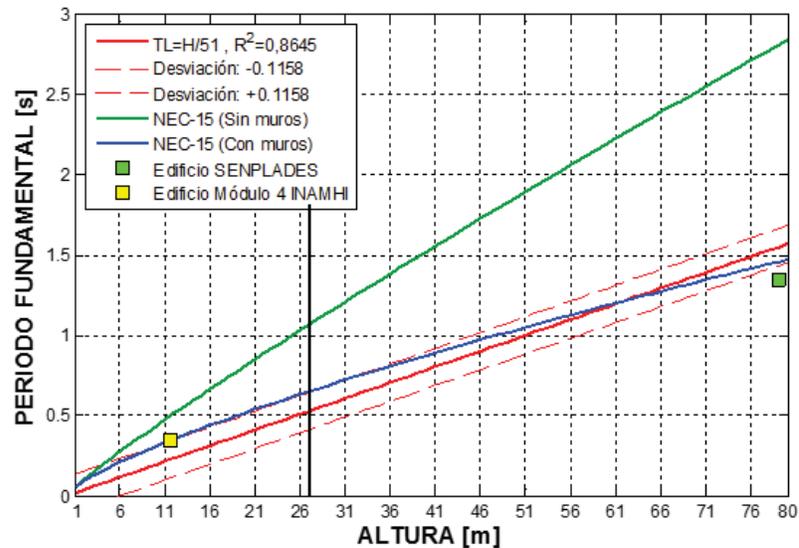
En este subcapítulo se presenta una comparación de las dos ecuaciones obtenidas para el periodo fundamental aproximado (4.1), (4.2) con las fórmulas de la NEC-2015 con y sin muros estructurales, como se muestra en las figuras 4.39. En estas gráficas se separa mediante una línea continua negra a los edificios menores y mayores a 8 pisos ($<27[m]$ y $>27[m]$), debido a que de acuerdo a las características constructivas de la ciudad de Quito la mayoría de estructuras inferiores a los 8 pisos no poseen muros estructurales. También se coloca dos puntos que representan el periodo experimental de dos edificaciones, uno es de una estructura que solo está compuesta por pórticos (Módulo 4 INAMHI) y el otro es de una que solo está formada por muros estructurales (SENPLADES). Estos puntos servirán para verificar la precisión de las ecuaciones de la norma y las experimentales.

En las figuras 4.39 se observa que la fórmula de la NEC-2015 sin considerar muros estructurales es aproximadamente dos veces más flexible que las ecuaciones experimentales para edificios menores a 8 pisos, los cuales se plantea que no poseen muros. Además se observa que los periodos del Edificio SENPLADES y Módulo 4 están dentro de la desviación estándar de las ecuaciones propuestas en este estudio, mientras que la norma sigue siendo flexible. Esto puede deberse a que las normas basan sus ecuaciones del periodo en modelos teóricos, sin considerar la rigidez que aporta la mampostería y no se establecen estudios experimentales, por consiguiente se sobreestiman los periodos.

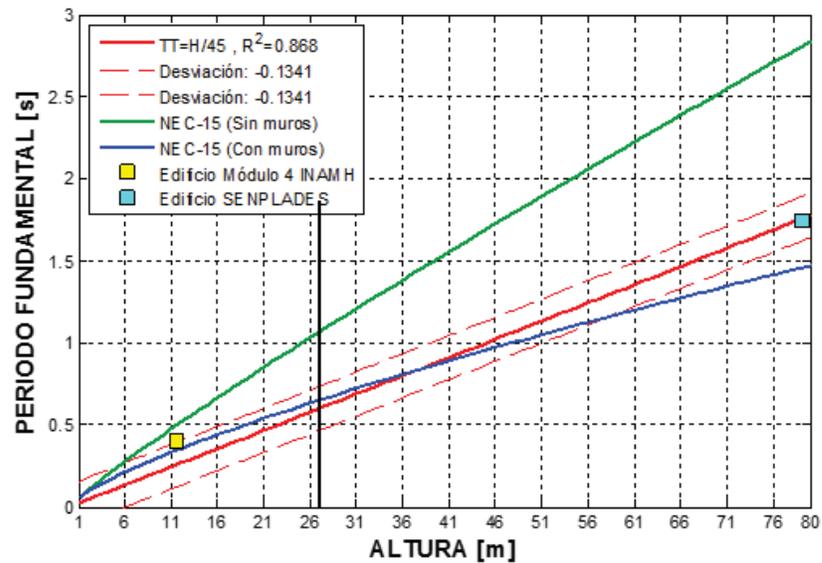
Por las razones mencionadas se concluye que la ecuación de la NEC para determinar el periodo fundamental en edificaciones con muros estructurales se adapta de gran manera a los resultados experimentales. Sin embargo para edificaciones sin muros estructurales la ecuación de la norma sobrestima hasta en dos veces los periodos.

FIGURA 4.39 COMPARACIÓN DE PERIODO DE LA ECUACIÓN (4.1) Y (4.2) RESPECTO A LA NEC-15

a) Periodo Longitudinal



b) Periodo Transversal



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

4.7 INFLUENCIA DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN EL CORTE BASAL.

El cálculo del corte basal se ha desarrollado a partir de la ocurrencia de sismos devastadores, tal es así que después del sismo de Messina ocurrido en 1908, una

comisión italiana plantea el uso un coeficiente " $C=1/12$ " para el cálculo de la fuerza sísmica como fracción del peso de la estructura como se expresa en la ecuación 4.19. Aquí se inicia una nueva era de investigaciones para la ingeniería sísmica, y se plantea un nuevo enfoque para el diseño de estructuras. El mismo hecho ocurrió en Japón después del sismo ocurrido en Tokio en 1923, donde se empieza a utilizar un coeficiente del 10% del peso de la estructura para edificaciones importantes, además el Dr. Naito propone las siguientes teorías i) conexiones rígidas, ii) la importancia de la regularidad en planta. (Berg, 1983)

$$V = C * W \quad (4.19)$$

En California en 1933 se propone utilizar un coeficiente entre [2-5%], y dos años después se modifica por el 8%. En 1943 para el cálculo del coeficiente se establece una relación lineal de $C = \frac{0.60}{N+4.5}$, donde el coeficiente decrece con el aumento de número de pisos. En 1932 Biot introduce el concepto de espectro de respuesta y con el paso del tiempo fue implementado como parte fundamental para el cálculo del corte basal (Berg, 1983). Los espectros son gráficos de la respuesta máxima en valor absoluto de aceleración, velocidad o desplazamiento que produce una acción dinámica determinada en diferentes estructuras (diferentes periodos de vibración) para un amortiguamiento determinado sometidas a un sismo específico. Con el tiempo, el espectro de respuesta se ha convertido en una herramienta importante de la dinámica estructural para el cálculo de las fuerzas sísmicas, ya que muchas normas sismorresistentes utilizan esta filosofía de diseño, como es el caso del Ecuador.

El periodo es uno de los parámetros más significativos para la obtención de las fuerzas horizontales a las que estará sometida la edificación durante un evento sísmico. La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-2015) propone el cálculo del corte basal mediante la expresión 4.20, el mismo que se basa en el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , y además depende del factor de importancia del edificio, regularidad y tipo de sistema constructivo. En el cuadro 4.18 se presenta detalladamente la descripción de cada uno de estos parámetros.

$$V = \frac{I^*Sa}{R^* \phi_p^* \phi_e} \quad (4.20)$$

CUADRO 4.18 PARÁMETROS USADOS EN EL CÁLCULO DE CORTE BASAL.

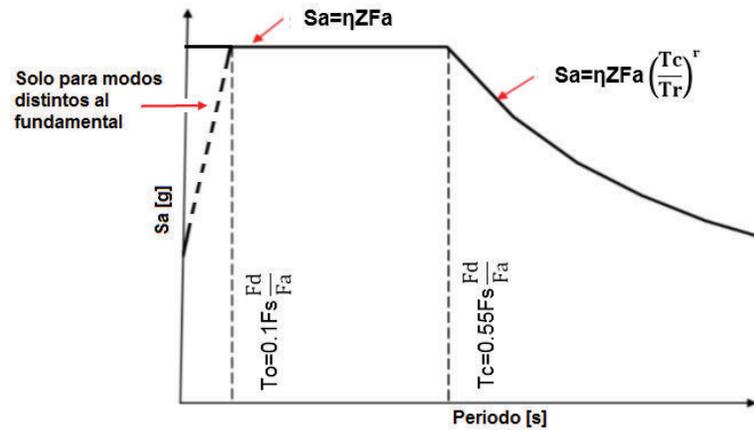
ϕ_p	Coeficiente de configuración estructural en planta.	Igual a 1 para estructuras regulares. Y menores a 1 para estructuras irregulares.
ϕ_e	Coeficiente de configuración estructural en elevación.	
I	Coeficiente de Importancia	I=1.5 Edificaciones Esenciales
		I=1.3 Estructuras de ocupación Especial
		I=1.0 Otras estructuras
R	Factor de Reducción de Resistencia sísmica.	R= 3-8. Que depende de la Ductilidad R_μ , Sobre resistencia R_Ω .
W	Carga sísmica reactiva.	Caso general W= D (D=Carga muerta)
		Caso especial W=D+0.25L (L= Carga Viva)

FUENTE: NEC 2015

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos concentran la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Sin embargo, los espectros de respuesta pueden omitir información importante sobre los efectos de los sismos sobre las estructuras ya que dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a para el sismo de diseño es expresado como fracción de la gravedad y depende directamente del sitio donde se encuentra la estructura. La NEC-2015 considera: factor de zona sísmica z , tipo de suelo η y sus coeficientes de amplificación F_a , F_d , F_c como se presenta en la figura 4.40. Las aceleraciones del sismo dependen directamente del sitio por el cual se transmiten, es decir en suelos blandos se amplifican las aceleraciones. El Espectro se calcula de acuerdo a las expresiones presentadas de la figura 4.40, para valores de periodo menores a T_c las aceleraciones son constantes, mientras que para valores mayores a T_c las aceleraciones disminuyen de forma exponencial en función del valor de "r". Los parámetros de los que depende el espectro, se presentan en el cuadro 4.19.

FIGURA 4.40 ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.



FUENTE: NEC 2015.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

CUADRO 4.19 PARÁMETROS USADOS PARA EL CÁLCULO DEL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.	$\eta= 1.80$ para la Costa (Excepto Esmeraldas) $\eta= 2.48$ para la Sierra, Esmeraldas y Galapagos $\eta= 2.60$ para el Oriente
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	$r = 1$ para tipo de suelo A, B, C, D $r = 1.5$ para tipo de suelo E.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio	El factor depende del tipo de perfil del subsuelo, y de la zona sísmica. Los valores se encuentran descritos en la tabla 3, 4 y 5 del Capítulo 2 de la NEC 2015.
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.	
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.	
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.	I=0.15 Intermedia; II=0.25; III=0.30; IV=0.35; V=0.40 Alta; VI>0.5 Muy Alta.
T_0	Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño S_a Espectro	$T_0 = 0.1 F_s * F_d / F_a$
T_c	Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	$T_c = 0.55 F_s * F_d / F_a$

FUENTE: NEC 2015

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La última norma vigente es la NEC que vienen de un proceso de revisión desde el año 2011 hasta registrarse oficialmente en 2015 y convertirse en ley para todos los

actores de la construcción (NEC, 2015). Los factores de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s y el coeficiente “ r ” se implementaron en la NEC-2011 y tuvieron cambios para la NEC-2015 como se muestra en el cuadro 4.20.

CUADRO 4.20 COMPARACIÓN DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO NEC-2011 CON NEC-2015.

Tipo de perfil del subsuelo	ZONA V							
	NEC-2011				NEC-2015			
	r	F_a	F_d	F_s	r	F_a	F_d	F_s
A	1	0,9	0,9	0,75	1	0,9	0,9	0,75
B	1	1	1	0,75	1	1	1	0,75
C	1	1,2	1,3	1,3	1	1,2	1,11	1,11
D	1,5	1,2	1,4	1,5	1	1,2	1,19	1,28
E	1,5	1,15	1,6	1,9	1,5	1	1,6	1,9

FUENTE: NEC 2015

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los cambios se realizan especialmente para los suelo tipo C, D y E, los cuales representan a la mayoría de suelos en el DMQ (Yépez, 2015). En la Norma Ecuatoriana de Construcción no se especifica el motivo, ni en base a qué estudio o investigación se realizaron estos cambios. Estas modificaciones disminuyen el espectro de aceleraciones de la NEC-2015 con respecto a la NEC-2011, como se presenta en la figura 4.41. Por esta razón es necesario realizar una investigación de los coeficientes F_a , F_d , F_s y r , ya que estos son de gran importancia para el cálculo del espectro de aceleración para el corte basal.

FIGURA 4.41 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA CIUDAD DE QUITO PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE SUELO.

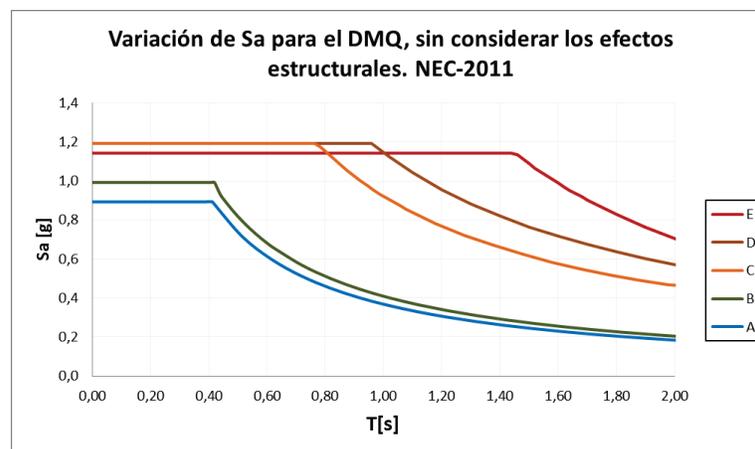
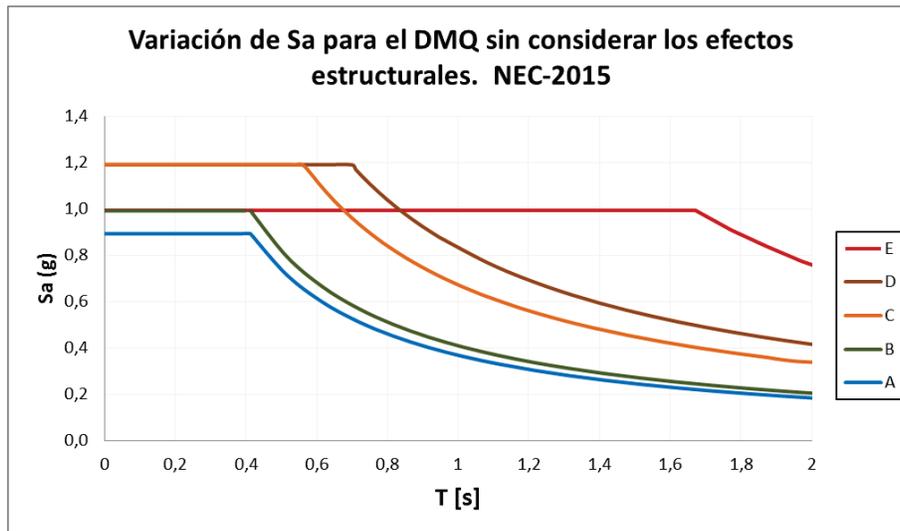


FIGURA 4.41 CONTINUACIÓN.



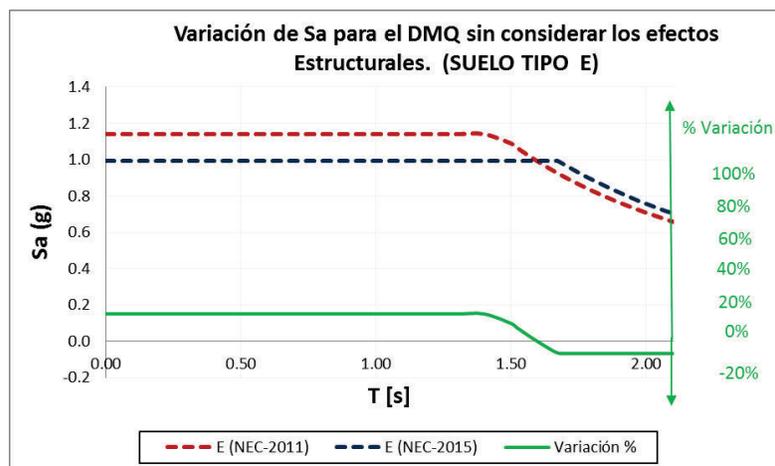
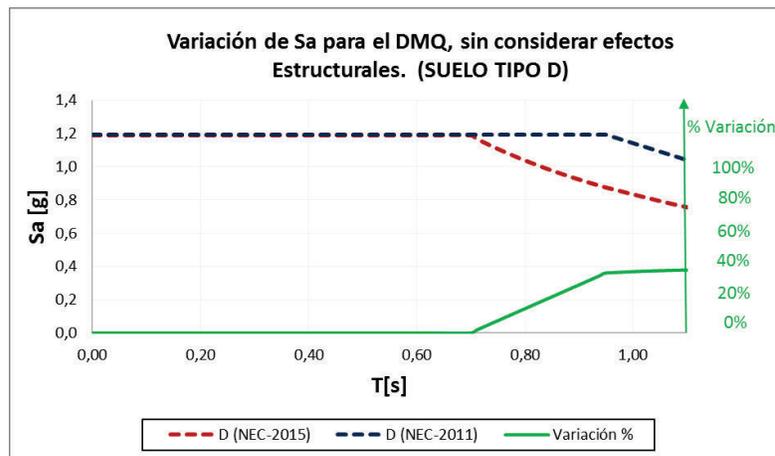
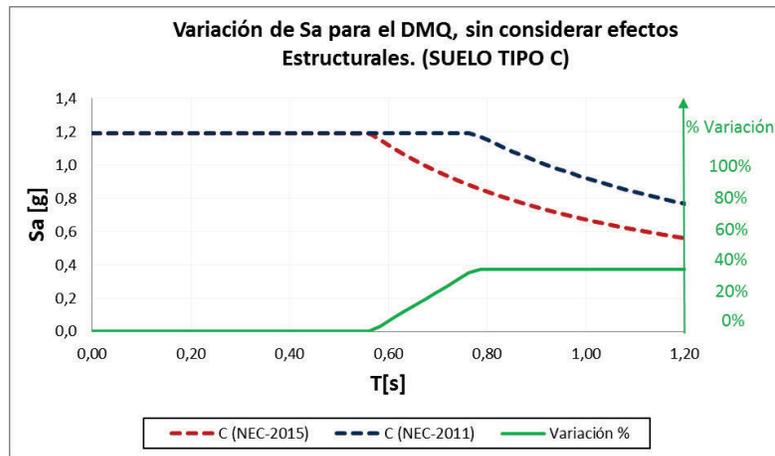
FUENTE: NEC 2015

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los valores de aceleración para la NEC-2015 son más altos para los tipos de suelo C, D con un valor de 1.2 [g]. Mientras que el valor de la meseta (T_c) es más larga para suelos tipo E con un valor de 1.67 [s], y disminuye según el suelo se endurece: D 0.70 [s], C 0.56 [s], B y A con [0.41] s. Para valores mayores a T_c , la aceleración disminuye en forma exponencial, esto quiere decir, que para edificios más flexibles a T_c se esperan aceleraciones menores.

Las variaciones de los espectros se observan en la figura 4.42. Para los suelos tipo C la longitud de la meseta disminuye de 0.77 [s] a 0.56 [s] y para valores mayores a T_c la aceleración se reduce en aproximadamente [37%]. Para suelos tipo D sucede lo mismo la meseta varía de 0.96 [s] a 0.70 [s] y para valores mayores a T_c la aceleración se reduce en aproximadamente [39%]. Finalmente para los suelos tipo E la longitud de la meseta aumenta de 1.45 [g] a 1.67 [g] y para valores mayores a T_c la aceleración se reduce en aproximadamente [7%].

FIGURA 4.42 COMPARACIÓN DE LOS ESPECTROS NEC 11 Y 15 PARA LOS TIPOS DE SUELOS C, D, E.



FUENTE: NEC 2011, NEC 2015
 ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Se observa que las estructuras con valores bajos de periodos (menores a $T_c=0.41-0.70$ [s]) les corresponden valores de aceleración sísmica constante, mientras las estructuras más flexibles obtienen aceleraciones menores.

Del análisis estadístico de este capítulo se concluye que el parámetro que más influencia tiene en el cálculo del periodo fundamental es la altura, por tanto las fórmulas recomendadas para las 152 edificaciones analizadas en este estudio son $T_L = \frac{H}{51}$ y $T_T = \frac{H}{45}$. El límite de uso de estas ecuaciones es una altura de 60 [m] y una relación de planta (DT/DL) mayor a 1/3.

En esta investigación se recomienda una ecuación para el cálculo del periodo fundamental en cada dirección principal, debido a que el periodo longitudinal difiere al transversal en un 13% en los edificios de la base de datos. Además se encontró que una sola fórmula para determinar el periodo fundamental de toda la base obtiene una diferencia menor al 20% entre el periodo calculado y el experimental para el 77% de 36 edificaciones regulares de la muestra, el cual es menor al 94% que se alcanza con las fórmulas (4.1) y (4.2).

También es importante conocer la influencia de la mampostería en rigidizar una edificación ya que generalmente rigidizan la estructura en comparación con los modelos dinámicos que se utilizan para el análisis. Por consiguiente, los mencionados modelos dinámicos proporcionan períodos propios de vibración más altos que los reales y su aplicación conduce a fuerzas sísmicas más bajas que las reales. Por este motivo, es necesario incluir en los cálculos este efecto por lo menos de forma aproximada estimando el cambio de periodo que ocasionan. Por lo tanto en el siguiente capítulo se hace un análisis estructural donde se incluye la rigidez que aporta la mampostería y se compara con pruebas experimentales.

CAPÍTULO 5

CALIBRACIÓN CON MODELOS NUMÉRICOS

Las edificaciones de hormigón armado con mampostería representan una porción significativa de las construcciones de la ciudad de Quito, por lo que entender su comportamiento y efecto es de vital importancia. Usualmente se acopla esta a la estructura con varillas de acero llamadas “chicotes”. De tal manera, que se debe incorporar en el análisis sísmico a la mampostería. En la práctica comúnmente se usan métodos simplificados, es decir, en los modelos no se considera los elementos no estructurales, estos no representan la realidad de la estructura.

El uso de elementos no estructurales que no están aislados a la estructura, producen un incremento en la rigidez, disminuyendo el periodo, esto es más notorio en edificios con pórticos, confiriéndole la rigidez de una edificación con muros estructurales, hasta que la mampostería deja de resistir las cargas sísmicas para la cual no ha sido diseñada, estas se rompen y se desprenden del pórtico. En este punto la estructura recupera la flexibilidad que estaba restringida de cierta manera por la mampostería. Al disminuir el período cae en la zona del espectro de mayores aceleraciones y la estructura tomará mayores cargas sísmicas que las estimadas en el diseño (Domínguez, 2014).

El presente capítulo presenta la calibración del modelo teórico de una edificación en base a resultados de las mediciones de vibración ambiental, donde se ajusta los parámetros de diseño con el fin de obtener un periodo teórico similar al medido de forma experimental. Además después se desea analizar los periodos obtenidos dos modelos donde se incluyen las secciones agrietadas con el fin de trabajar con los espectros recomendados por la NEC. El edificio en estudio, es el Modulo 4 del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

El Edificio del Módulo 4 perteneciente al INAMHI se encuentra ubicado en la intersección de las calles Ñaquito y Juan Pablo Sáenz, sector Ñaquito del Distrito Metropolitano de Quito. Esta edificación cuenta con un área total de construcción de 1115 metros cuadrados, distribuidos en 4 plantas destinadas a oficinas. La altura total de la edificación es de 11.50 [m] sobre el nivel de la calle, la altura de entrepiso es 2.45 [m] en todas las plantas. El edificio fue construido en el año 1996, en hormigón armado y presenta una distribución regular en planta y elevación, la estructura está conformada por 18 columnas por piso, con vigas banda y losa plana. Las paredes exteriores están conformadas por mampostería de bloques y ventanales, mientras que en el interior la mampostería es escasa, debido a que gran parte de las oficinas están separadas únicamente por paneles modulares. El edificio no se encuentra adosado a otras construcciones. En la figura 5.1 se presenta el edificio en estudio.

FIGURA 5.1 A) EDIFICIO MODULO4 INAMHI. B) SENSOR COLOCADO EN LA PLANTA ALTA.

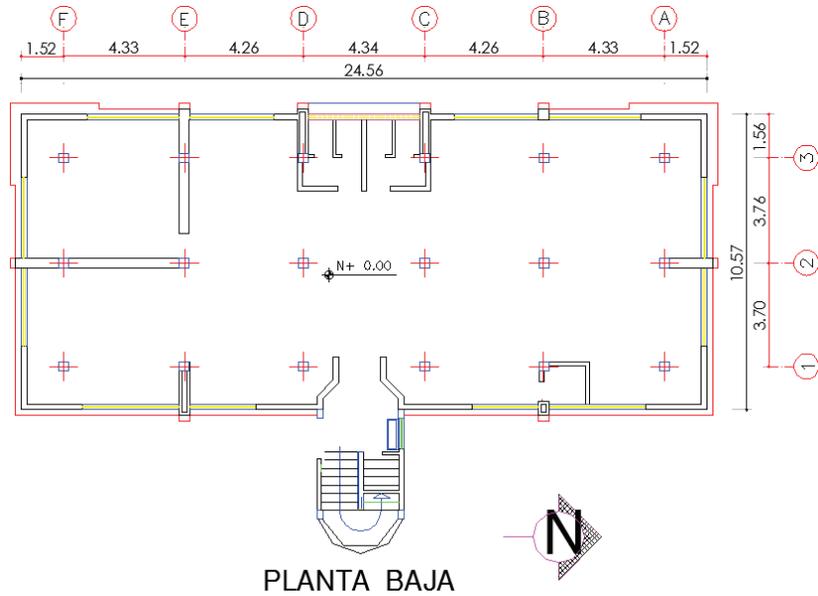


FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

La estructura tiene 6 ejes en la dirección longitudinal, y 3 ejes en la dirección transversal, tiene una dimensión en planta de 24.56 por 10.57 [m]. Las columnas son cuadradas, con una dimensión de 33 [cm]. La losa tiene un espesor de 30 [cm], y las vigas bandas son de 25 por 30 [cm]. La mampostería está compuesta por bloques huecos de concreto de 20 [cm] de espesor. La estructura tiene volados de 1.5 [m] aproximadamente en todos los bordes. En la figura 5.2 se muestra las plantas arquitectónicas y elevaciones de la edificación en estudio.

FIGURA 5.2 PLANTAS ARQUITECTÓNICAS Y ELEVACIONES DEL MÓDULO 4 INAMHI

a) Planta Baja



b) Planta Tipo: 1, 2 y 3 planta.

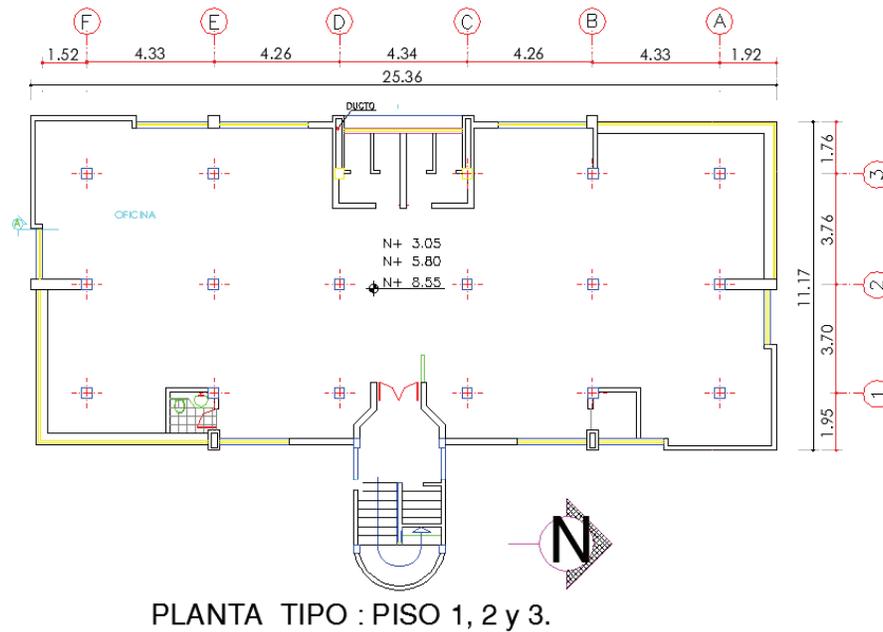
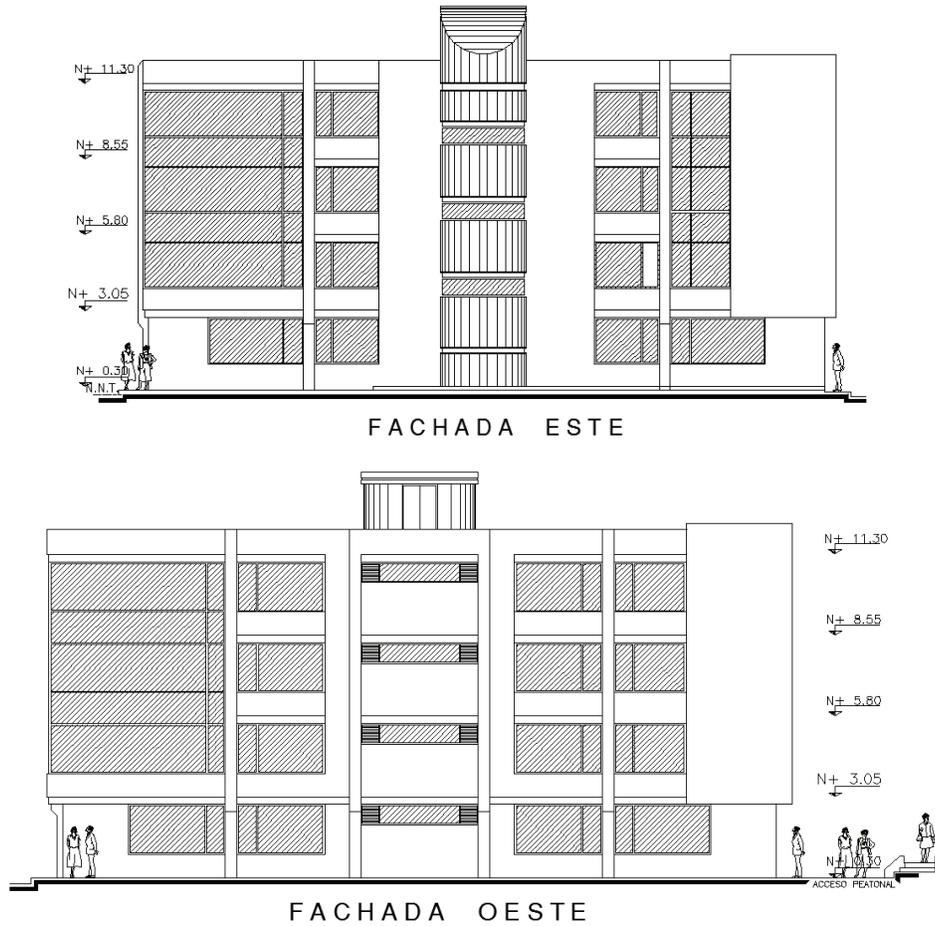
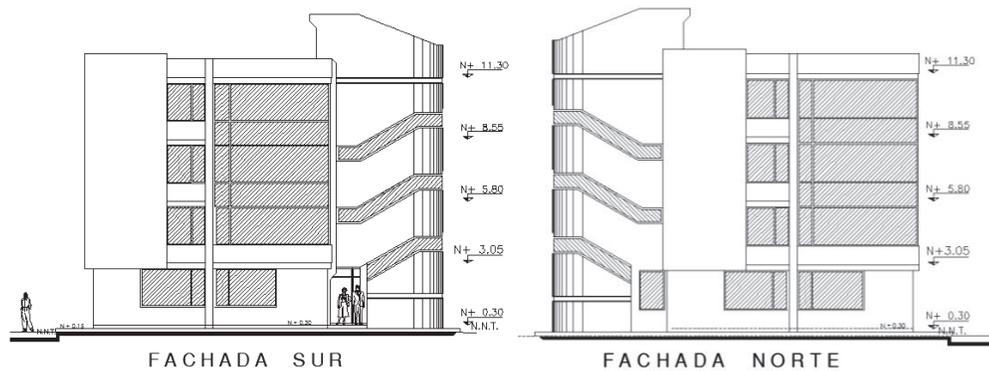


FIGURA 5.2 CONTINUACIÓN

c) Fachada Este y Oeste de la edificación.



d) Fachada Sur y Norte de la edificación.



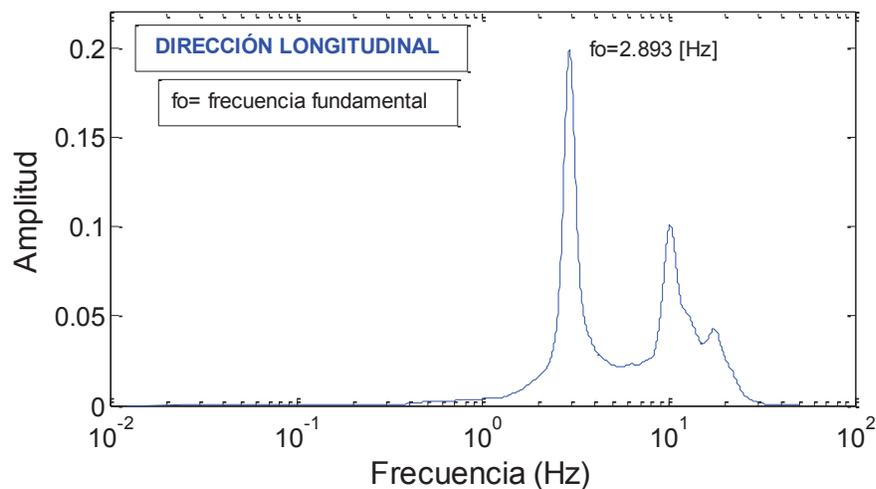
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

5.1.1 RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL EDIFICIO

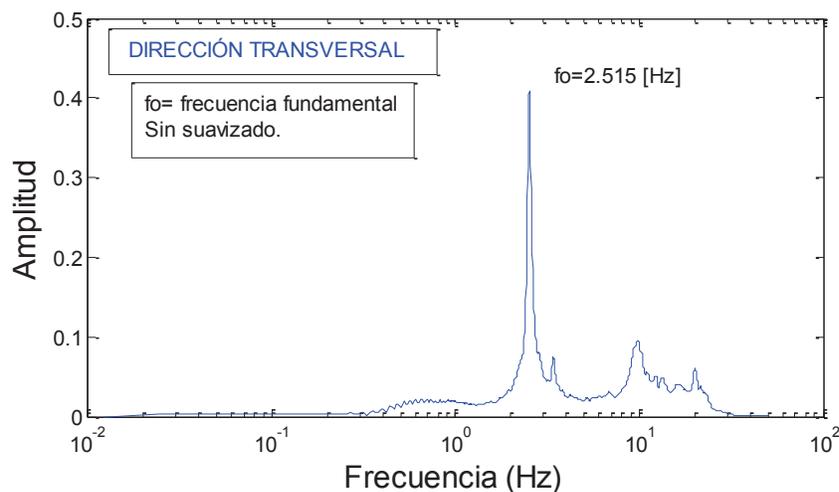
Los resultados experimentales de las medidas de vibración ambiental en las dos direcciones se observan en la figura 5.3. La primera figura representa el promedio de los espectros de Fourier para la dirección longitudinal (más larga), y el segundo la dirección transversal (más corta). Además el cuadro 5.1 presenta los resultados de frecuencias y periodos para los primeros modos traslacionales.

FIGURA 5.3 PROMEDIO DE LOS ESPECTROS DE FOURIER (INAMHI MÓDULO 4)

a) Espectro de respuesta de la dirección longitudinal.



b) Espectro de respuesta de la dirección transversal.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los valores de frecuencias representan los picos relevantes en los espectros presentados en la figura anterior, para obtener los periodos de vibración, se calcula la inversa de los valores de la frecuencia, obteniéndose los resultados del cuadro 5.1.

CUADRO 5.1 PERIODOS DEL EDIFICIO MODULO 4 INAMHI

Sentido	Frecuencia Experimental f_e [Hz]	Período Experimental T_e [s]
Transversal	2.515	0.398
Longitudinal	2.917	0.343

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los periodos de vibración muestran que la edificación es más rígida en el sentido longitudinal. Esto sucede en la mayoría de las estructuras analizadas, y se justifica en que la dimensión más larga tiene una mayor longitud de vigas, y mayor número de columnas, por lo que se tiene más rigidez, obteniendo un menor periodo de vibración y menos desplazamientos en esta dirección. Este modelo teórico debe conseguir como resultados valores similares a los presentados en el cuadro 5.1, ya que el objetivo es simular las condiciones y características reales de la edificación.

5.2 MODELO TEÓRICO

En el presente subcapítulo se analizan cuatro modelos, el primero está compuesto únicamente de elementos estructurales, y el segundo modelo incorpora la mampostería y sus efectos. Los dos restantes consideran el agrietamiento para los dos primero. Estos modelos se analizan en un software de análisis estructural, donde se utilizan las dimensiones y propiedades descritas en el cuadro 5.2.

CUADRO 5.2 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO Y MAMPOSTERÍA.

Dimensiones de los Elementos Estructurales.		
Elemento	DIMENSIONES	
	Base [cm]	Altura [cm]
Columna	33	33
Viga banda	25	30
Losa Alivianada bidireccional con espaciamiento de 40 cm.	-	30

CUADRO 5.2 CONTINUACIÓN

Propiedades del Hormigón	
Hormigón:	$f'c=240$ [kg/cm ²]
Módulo de elasticidad:	$E=13500*f'c^{0.5}$ [kg/cm ²]
Coeficiente de Poisson:	$\mu=0,2$
Propiedades de la Mampostería	
Mampostería de Bloque Hueco:	40x20x20
Módulo de elasticidad mampostería con enlucido:	$E=1.2 \times 10^5$ [kg/cm ²]
Coeficiente de Poisson:	$\mu=0,25$
Módulo de corte:	$G=0.4 \times E$

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El esfuerzo de compresión del hormigón aumenta con el paso del tiempo (Nawy, 2008), por ende también aumenta el módulo de elasticidad, por esta razón las características del enlucido de la mampostería y el esfuerzo de compresión del hormigón se escogieron considerando los 19 años de construcción del edificio, suponiendo que este ha aumentado su resistencia en este tiempo. Además se siguió las recomendaciones de la tesis “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de una edificación. Aproximación teórico-experimental” (Paredes, 2015).

Para el caso de evaluar una estructura existente, es recomendable tener dichos valores para cada uno de los pisos, con precisión. Estos valores pueden obtenerse mediante la extracción de testigos de hormigón de acuerdo a la norma ASTM C-109, y para obtener información sobre la homogeneidad en los diferentes pisos se realiza ensayos con esclerómetros de acuerdo a la norma ASTM C 805-08.

La estimación de la carga muerta debe realizarse considerando las cargas reales, no se utilizan factores de amplificación y se considera el peso propio de cada uno de los elementos existentes. Mientras mejor se estimen las cargas, el modelo representará mejor la realidad de la edificación. El peso de la losa se estimó en 432 [kg/m²], el peso de los alivianamientos en 96 [kg/m²], el enlucido y macillado de pisos en 66 [kg/m²] y el piso flotante en 6.70 [kg/m²]. Estos cálculos de la carga de mampostería por piso y de la carga de la losa (peso propio de la losa, alivianamientos, enlucidos, macillados, pisos flotantes) se encuentran en los

anexos de esta investigación, y dan como resultado las cargas que se presenta en el cuadro 5.3. Además se consideró el 25% de la carga viva (250 kg/cm^2).

CUADRO 5.3 RESULTADOS DE LA CARGA MUERTA DE LOSAS Y PAREDES.

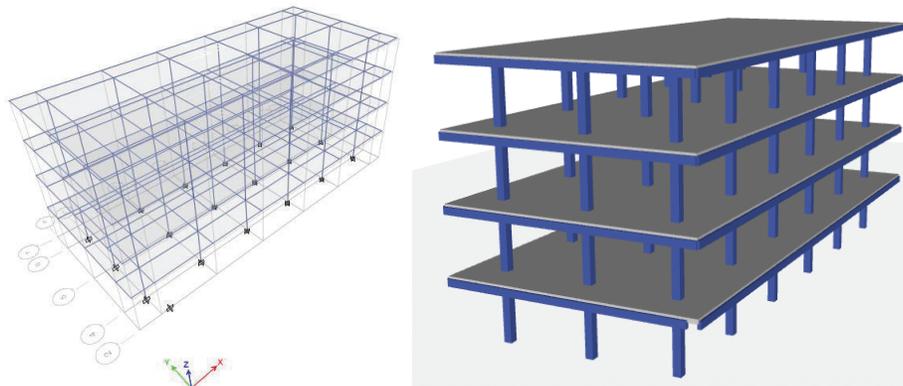
Planta	Carga de Mampostería [kg/m ²]	Carga Actuante en la losa [kg/m ²]	Carga Muerta Total [kg/m ²]
Planta Baja	167.9	600.7	768.6
2da Planta	134.4	600.7	735.0
3era Planta	105.9	600.7	706.6
4ta Planta	105.9	600.7	706.6
5ta Planta	61.8	572.0	645.3

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

5.2.1 PRIMER MODELO – ELEMENTOS ESTRUCTURALES (E.E).

El primer modelo consiste en diseñar con las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales, sin considerar la influencia que tiene la mampostería en el edificio. Este no considera la inercia agrietada, porque la medición de vibraciones ambientales obtiene resultados de la estructura dentro del rango elástico, sin ocasionar fisuras, ni agrietamiento, ya que está sometida a esfuerzos y desplazamientos mínimos. En la figura 5.4 se presenta el modelo, y en el cuadro 5.4 los resultados de los periodos de vibración junto a una comparación de los resultados experimentales.

FIGURA 5.4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

CUADRO 5.4 RESULTADOS PRIMER MODELO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.

Sentido	Período Experimental Te [s]	Período Teórico TT [s]	Comparación TT/Te
Longitudinal	0.398	1.015	2.55
Transversal	0.343	1.005	2.93

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El periodo fundamental del primer modelo es 2.55 veces mayor al periodo experimental, por lo que se concluye que el comportamiento del modelo es más flexible en comparación al comportamiento real de la edificación, debido a que el modelo solo abarca elementos estructurales, y la falta de mampostería ocasiona menos de rigidez. El considerar la carga viva en este modelo genera un incremento de 2.5% en el periodo.

Los modelos que no consideran la presencia de paredes, pueden estar ignorando efectos de torsión, columna corta, piso blando, entre otros. Debido a estas razones se realiza un modelo considerando la presencia de la mampostería y sus efectos. Al aumentar la rigidez en una estructura, se espera que actúen fuerzas sísmicas mayores.

5.2.3 SEGUNDO MODELO – CONSIDERANDO LA MAMPOSTERÍA. (C.M)

La mampostería es muy utilizada en las edificaciones del DMQ y está formada por elementos de ladrillos macizos, o bloques de concreto huecos adheridos por una mezcla de agua, cemento y arena llamada mortero. Después de la unión de todas las unidades, se suele enlucir toda su superficie con mortero, rigidizando aún más este sistema. La mampostería al ser sometida a un mismo esfuerzo, produce una respuesta ocasionada por la interacción entre todos sus componentes.

El edificio en análisis tiene paredes de bloque de concreto de 20 [cm] de espesor, y en ciertos sitios está formada por dos filas de bloques, es decir con 40 [cm] de espesor. La misma que se encuentra principalmente en el perímetro de toda la estructura formando un cajón externo como se observa en la figura 5.2. La densidad total de esta se muestra en el cuadro 5.5, donde se aprecia que la densidad de

mampostería interna es mucho menor a la externa, esto se debe a que el edificio es utilizado para oficinas.

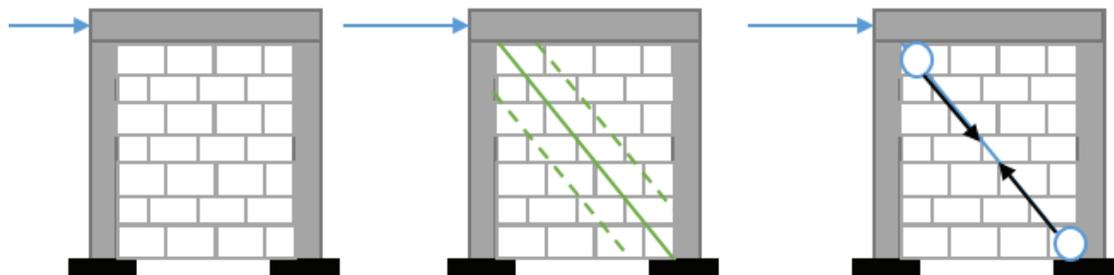
CUADRO 5.5 DENSIDAD DE LA MAMPOSTERÍA EN LA EDIFICACIÓN

Densidad de M. Externa	Densidad de M Interna	Densidad de Mampostería
4.37%	1.35%	5.71%

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

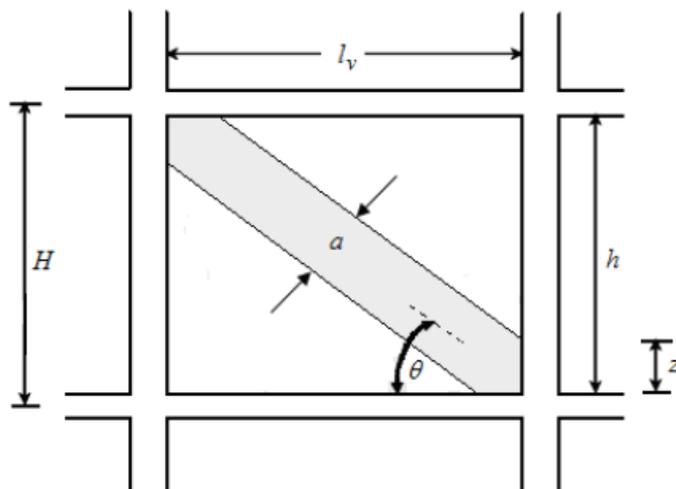
El comportamiento de la mampostería en la estructura puede ser representada por una barra o puntal diagonal que trabaja solo a compresión axial, como se observa en la figura 5.5. Debido a que el sismo al actuar en una dirección se considera que solo resiste la barra que está en compresión y se desprecia la de tensión. Este puntal debe representar las dimensiones equivalentes (ancho y espesor) y tener las propiedades de la mampostería. En el cuadro 5.6 se presentan diferentes metodologías, para determinar el ancho equivalente de la barra.

FIGURA 5.5 MODELO DE MAMPOSTERÍA COMO UNA BARRA DIAGONAL.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

En la figura 5.6 se presentan los parámetros que intervienen en el cálculo del ancho equivalente, para la inclusión de la mampostería.

FIGURA 5.6 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL ANCHO EQUIVALENTE.

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carrillo, 2008.

CUADRO 5.6 MODELOS PARA EL CÁLCULO DEL ANCHO EQUIVALENTE DEL PÚNTAL QUE REPRESENTA LA MAMPOSTERÍA.

Modelo	Ancho del Puntal (a)	Simbología
Holmes, 1961	$a = \frac{L}{3}$	L= Longitud de la diagonal del puntal.
Mainstone, 1971	$a = 0.16 \lambda^{-0.30} * L$ $\lambda = \left[\frac{E_m * t * \text{sen}2\theta}{4 Ec * Icol^h} \right]^{\frac{1}{4}}$	Em: Modulo elasticidad mampostería. Ec: Modulo de elasticidad de las columnas. Icol: Momento de Inercia θ= Ángulo formado entre la diagonal y el eje horizontal.
Hendry et al, 1981	$a = \frac{1}{2} \sqrt{Zv^2 + Zc^2}$	Zv y Zc: Longitud de contacto de la viga y columna con la mampostería.
Kwan y Liauw, 1984	$a = \frac{0.95 h \cos \theta}{\sqrt{\lambda H}}$ $\lambda = \left[\frac{E_m * t * \text{sen}2\theta}{4 Ec * Icol^h} \right]^{\frac{1}{4}}$	H: Altura del pórtico.
Paulay y Priestley, 1992	$a = \frac{L}{3}$	L= Longitud de la diagonal del puntal.
FEMA, 1997	$a = 0.175 (\lambda H)^{-0.40} * L$ $\lambda = \left[\frac{E_m * t * \text{sen}2\theta}{4 Ec * Icol^h} \right]^{\frac{1}{4}}$	Em: Modulo elasticidad mampostería. Ec: Modulo de elasticidad de las columnas. Icol: Momento de Inercia θ= Ángulo formado entre la diagonal y el eje

FUENTE: Carrillo, 2008.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

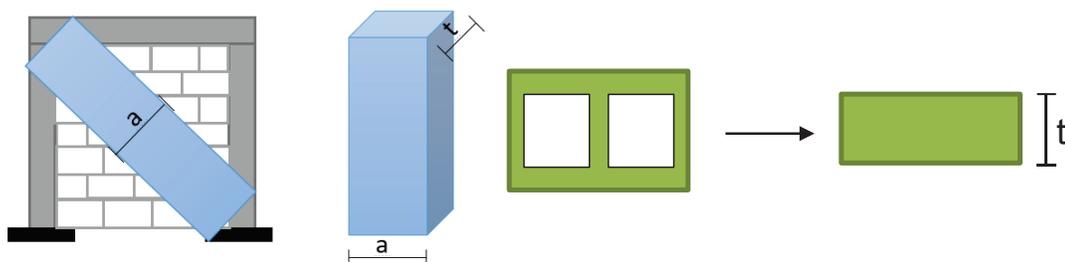
En el modelo se utiliza la metodología de Holmes (1961) por ser de fácil aplicación, y comparado con el método de Paulay y Priestley (1992) es más rígido, es decir con esta técnica se estaría considerando la rigidez del enlucido, ya que al tener un espesor considerable en ambos lados del bloque se tendría un elemento con mayor rigidez, por tanto la metodología de Holmes sería la más cercana a la realidad, además el método de Paulay y Priestley (1992) es recomendado para un nivel de fuerzas laterales menor o igual al 50% de la capacidad última, en otras palabras es para el rango elástico (Aguar, 2008). También se usan las observaciones y recomendaciones de Paredes (2015) donde este método proporciona los resultados más cercanos al experimental de la edificación “Alicante” localizada en el DMQ. En este modelo aplica como hipótesis que la edificación se encuentra en un estado elástico es decir los elementos no presentan agrietamiento, ya que deseamos calibrar el modelo con respecto a los resultados experimentales, los cuales estuvieron sujetos a una vibración libre de la estructura (rango elástico).

La metodología de Holmes considera una barra diagonal, con un ancho equivalente a la longitud de la diagonal dividida para tres. El espesor equivalente se calcula mediante la expresión 5.2.

$$\text{Ancho equivalente (a)} = \frac{\text{Longitud Diagonal}}{3} \quad (5.1)$$

$$\text{Espesor equivalente (t)} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot \text{Inercia del bloque (Ib)}}{\text{Ancho (b)}}} \quad (5.2)$$

FIGURA 5.7 REPRESENTACIÓN DE LAS SECCIONES DEL PUNTAL.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El ancho equivalente varía de acuerdo a la longitud diagonal de la sección, por dicha razón se consideraron en total más de cincuenta diferentes secciones, como se observa en la figura 5.8 los distintos puntales utilizados para análisis de la edificación. Existen puntales completos (PC), como también puntales a media altura utilizados para modelar la mampostería de las ventanas o puertas. (PV).

En cuanto al espesor equivalente, se calcula con la ecuación 5.2, considerando que la mampostería está compuesta por bloque de concreto hueco, y enlucida 1.5 [cm] a cada lado, en algunos sectores la mampostería está compuesta por dos filas de bloques. El ancho equivalente para estas mamposterías está representado en el cuadro 5.7.

CUADRO 5.7 ESPESOR EQUIVALENTE

Tipo de Mampostería	Espesor equivalente [mm]
Mampostería de 20[cm] de espesor, con enlucido de 3[cm]	215.7
Mampostería de 40[cm] de espesor, con enlucido de 3[cm]	396.1

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para explorar más a fondo sobre la metodología de modelación utilizando puntales, se recomienda ver el capítulo de Modelación teórica de la edificación en la tesis “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de una edificación. Aproximación teórico-experimental” (Paredes, 2015).

FIGURA 5.8 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO LA MAMPOSTERÍA.

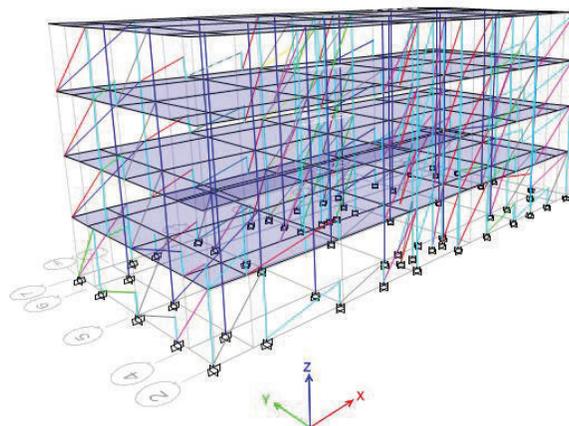
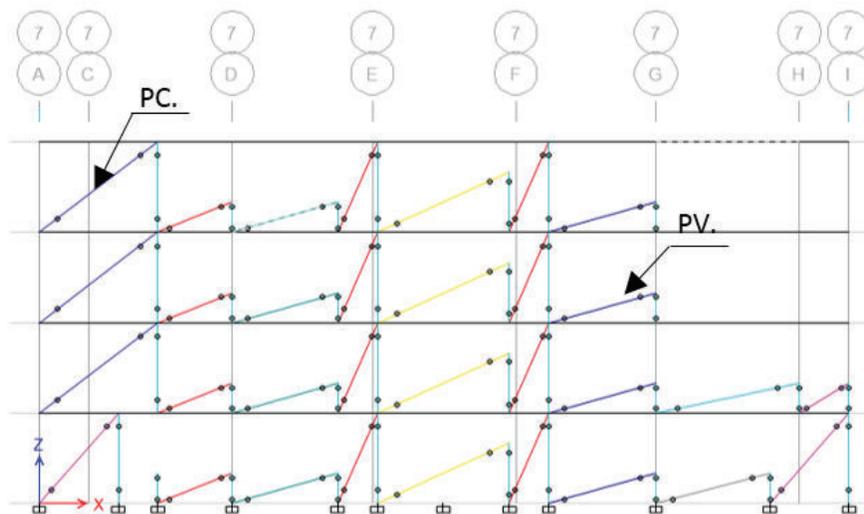


FIGURA 5.8 CONTINUACIÓN.

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Los resultados de esta modelación y la comparación con los resultados experimentales se presentan en el cuadro 5.8.

CUADRO 5.8 RESULTADOS SEGUNDO MODELO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.

Sentido	Período Experimental T_e [s]	Período CM. TCM[s]	Comparación TCM/ T_e
Longitudinal	0.398	0.429	1.08
Transversal	0.343	0.328	0.96

FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

El periodo fundamental de la estructura considerando la influencia de la mampostería sobrepasa en un 1.08 veces al periodo fundamental experimental, es decir no existe una variación significativa entre ambos resultados, con lo que se puede concluir que los parámetros asumidos para la modelación de la mampostería son adecuados. Adicionalmente se concluye que el periodo del modelo teórico sin considerar los elementos no estructurales es 2.36 veces mayor al modelo que si la considera.

La NEC-15 recomienda controlar las derivas inelásticas con el uso de modelos con inercia agrietada. Por tal razón una vez calibrado los dos primeros modelos con los

resultados experimentales se procede a agrietar las secciones que componen la edificación siguiendo las recomendaciones de la norma y la mampostería.

5.2.3 TERCER MODELO – ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON INERCIA AGRIETADA (E.E.I.A).

La NEC recomienda que para el cálculo del corte basal con el uso del espectro de aceleraciones reducido, se considere que las secciones de los elementos estén agrietadas. Por tal razón en este modelo se utiliza los valores de inercia agrietada recomendados por la norma, estos se presentan en el cuadro 5.9. La NEC expresa que el hormigón se agrieta desde el momento mismo de su construcción y evidentemente esta situación se incrementará ante la ocurrencia de un sismo fuerte.

CUADRO 5.9 VALORES DE INERCIA AGRIETADA.

Inercia Agrietada	
Losas	0.5 I_g
Vigas	0.6 I_g
Columnas	0.8 I_g
Donde: I_g : Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento	

FUENTE: NEC 2015, Peligro Sísmico.

ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Al considerar las inercias agrietadas en los elementos estructurales se obtuvo un periodo fundamental igual a 1.106 [s] el cual excede en un 9% al modelo que no considera agrietamiento. A continuación se considera un agrietamiento para la mampostería, con el fin de compararlo con el espectro reducido de la NEC.

5.2.4 CUARTO MODELO – CONSIDERANDO LA MAMPOSTERÍA CON INERCIA AGRIETADA. (C.M.I.A.)

La NEC no habla sobre el agrietamiento de la mampostería. Sin embargo, en este modelo se consideró el agrietamiento de la misma, para trabajar con el espectro reducido.

Cano, 2005 (citado en Colunga et al, 2010) señaló que existen tres condiciones para el agrietamiento en la mampostería. El primero es un estado elástico, es decir ninguna de las paredes presenta agrietamiento en toda la estructura. El segundo es un estado totalmente agrietado donde las paredes de mampostería se han agrietado y han perdido rigidez a lo largo de toda la estructura. Esta es una condición que se ha presentado en algunas estructuras de mampostería no reforzada (o simple) ante sismos muy intensos (Cano, 2005). Y el último es el estado parcialmente agrietado, donde se considera que sólo el primer o los primeros dos niveles se agrietan y los otros niveles permanecen elásticos. Este último se ha observado tanto en eventos sísmicos reales como en simulaciones en laboratorios estructurales. (Ruiz, 1995, Arias, Vázquez y Alcocer, 2004).

En este modelo se considera la segunda condición, con un valor de 0.7 de Inercia Agrietada para todos los elementos que componen la mampostería, donde se obtuvo una diferencia del 14% con respecto al periodo del segundo modelo en el que no se considera el agrietamiento. Mientras que al considerar un agrietamiento igual a 0.5 y se obtuvo una diferencia del 25 % con respecto al periodo obtenido en el modelo 2, para un agrietamiento de 0,25 se incrementa el periodo en un 49%. Estos resultados se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO 5.10 RESULTADOS CUARTO MODELO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.

Descripción modelo agrietado en columnas, vigas, losas y mampostería	Periodo [s] T.C.M.I.A (4to. modelo)	Periodo T.C.M (2do. Modelo)	Comparación T. TCMIA/ T.TCM
Agrietamiento en mampostería igual a 0.7	0,489	0,429	1,14
Agrietamiento en mampostería igual a 0.5	0,538	0,429	1,25
Agrietamiento en mampostería igual a 0.25	0,64	0,429	1,49

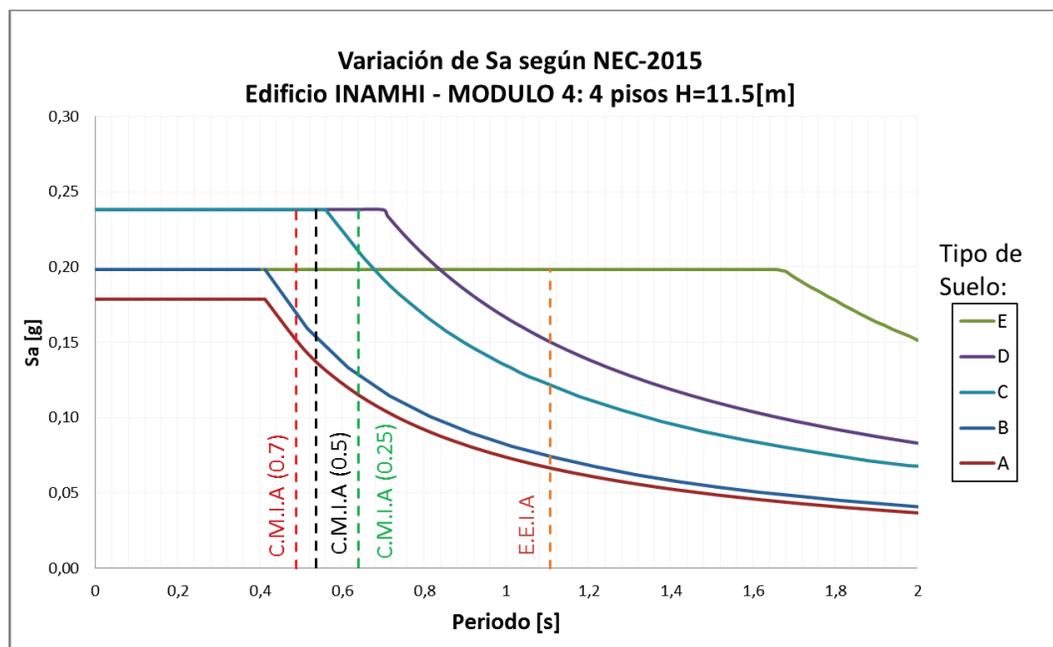
FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Para tener mayor certeza del coeficiente de agrietamiento de la mampostería, se debe realizar una investigación al respecto en nuestro país, ya que no se encuentran valores recomendados sobre este tema. Y es importante conocer el

comportamiento de la mampostería durante un sismo y si el agrietamiento de la misma se presenta a lo largo de toda la estructura o únicamente en los primeros niveles.

En la figura 5.9 se presenta el espectro de aceleración inelástico en base a la NEC 2015, considerando los efectos estructurales (configuración y regularidad estructural igual a 1, importancia de la estructura igual a 1, reducción de resistencia sísmica igual a 5) para cada tipo de suelo, donde se observa la variación de la aceleración espectral (S_a) correspondiente a los periodos (T) obtenidos teóricamente del modelo 3 (E.E.I.A), el modelo 4 (C.M.I.A para $0.25I_g$, $0.5I_g$ y $0.7I_g$).

FIGURA 5.9 COMPARACIÓN DE LA VARIACIÓN DE S_a PARA EL MODELO TEÓRICO CON Y SIN MAMPOSTERÍA, CONSIDERANDO INERCIA AGRIETADA.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

Las aceleraciones correspondientes al periodo que no considera la mampostería (E.E.I.A) son menores en aproximadamente en un 1.90 y 1.60 veces con respecto a los modelos que si la consideran para los tipos de suelos C y D respectivamente, por lo que resultarían fuerzas sísmicas menores a las establecidas por el código,

ya que el corte basal es directamente proporcional a S_a , como se puede entender de la expresión (4.20).

Al ser la mampostería un parámetro influyente en el cálculo del periodo es importante realizar en Ecuador una investigación donde se proponga una ecuación para el cálculo de periodo aproximado en función de la mampostería, debido a que las paredes contribuyen rigidez al edificio, y durante un sismo estas trabajan en el rango elástico hasta que se fisuran y dejan de aportar rigidez.

Existen algunas investigaciones que presentan ecuaciones simplificadas para estimar el periodo en función de la densidad de la mampostería de hormigón en viviendas. El estudio realizado por Carrillo y Alcocer (2013) propone una fórmula de periodo aproximado considerando la altura y la densidad de paredes de hormigón, según los resultados experimentales obtenidos la relación H/D_w tiene una fuerte correlación, donde H es la altura de casa [m] y D_w es la densidad de área de la pared en la dirección requerida. La fórmula obtenida es $T = 0.07 \frac{H}{D_w}$. (Carrillo, 2013)

También existe una ecuación propuesta por Sánchez $T = 0.018 \left(1 + \frac{H}{D_w}\right)$ esta fórmula fue calibrada por modelos matemáticos y no considera el agrietamiento del hormigón (Sánchez A., 2010). Por tanto se puede pensar que dicha expresión lleva a una subestimación de los periodos de las viviendas.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CAPÍTULO 1

- El método de vibraciones ambientales es una herramienta precisa, efectiva, factible y económica para la determinación del periodo fundamental de la estructura. El conocimiento de este parámetro es de gran importancia para calibrar modelos analíticos, comprobar los valores de los módulos de elasticidad para diferentes materiales, evaluación de reforzamiento estructural y analizar la influencia de la mampostería en una edificación, además se puede analizar posibles efectos de resonancia con el suelo. Sin embargo no nos entrega información del comportamiento de la edificación en el rango inelástico.
- Se recomienda la instrumentación periódica para conocer el comportamiento dinámico después de un evento sísmico de los edificios que componen la base de datos de esta investigación. Debido a que la instrumentación puede ayudar a examinar si existen daños permanentes en las estructuras, esto se logra comparando el periodo fundamental antes y después de un sismo fuerte, es decir, si el periodo aumenta significa que la edificación perdió rigidez por el daño en los elementos estructurales y no estructurales.
- Si bien el presente trabajo abordó la medición de vibración ambiental in-situ, se recomienda hacer un estudio con instrumentación permanente con el fin de ampliar el conocimiento del comportamiento durante el movimiento de la estructura en un sismo. Además en caso de obtener los registros del movimiento de la edificación en un sismo grande, se puede lograr observar el comportamiento no lineal del edificio, situación que no ocurre con los métodos de vibraciones forzadas ni ambiental. La desventaja de esta metodología implica un alto costo por el equipo y mantenimiento.

- Al hacer un análisis de las fórmulas establecidas por la NEC-2015 para el cálculo de periodo aproximado, se encuentra que las estructuras aporricadas son 61% más flexibles que las que tienen muros estructurales para edificios de ocho pisos. Además las edificaciones de hormigón armado son más flexibles que las de acero a partir de los cinco pisos, esto se contradice con respecto a las fórmulas de las demás normas sismorresistentes presentadas en el capítulo 1, las cuales presentan que los edificios de acero son siempre más flexibles. Esto puede ser debido a que la NEC 2015 no limita el número de pisos o altura hasta la que se debe ocupar cada ecuación.
- Comparando las ecuaciones para obtener el periodo fundamental aproximado del método 1 para pórticos de las últimas normas sismorresistentes vigentes en Ecuador se tiene que la ecuación de la norma actual NEC-15 es 17% más flexible con respecto a la NEC-11, y 11% más flexible con respecto a la CEC-2002 para una altura de 8 pisos, es decir la norma actual presenta valores de periodo mayores a las de normas anteriores.
- Al hacer una comparación entre la ecuación de la norma NEC-2011 con la NSR-10 se observa que tienen los mismos valores de coeficientes y por tanto los mismos periodos fundamentales aproximados. En cambio al comparar con la norma E.030 (Perú) se tiene una diferencia máxima de periodo fundamental en un 40% para 15 pisos, la norma peruana limita la aplicación de la fórmula de periodo aproximado para un número máximo de 15 pisos.
- En conclusión, existen diferencias entre las características dinámicas obtenidas con vibración ambiental de las obtenidas con registros de sismos fuertes. Los periodos adquiridos en vibración ambiental podrían ser extrapolados a periodos determinados con registros sísmicos, conociendo la intensidad del sismo (Dunand et al, 2006). Por consiguiente los periodos conseguidos mediante de vibración ambiental son una herramienta útil para mejorar el diseño estructural.

6.2 CAPÍTULO 2

- Se recomienda que la ubicación del acelerómetro este en una superficie de contacto plana, situado en una zona donde se minimicen al máximo los factores que puedan generar ruido, para no tener errores en la adquisición de las señales, y debe estar en la parte más alta de la edificación ya que aquí se presentan los desplazamientos máximos para el primer modo.
- En caso de pretender encontrar las frecuencias traslacionales de una estructura, se recomienda ubicar el sensor en la parte central o estar cercano a un elemento rígido, con el fin de evitar que las frecuencias de torsión intervengan en los datos medidos. Sin embargo, si se desea determinar la frecuencia de torsión se recomienda utilizar dos o más sensores simultáneamente en la misma planta.
- En el procesamiento de señales se recomienda utilizar el algoritmo STA/LTA entre [0.2- 2.5] para descartar señales artificiales o ajenas a la edificación y solo obtener las frecuencias naturales de la estructura en medición.
- Para el procesamiento de señales se recomienda utilizar el suavizado con el método de Konno Omachi a cada uno de los espectros con $b=40$, debido a que si la constante b es igual a cero proporciona un suavizado muy fuerte, donde se pueden perder frecuencias cercanas que no están relacionadas entre sí, mientras que una constante cercana a cien proporciona un suavizado muy leve.
- El tiempo mínimo recomendado para la grabación debe ser de 1000 veces el periodo fundamental según Cantieni (2005). Por lo que para el estudio se tomó un tiempo de registro de 15 minutos, este fue suficiente para obtener las respuestas espectrales precisas para las 152 edificaciones.
- Es importante diferenciar en los espectros las frecuencias traslacionales de las torsionales, esto se consigue evaluando las señales en las dos direcciones principales, ya que las frecuencias torsionales tienen el mismo valor en ambas direcciones por ser un movimiento tangencial. También es primordial analizar los

gráficos de espectros junto con las características y propiedades de la edificación, ya que no siempre el primer pico es la frecuencia fundamental del edificio, esto puede darse cuando el suelo es blando y transmite la frecuencia de estructuras contiguas, o si el edificio está adosado.

6.3 CAPÍTULO 3

- El cálculo del periodo de vibración utilizando la fórmula del método 1 de la NEC, en estructuras aporricadas es 1.61 veces mayor a edificaciones con muros para una altura de 24 [m]. Aquí se evidencia la diferencia rigidez que la norma supone entre estos dos sistemas ante un sismo.

6.4 CAPÍTULO 4

- En esta investigación se observó que un 10% de las edificaciones de la base de datos tiene masas considerables en la planta alta, como antenas de gran dimensión o cisternas, las cuales afectan al periodo de vibración debido a que este depende directamente de la masa y rigidez. Al no considerar los efectos de estas masas en el diseño estructural, la edificación puede comportarse de forma diferente, e inclusive sufrir daños graves ante un sismo, ya que el último nivel estará sometido a fuerzas sísmicas más grandes.
- En base al estudio realizado la mayor parte de edificaciones con 8 o más pisos, poseen muros estructurales y usualmente se encuentran alrededor de la caja de ascensores y gradas. Además, las estructuras analizadas en esta esta investigación contiene edificios construidos desde 1965 hasta el 2015.
- La relación máxima entre las dimensiones en planta (DT/DL) encontrada en la muestra es de 1/6 y además el 93% de la muestra tiene una relación de DT/DL en un rango de 1 a 1/3.

- Según lo analizado en la figura 4.11 (Relación de periodo fundamental de la dirección longitudinal respecto al transversal para toda la base de datos) para que exista regularidad de rigideces y evitar torsión se debe distribuir los muros estructurales de tal manera que la relación de periodos (longitudinal/transversal) sea lo más cercana posible a 1:1. Se recomienda utilizar una distribución de rigidez apropiada en ambas direcciones, ubicar de forma apropiada el sentido de las columnas, colocar muros y mampostería de forma adecuada con la finalidad que se evite el comportamiento de torsión.
- En esta investigación se encontró que la diferencia entre el periodo longitudinal y transversal es menor a un 10% en un 36% de los edificios en estudio y menor al 25% en el 84% de las estructuras analizadas, es decir la diferencia de periodos es baja para casi toda la base de datos. Por tanto se puede concluir que las dimensiones en planta no son un parámetro significativo en el cálculo del periodo, ya que si estas influyeran los periodos deberían diferir en un gran porcentaje en la mayor parte de la base de datos.
- Después de analizar el periodo respecto a las dimensiones y área en planta se concluye que estos por si solos no son un parámetro influyente en la determinación del periodo de vibración, debido a que existe un coeficiente bajo de correlación del 0,08-0,16 con la dimensión en planta y 0,17-0,13 con el área para el sentido longitudinal y transversal respectivamente.
- En cuanto a la relación de dependencia que existe entre el periodo y el año de construcción hay que resaltar que para edificios de mediana y gran altura la implementación del código CEC-2002 marca un incremento significativo en la rigidez. Además en el resumen de las líneas de tendencia de la figura 4.21 se observa que los edificios construidos antes de 1990 son más flexibles que las estructuras levantadas después de este año, esto se debe a que los códigos sismorresistentes no eran de uso obligatorio en el país.
- En esta tesis se demuestra que el parámetro geométrico más influyente para el cálculo simplificado del período fundamental es la altura de la edificación, ya que

se tiene un coeficiente correlación alto comparado a los demás factores, siendo este del 0,83 y 0,86 para la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

- El considerar las dimensiones en planta junto a la altura en el cálculo de periodos proporciona una correlación de 0,85 y 0,86, es decir para la dirección longitudinal existe un aumento del 0,02. Al comparar los periodos obtenidos con las ecuaciones que dependen únicamente de la altura con las fórmulas que están en función de dos o más parámetros con una relación de DT/DL igual a 1/2, se tiene que la primera es más flexible en un 3% en el sentido longitudinal y 1% en el sentido transversal.
- Al comparar las fórmulas (4,1), (4,2) y (4,16), (4,17) con respecto al periodo medido in-situ para estructuras regulares ($DT/DL > 1/3$), se obtuvo que las dos fórmulas tienen buena precisión, como se indicó en la figura 4.33.
- Como resultado de la investigación estadística presentada, es posible concluir que la ecuación simplificada para determinar el periodo fundamental aproximado de 152 edificios de hormigón armado, regulares y no adosados del DMQ es $TL = \frac{H}{51}$ y $TL = \frac{H}{45}$, el uso de estas fórmulas tiene una limitación de altura de 60 [m] y un DT/DL mínimo de 1/3. Cuando se tiene una relación de dimensiones en planta menor de 1/3 es recomendable usar las siguientes ecuaciones $TL = 0,02197 * H * \left(\frac{DT}{DL}\right)^{0,2061}$ y $TT = 0,0229 * H * \left(\frac{DT}{DL}\right)^{0,04277}$, debido a que a partir de esta relación se evidenció que existe una influencia de las dimensiones en planta en el cálculo del periodo longitudinal, donde H representa la altura del edificio medida desde el nivel de la calle en metros, DT es la dimensión transversal (corta) y DL es la dimensión longitudinal (larga).
- Se concluye que las ecuaciones recomendadas son adecuadas para la estimación del periodo fundamental de edificaciones existentes en base al análisis realizado en la figura 4.33. Donde al estimar el periodo fundamental con las ecuaciones (4.1), (4.16) se obtiene que el 90 % de 36 edificios regulares ($DT/DL > 1/3$) tiene una variación menor al 15% comparado al periodo obtenido

in-situ. En cambio, para edificios con una relación de $DT/DL < 1/3$ la fórmula (4.16) se ajusta de mejor manera, ya que obtiene que el 90% de las 10 estructuras tiene una diferencia menor al 20% entre el calculado y el in-situ. Por consiguiente se recomienda realizar una investigación similar para edificios con DT/DL menor a $1/3$, debido a que en este estudio se evidenció que para valores menores a esta relación se tiene una influencia de la dimensiones en planta en el cálculo del periodo, sin embargo no se puede generalizar dicha observación porque no se cuenta con una muestra amplia (10 edificios).

- Es importante destacar que la fórmula obtenida en una investigación similar en Caracas-Venezuela es semejante a los resultados del periodo calculado con las ecuaciones propuestas en esta investigación en el sentido longitudinal, y en el transversal se tiene una diferencia del 10%, a pesar de que en Venezuela se usa principalmente mampostería de arcilla confinada, a diferencia de Quito donde se construye con mampostería de concreto hueco.
- Las estructuras de Ecuador son 20-30% y 41-60% más flexibles que las de Chile y Perú respectivamente en el sentido longitudinal y transversal. La diferencia de periodo se debe a que cada región tiene sus propias características constructivas, materiales, clima, entre otros. Estos factores influyen en las propiedades dinámicas de las edificaciones.
- De acuerdo a la comparación entre los periodos calculados con la ecuación propuesta en este estudio con las fórmulas de las normas sismorresistentes sin muros estructurales de algunos países, se concluye que para edificaciones menores a 27[m] de altura los periodos tienen una diferencia relativa de 45-28% y 74-54% con respecto a las normas de Perú y Colombia respectivamente en el sentido longitudinal-transversal. Esta discrepancia puede ser a que las ecuaciones presentadas en la mayoría de normas no consideran la influencia de elementos no estructurales y se basan en periodos obtenidos durante un evento sísmico.

- Haciendo una comparación entre la ecuación de periodo experimental y las fórmulas de las normas de otros países con muros estructurales se tiene una diferencia pequeña hasta los 40 [m] de altura, porque la rigidez que aporta la mampostería es mucho menor a la que proporcionan los muros estructurales. La ecuación experimental (4.1) para periodo transversal es similar a la de la norma peruana, esto puede deberse a que se tiene similar sistema constructivo y a partir de los 50 [m] de altura las ecuaciones propuestas en esta investigación tienden a ser más flexibles que las recomendadas por las normas.
- La fórmula de la NEC-2015 sin muros estructurales es aproximadamente dos veces más flexible que las ecuaciones experimentales (4.1), (4.2) para edificios menores a 8 pisos, los cuales de acuerdo a las características constructivas del DMQ no poseen muros. Esto puede deberse a que las normas basan sus ecuaciones del periodo en modelos teóricos, sin considerar la rigidez que aporta la mampostería. Por otro lado la fórmula de la NEC-2015 con muros estructurales se asemeja bastante a la experimental, esto es porque la rigidez de los muros es más alta que la de la mampostería.
- El periodo es uno de los parámetros más significativos en la obtención de la demanda sísmica de la estructura, es decir de las fuerzas horizontales a las que estará sometida la edificación durante un evento sísmico. El periodo calculado con las fórmulas empíricas de las normas deben ser menores a los periodos de una estructura durante un sismo con el fin de obtener una estimación conservativa del corte basal. (ATC 1978, SEAOC 1988).
- Existe una desviación estándar mayor en la línea de tendencia que representa edificaciones que utilizan muros estructurales, debido a que las dimensiones y distribución de estos varían para cada edificio afectando la rigidez. Por lo que se recomienda realizar un estudio que considere las longitudes de los muros estructurales.
- Se recomienda realizar esta investigación en otras ciudades importantes de Ecuador, ya que es trascendental tener una base de datos mayor de edificios de

hormigón armado regulares y que no estén adosados, para obtener una ecuación válida para las distintas regiones y conocer el comportamiento de las mismas.

6.5 CAPÍTULO 5

- La NEC-2015 cambió los valores de los coeficientes de amplificación del suelo (F_a , F_d , F_s , r) con respecto a la NEC-2011, sin explicar el porqué, ni en base a qué estudio o investigación se obtuvieron estos valores. Los cambios se realizan especialmente para los suelo tipo C, D y E, los cuales representan a la mayoría de tipos de suelos en el DMQ. Estas modificaciones disminuyen el espectro de aceleraciones de respuesta afectando directamente al corte basal, por esta razón es necesario realizar una investigación de los coeficientes de amplificación del suelo.
- Del estudio comparativo del modelo teórico de una estructura con y sin mampostería sin considerar agrietamiento, se concluye que la mampostería utilizada en nuestro medio aporta rigidez a la edificación, hasta que esta deja de resistir las cargas sísmicas para las cuales no estuvo diseñada. Debido a que en este análisis el periodo obtenido en el modelo sin elementos no estructurales es 2.36 veces mayor al periodo que si la considera.
- En el modelo teórico se utiliza la metodología de Holmes para representar la mampostería, la cual comparado con el método de Paulay y Priestley es más rígido. El utilizar este método fue adecuado ya que con esta técnica se calibró el modelo con gran aproximación, representando de gran manera la rigidez que aporta este tipo de mampostería (enlucido con un espesor considerable de 19 años), siendo un modelo cercano a la realidad en cuanto a valores de periodos.
- De esta investigación se concluye que al diseñar una edificación sin considerar la influencia de la mampostería se puede estar sobrestimando el periodo de la estructura. Por lo que se debería tener cuidado al momento de seleccionar el valor de aceleración que le corresponde ha dicho periodo, ya que puede ser un valor de aceleración menor al que ocurriría durante un sismo, pudiendo así

subestimar el corte basal del edificio. Por esta razón se recomienda hacer modelos teóricos considerando los efectos de la mampostería, con periodos de vibración aproximados al experimental.

- La densidad de la mampostería es un parámetro importante en la rigidez global de la edificación, por lo que se recomienda realizar una investigación que tenga como objetivo el obtener una relación del periodo en base a la densidad de mampostería.
- Se recomienda realizar un análisis no lineal de la estructura, incorporando los efectos de la mampostería, debido a que esta aporta rigidez a la estructura hasta el momento en que deja de resistir las fuerzas sísmicas, para la cual no está diseñada. El momento en que la mampostería falla, el pórtico se deforma y empieza a disipar la energía.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Primera Edición.
- Applied Technological Council. (1978). "*Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings*." Rep. No. ATC3-06. Applied Technological Council. Palo Alto, Calif.
- Arias, J G, A Vázquez y S M Alcocer (2004), "*Respuesta dinámica de modelos a escala 1:2 de viviendas de mampostería confinada de uno y tres pisos, ensayados en mesa vibradora*", Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, CDROM, Artículo II-05, pp. 1-6, noviembre.
- Association Française du Génie Parasismique (AFPS) (1990). *Recommandations AFPS-90 pour la rédaction des règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes*, Presse des Ponts et Chaussées, Paris, France (in French).
- Avilés J., Pérez-Rocha L.E., (2004). *Bases para las Nuevas disposiciones Reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura*. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 71, México, junio, pp. 1-36.
- Barbat, H., Oller, S., & Vielma, J. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios*. Aplicación de la norma NCSE-02.
- Barchiesi, J. V. (2008). *Introducción al procesamiento digital de Señales*. Eds. Universitarias de Valparaíso
- Barreras, F. E. (2002). *Determinación de características dinámicas de estructuras*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Beauval, C., Yepes, H., Audin, L., Alvarado, A., Nocquet, J. M., Monelli, D., & Danciu, L. (2014). *Probabilistic Seismic-Hazard Assessment in Quito, Estimates and Uncertainties*. Seismological Research Letters, 85(6), 1316-1327.
- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (2010). *The Hilbert transform. Random Data: Analysis and Measurement Procedures*, Fourth Edition, 473-503.
- Berg, G. V. (1983). *Seismic design codes and procedures (Vol. 6)*. Earthquake Engineering Research

- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica
- Botero, J. C., Jaramillo, J. D., Awad, R. (2004). *Evaluación de los efectos inerciales de interacción dinámica suelo-estructura para edificaciones ubicadas en medellin*. Revista Universidad EAFIT, 40(134), 90-104.
- Cano, J. (2005). *Propuesta de modificación al método simplificado de análisis sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería* (Doctoral dissertation, Tesis de Maestría).
- Cantieni, R. (2005). *Experimental methods used in system identification of civil engineering structures*. In Proceedings of 1st int operational modal analysis conference (IOMAC) (pp. 249-60).
- Carl Lüders Sch. (1989). *La ductilidad en el comportamiento sísmico de las estructuras*. AUCh, 5ª serie, N°21 (1989):411-429.
- Carreño, M. L., Lantada N., Irizarry J., Valcarcel J. A., Barbat A. H. y Goula X. (2012). *Comportamiento Sísmico de los Edificios de Lorca. Física de la Tierra*, Vol.24, 289-314.
- Carrillo Trujillo, C. E. (2008). *Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento*.
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2013). *Simplified equation for estimating periods of vibration of concrete wall housing*. Engineering Structures, 52, 446-454.
- CEC-2002. (2002) *Código Ecuatoriano de la construcción*.
- Çelebi M, Sanli A, Sinclair M, Gallant S, Radulescu D (2004) *Real-time seismic monitoring needs of a building owner—and the solution, cooperative effort*. Earthq Spectra 20(2):333–346
- Çelebi, M., Okawa, I., Kashima, T., Koyama, S., & Iba, M. (2014). *Response of a tall building far from the epicenter of the 11 March 2011 M 9.0 Great East Japan earthquake and aftershocks*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 23(6), 427-441.
- Clinton, J. F., Bradford, S. C., Heaton, T. H., & Favela, J. (2006). *The observed wander of the natural frequencies in a structure*. Bulletin of the Seismological Society of America, 96(1), 237-257.

Colunga, A. T., Licona, J. C., Blancas, A. L., & Osornio, M. Á. P. (2010). *Revisión y actualización del método simplificado de análisis de estructuras de mampostería de los reglamentos de diseño sísmico de México*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (82), 1-34.

Domínguez, M. (2014). *Períodos de vibración de las edificaciones*. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*.

Dunand F, Bard P-Y, Chatelain JL, Guéguen P, Vassail T, Farsi MN (2002) *Damping and frequency from randomdec method applied to in situ measurements of ambient vibrations*. Evidence for effective soil structure interaction. 12th ECEE, ID Paper 869

Dunand, F., Guéguen, P., Bard, P. Y., Rodgers, J., & Celebi, M. (2006). *Comparison of the dynamic parameters extracted from weak, moderate and strong building motion*. In 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology (Vol. 1021).

E.030 (2003) *Diseño sismorresistente, Norma Técnica de edificación*. Perú.

Enomoto T, Navarro M, Sánchez FJ, Vidal F, Seo K, Luzón F, García JM, Martín J, Romacho MD (1999) *Evaluación del comportamiento de los edificios en Almería mediante el análisis del ruido ambiental*. 1a Asamblea Hispano-Lusa. Aguadulce (Almería, Spain), 9-13 / Febrero de 1998. CD-ROM. ISBN, 84-95172-10-0.

Enomoto T, Schmitz M, Abeki N, Masaki K, Navarro M, Rocavado V, Sánchez A (2000) *Seismic risk assessment using soil dynamics in Caracas, Venezuela*. 12th WCEE, CD-ROM

Espinoza F (1999) *Determinación de las características dinámicas de estructuras*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya

Estrada, A. Naranjo, C. Nienhuys, S. (1976). *Guía Popular de Construcción Sismorresistente*, Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), primera edición.

Eurocode 8, (2004). *Design of structures for earthquake resistance for ambient vibration test of building*. *J Struct Constr Eng* (Transactions of Architectural Institute of Japan), No. 378, pp 48–56

FEMA, F. (1997). 273: *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency.

Gallipoli MR, Mucciarelli M, Vona M (2009) *Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings*. *Earthq Eng Struct Dyn* 38:973–988.

- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (1996). *Evaluation of code formulas for fundamental period of buildings*. In 11th World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier, Paper (No. 1127).
- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (1997). *Period formulas for moment-resisting frame buildings*. *Journal of Structural Engineering*, 123(11), 1454-1461.
- 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*, 85(6), 1308-1315.
- Güralp Systems, (2010), *CMG-5TDE Triaxial Accelerometer*,_Issue A.
- Hendry, A. W., Sinha, B. P., & Davies, S. R. (1981). *An introduction to load bearing brickwork design*. Halsted Press.
- Hernández Díaz, G. R. (2013). *Caracterización mecánica o modelamiento estructural de un disparador de fricción* (Doctoral dissertation, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito).
- Holmes, M. (1961, August). *Steel frames with brickwork and concrete infilling*. In ICE Proceedings (Vol. 19, No. 4, pp. 473-478). Thomas Telford.
- Housner, G. W., and Brady, A. G. (1963). *Natural periods of vibration of buildings*. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 89(4), no.8, 31-65.
- Huang, M., Shakal, A., Petersen, C., Celebi, M., Hooper, J., & Klemencic, R. (2012). *Strong Motion Instrumentation of a 62-story concrete core residential building in San Francisco*. In Proc. SMIP12 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Sacramento CA
- IBC, (2009). *International Building Code*.
- Kobayashi H, Vidal F, Feriche D, Samano T, Alguacil G (1996) *Evaluation of dynamic behaviour of building structures with microtremors for seismic microzonation mapping*. The 11th WCEE, Acapulco, México
- Kobayashi H, Midorikawa S, Tanzawa H, Matsubara M (1987) *Development of portable measurement system*
- Kobayashi H., Midorikawa S, Tanzawa H., Matsubara M. (1987) *Development of portable measurement system for ambient vibration test of building*. *J Struct Constr Eng* (Transactions of Architectural Institute of Japan), No. 378, pp 48–56

- Kobayashi, H., Seo, K., & Midorikawa, S. (1986). *Estimated strong ground motions in the Mexico city. In The Mexico Earthquakes—1985@sFactors Involved and Lessons Learned* (pp. 55-69). ASCE.
- 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, 88(1), 228-241.
- Kwan, K. H., & Liauw, T. C. (1984). *Nonlinear analysis of integral infilled frames*. Engineering Structures, 6(3), 223-231
- López Olvera, M. G. (2010). *Diseño de muros de cortante en edificios altos*. Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura (México D.F.)
- Mainstone, R. J. (1971, June). *Summary of paper 7360. on the stiffness and strengths of infilled frames*. In ICE Proceedings (Vol. 49, No. 2, p. 230). Thomas Telford.
- Messele H, Tadese K (2002) *The study of seismic behaviour buildings located on different site in Addis Ababa (Ethiopia) by using microtremors and analytical procedure*. Joint Study on microtremors and seismic microzonation in earthquake countries. Workshop to Exchange Research Information, Hakone-Gora, Kanagawa, Japan
- Michel, C., Guéguen, P., & Bard, P. Y. (2008). *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28(8), 593-604.
- Michel, C., Guéguen, P., Lestuzzi, P., & Bard, P. Y. (2010). *Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France*. Bulletin of Earthquake Engineering, 8(6), 1295-1307.
- Midorikawa S (1990) *Ambient vibration tests of buildings in Santiago and Viña del Mar*. A Report on the Chile-Japan Joint Study Project on Seismic Design of Structures, The Japan International Co-operation Agency
- Mikael, A., Gueguen, P., Bard, P. Y., Roux, P., & Langlais, M. (2013). *The Analysis of Long-Term Frequency and Damping Wandering in Buildings Using the Random Decrement Technique*. Bulletin of the Seismological Society of America, 103(1), 236-246.

- Nakano, Y. (1995). *Ductilidad y diseño estructural de los edificios de concreto reforzado*. México._Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). feb. 1995. México, DF MX.
- Navarro M, Oliveira CS (2004) *Evaluation of dynamic characteristics of reinforced concrete buildings in the City of Lisbon*. 4th Assembly of the Portuguese-Spanish of Geodesy and Geophysics, Figueira da Foz, Portugal
- Nawy, E. G. (Ed.). (2008). *Concrete construction engineering handbook*. CRC press.
- NCSE-02 (2002) *Norma de Construcción Sismo resistente: Parte General y Edificación*, España
- NEC-11. (2011) *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismorresistente.
- NEC-15. (2015) *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismorresistente.
- NSR-10 (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente*. Colombia
- Oliveira CS (1997) *Frequências próprias de estruturas com base em medições in-situ*. 3th Portuguese Conference on Earthquake Engineering, Instituto Superior Técnico, Lisbon (in Portuguese).
- Oliveira CS (2004) *Atualização das bases-de-dados sobre frequências próprias de estruturas de edifícios, pontes, viadutos e passagens de peões a partir de medições expeditas in-situ*. 5th Portuguese Conference on Earthquake Engineering, University of Minho, Guimarães (in Portuguese).
- Oliveira, C. S., & Navarro, M. (2010). *Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques*. Bulletin of Earthquake Engineering, 8(3), 609-642.
- Paredes Bernal, R. D. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio*. Aproximación teórica-experimental. 208 hojas. Quito: EPN.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992) *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. ISBN-10, 471549150.

- Rodríguez, V., Miramontes, D. (2001). *Identificación del amortiguamiento histerético efectivo de algunos modelos cíclicos en variables generalizadas*. 5ta Jornadas de Investigación Universidad Autónoma de Zacatecas
- Rosales, C. (2001). *Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia*. Universidad del Valle.
- Rotondo, L. M. B., & Barbat, A. H. (1999). *Diseño sismorresistente de edificios*. Reverté. Reverté, S.A.
- Ruiz, J (1995), “*Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural*”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, diciembre.
- Sánchez FJ, Navarro M, García JM, Enomoto T, Vidal F (2002) *Evaluation of seismic effects on buildings structures using microtremor measurements and simulation response*. Structural Dynamics, Eurodyn2002, 2, 1003–1008, Balkema
- Sánchez, A. (2010). *Seismic behavior of housing with concrete walls*. Technical Report, Institute of Engineering, National University of Mexico, UNAM, 2010 (in Spanish).
- Santamarina, J. C., & Fratta, D. (1998). *Introduction to discrete signals and inverse problems in civil engineering*. ASCE.
- Satake N, Suda K, Arakawa T, Sasaki A, Tamura Y (2003) *Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan*. J Struct Eng, ASCE 129(4):470–477
- SEACOC (1996) *Structural Engineers Association of California*
- Seed, H. B., Ugas, C., & Lysmer, J. (1976). *Site-dependent spectra for earthquake-resistant design*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66(1), 221-243.
- Singaucho Armas, J.C. (2009). *Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades*. 170 hojas Quito-EPN
- Taleb, R., Bouriche, F., Remas, A., Boukri, M., & Kehila, F. (2012). *Use of Ambient and Forced Vibration Tests to Evaluate Seismic Properties of an Unreinforced Masonry Building Rehabilitated by Dampers*. In Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering.

Tham, L. G., Qian, J., and Cheung, Y. K. (1998). *Dynamic response of a group of flexible foundations to incident seismic waves*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17(2), 127-137.

UBC, (1997). *Uniform Building Code*

Ulusoy, H. S., Kalkan, E., & Banga, K. (2013). *Real-time seismic monitoring of Veterans Affairs hospital buildings*. In *SPIE Smart Structures and Materials+ Nondestructive Evaluation and Health Monitoring* (pp. 86920I-86920I). International Society for Optics and Photonics.

Velarde Mero, X. A. (2014). *Estudio para la implementación del tema "análisis de vibraciones en motores eléctricos" en la materia de máquinas II de la carrera de Ingeniería Eléctrico-Mecánica* (Doctoral dissertation).

Venture, N. C. J. (2012). *Soil-structure interaction for building structures*. NIST GCR, 12-917

Web Berkeley (2004), *Página web*:

<http://nisee.berkeley.edu/images/servlet/EquisListQuake>

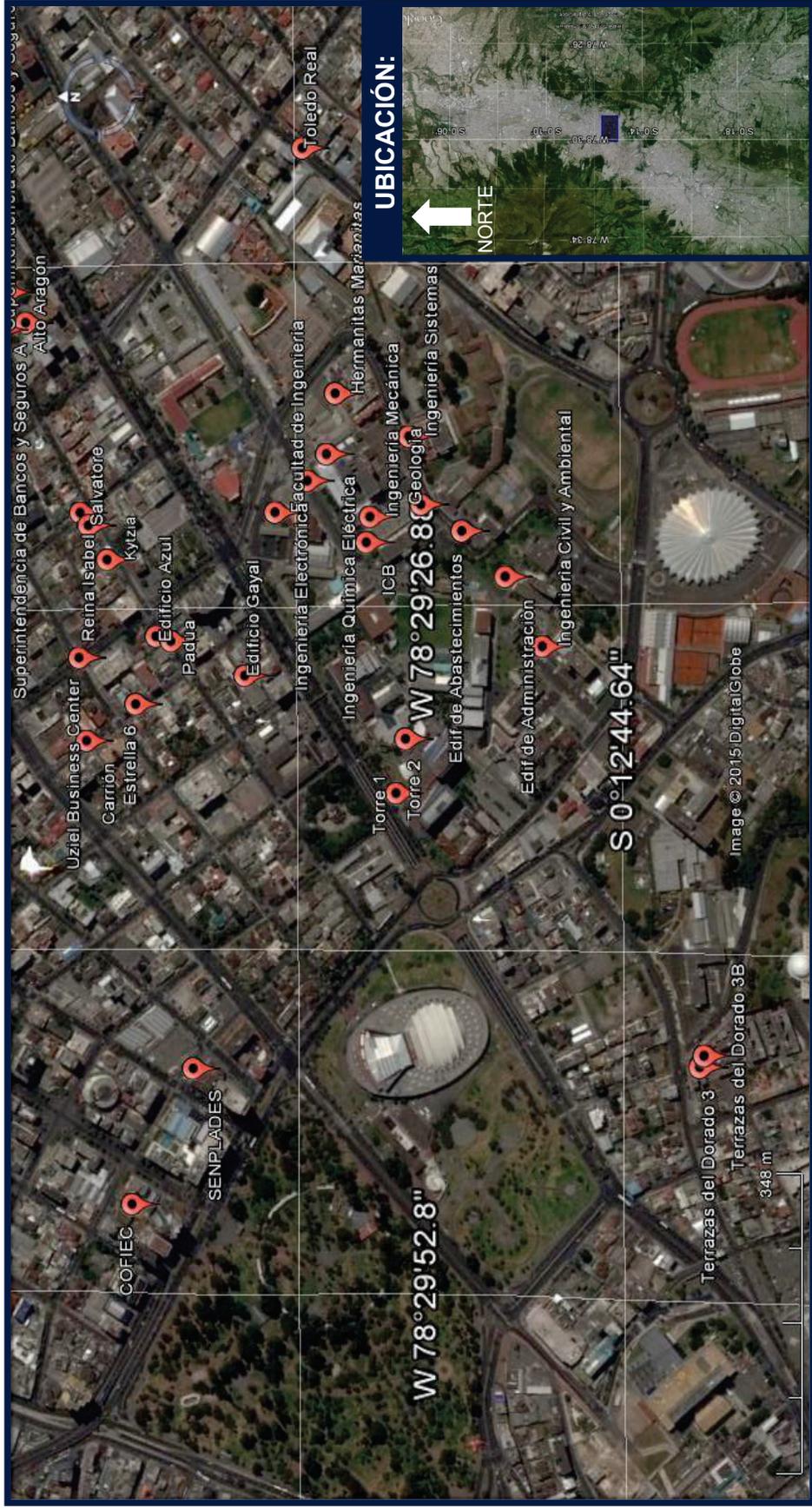
Yépez, F. (2015) *Apuntes Diseño Sismorresistente*, Diplomado del Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, Quito-Ecuador

ANEXOS

ANEXO N°1

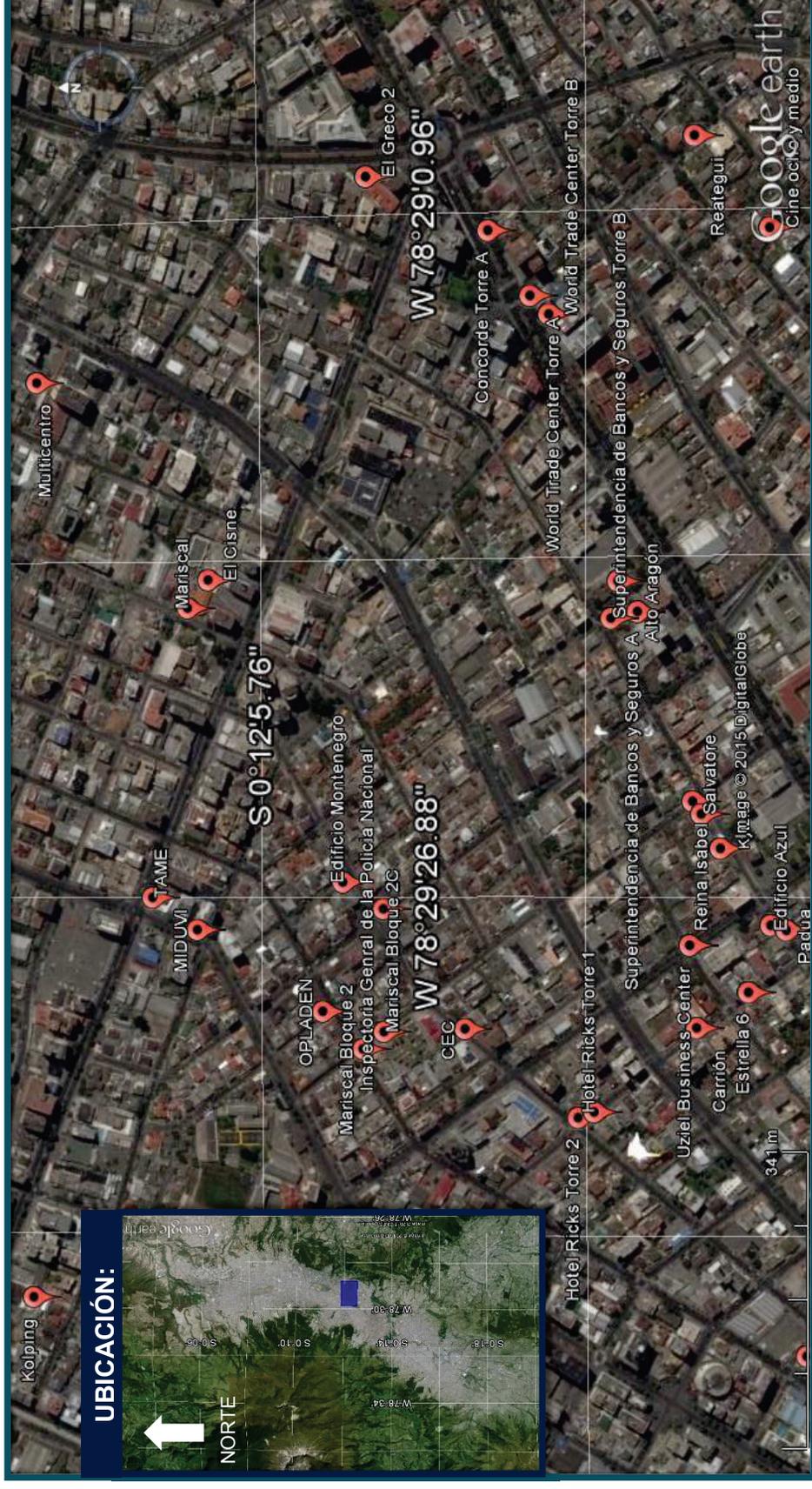
**MAPA DE LA UBICACIÓN DE LOS EDIFICIOS USADOS
EN ESTA INVESTIGACIÓN.**

SECTOR: ESCUELA POLITECNICA NACIONAL, QUITO – PICHINCHA.



MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: AVENIDA 12 DE OCTUBRE, QUITO – PICHINCHA.



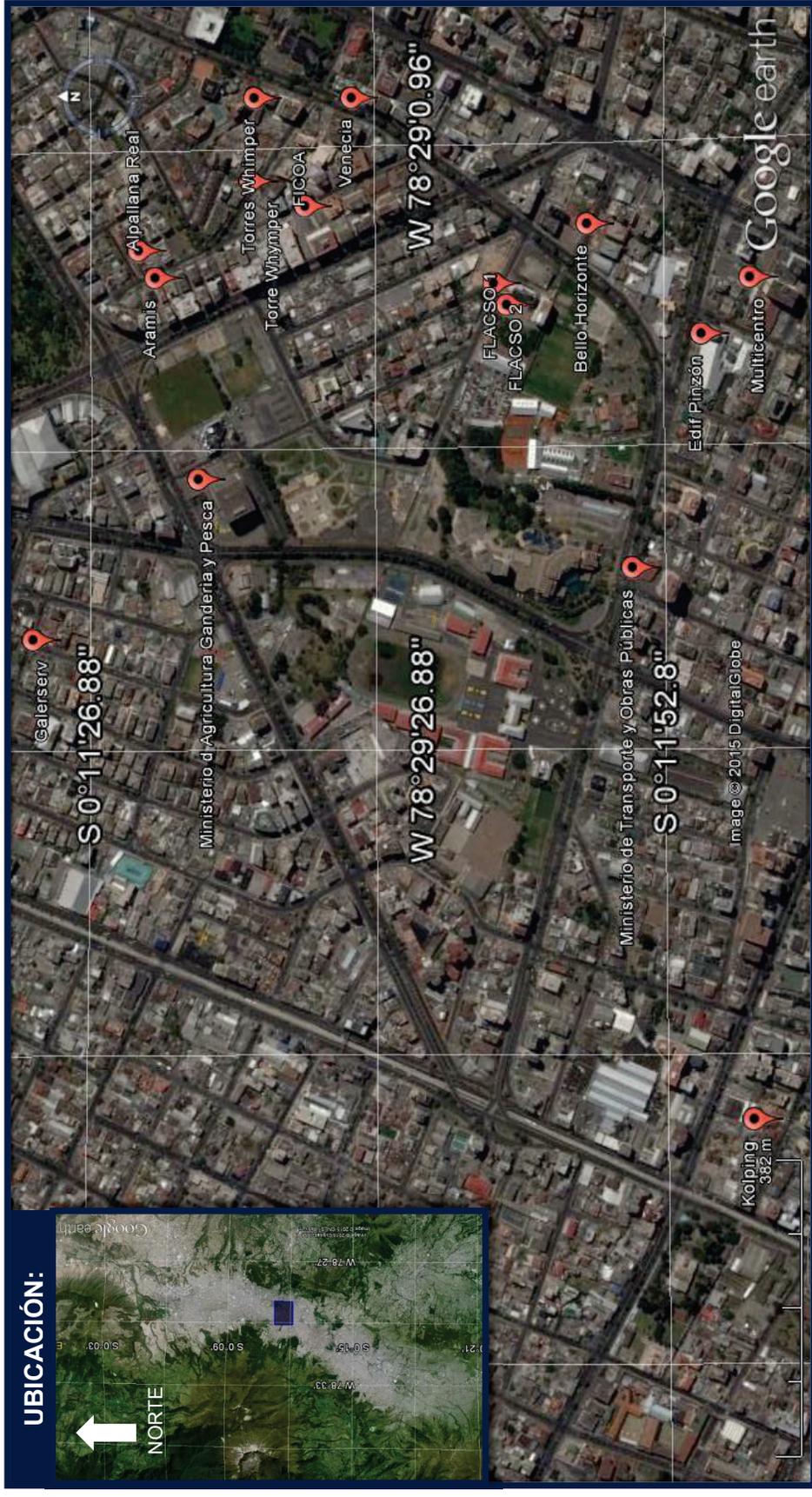
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: AVENIDA GONZALES SUAREZ, QUITO – PICHINCHA.



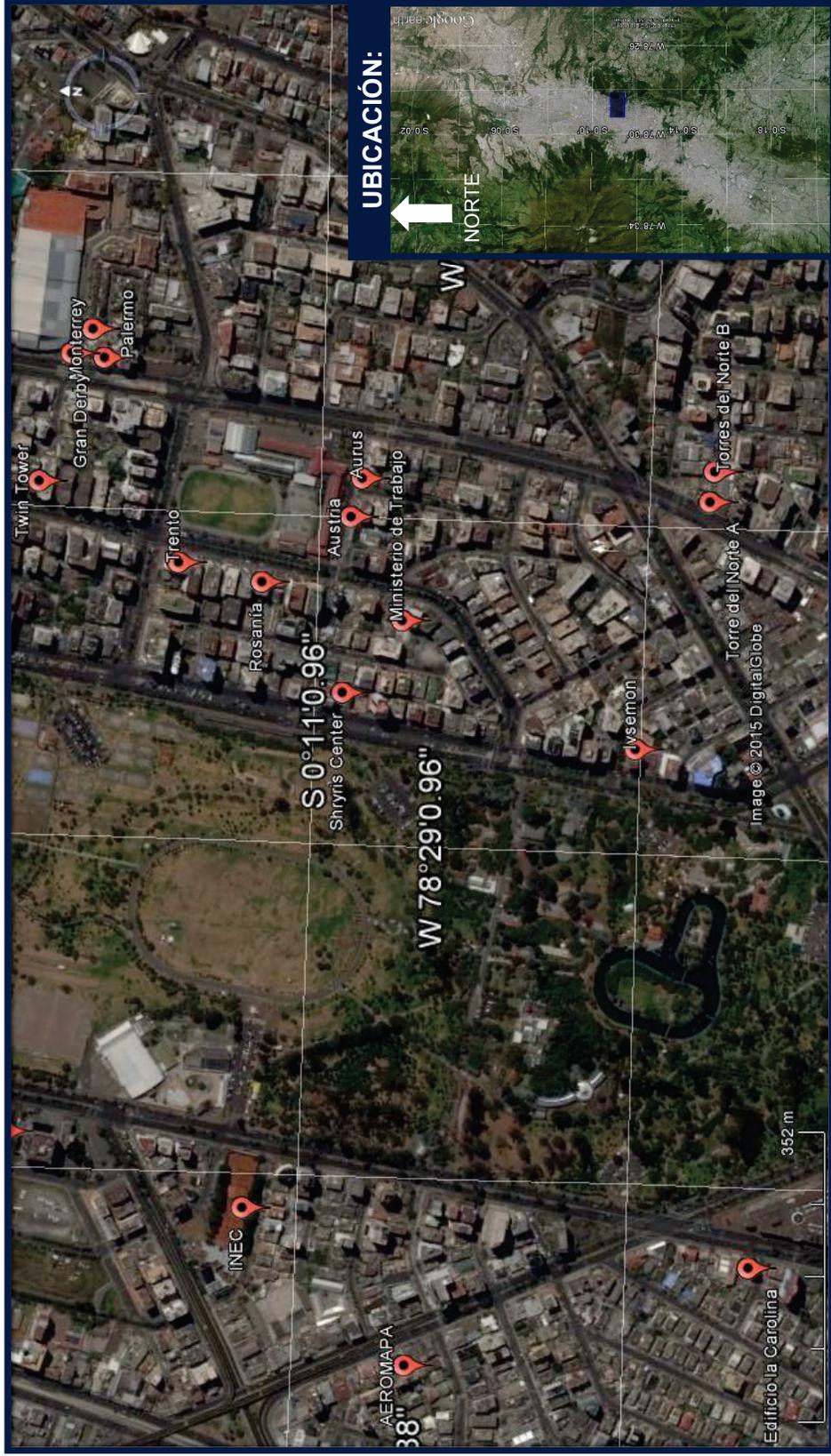
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: AVENIDA DIEGO DE ALMAGRO Y WHYMPER, QUITO – PICHINCHA.



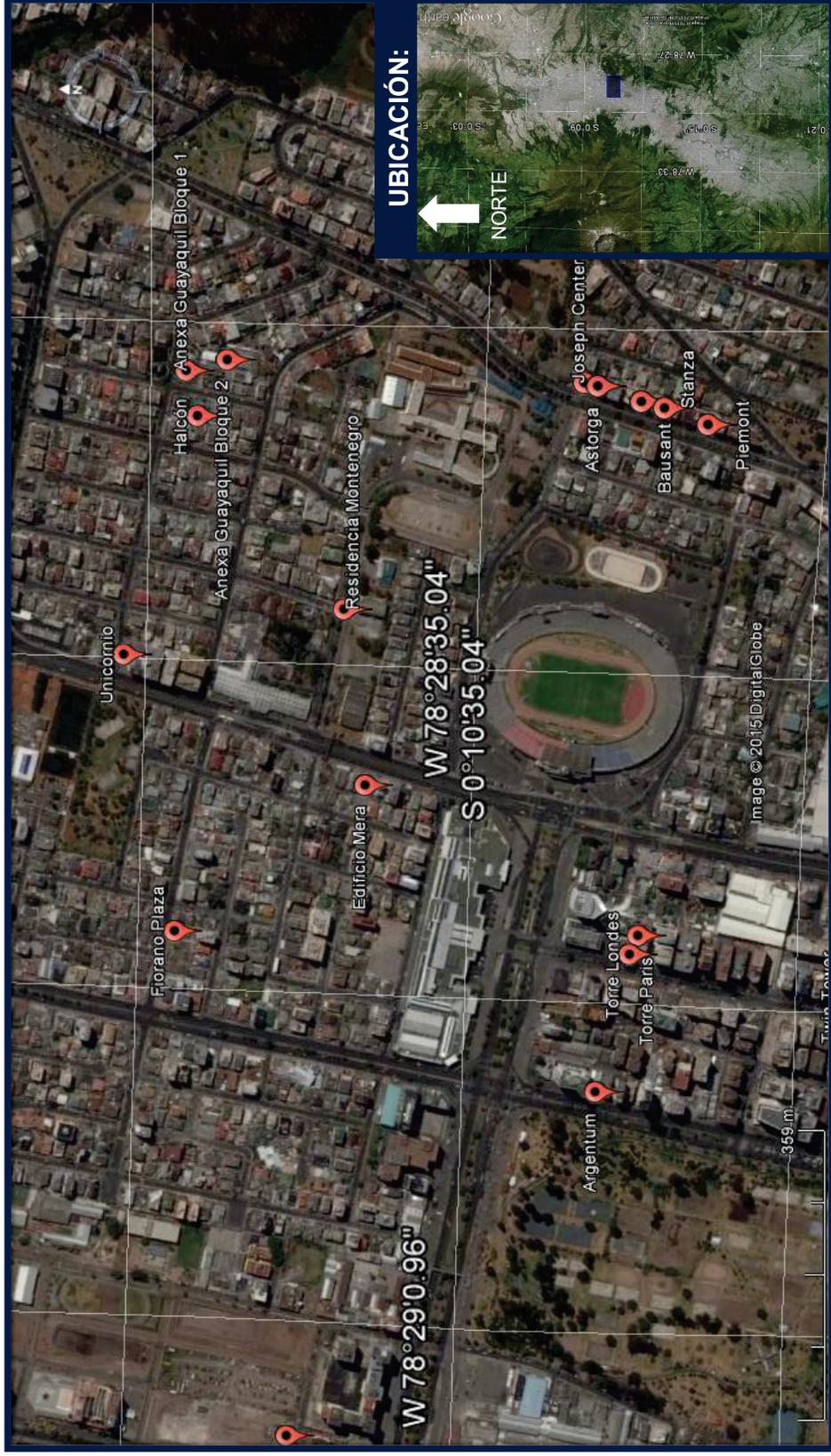
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: LA CAROLINA, QUITO – PICHINCHA.



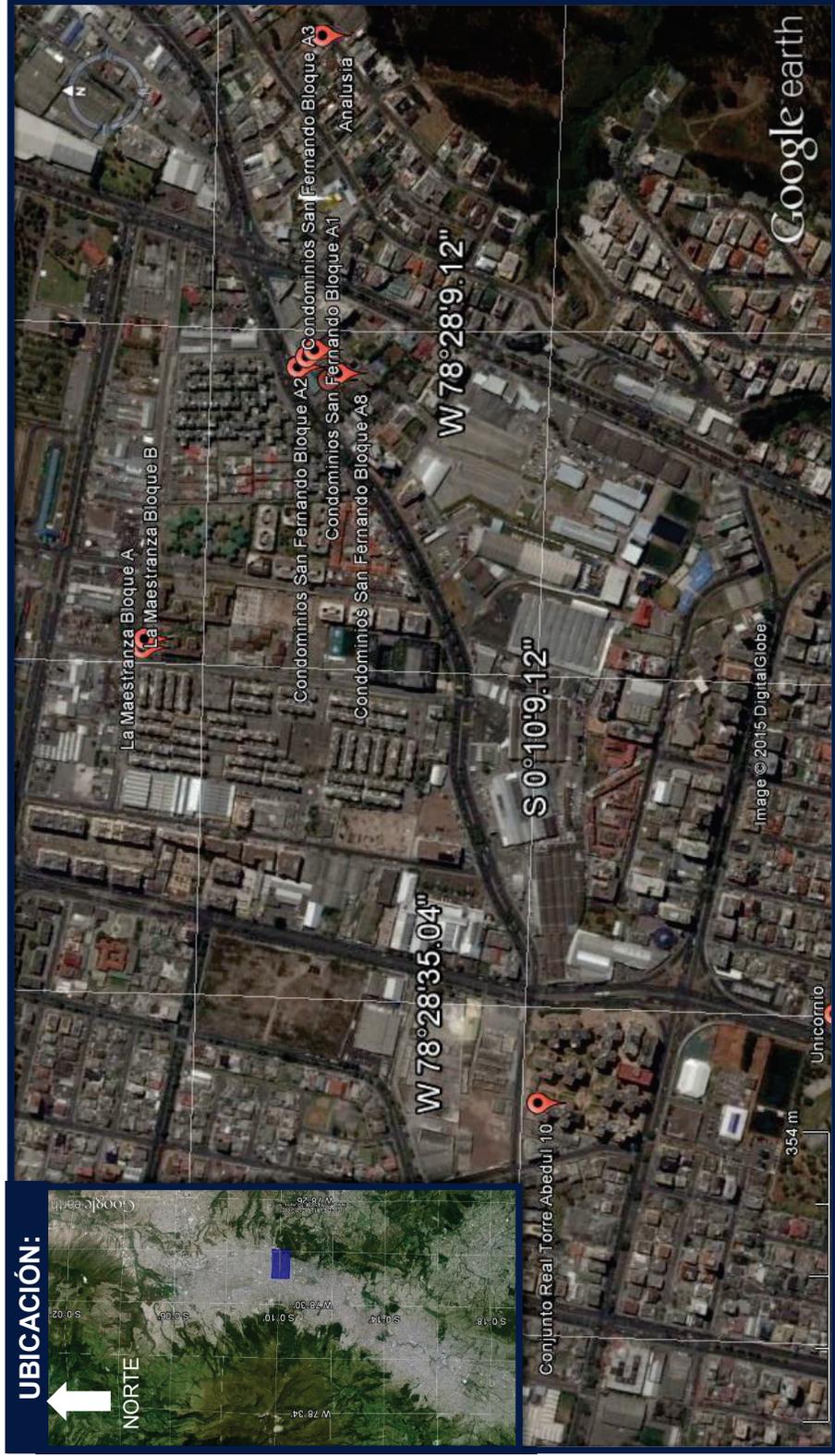
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: ESTADIO OLIMPICO ATAHUALPA, QUITO – PICHINCHA.



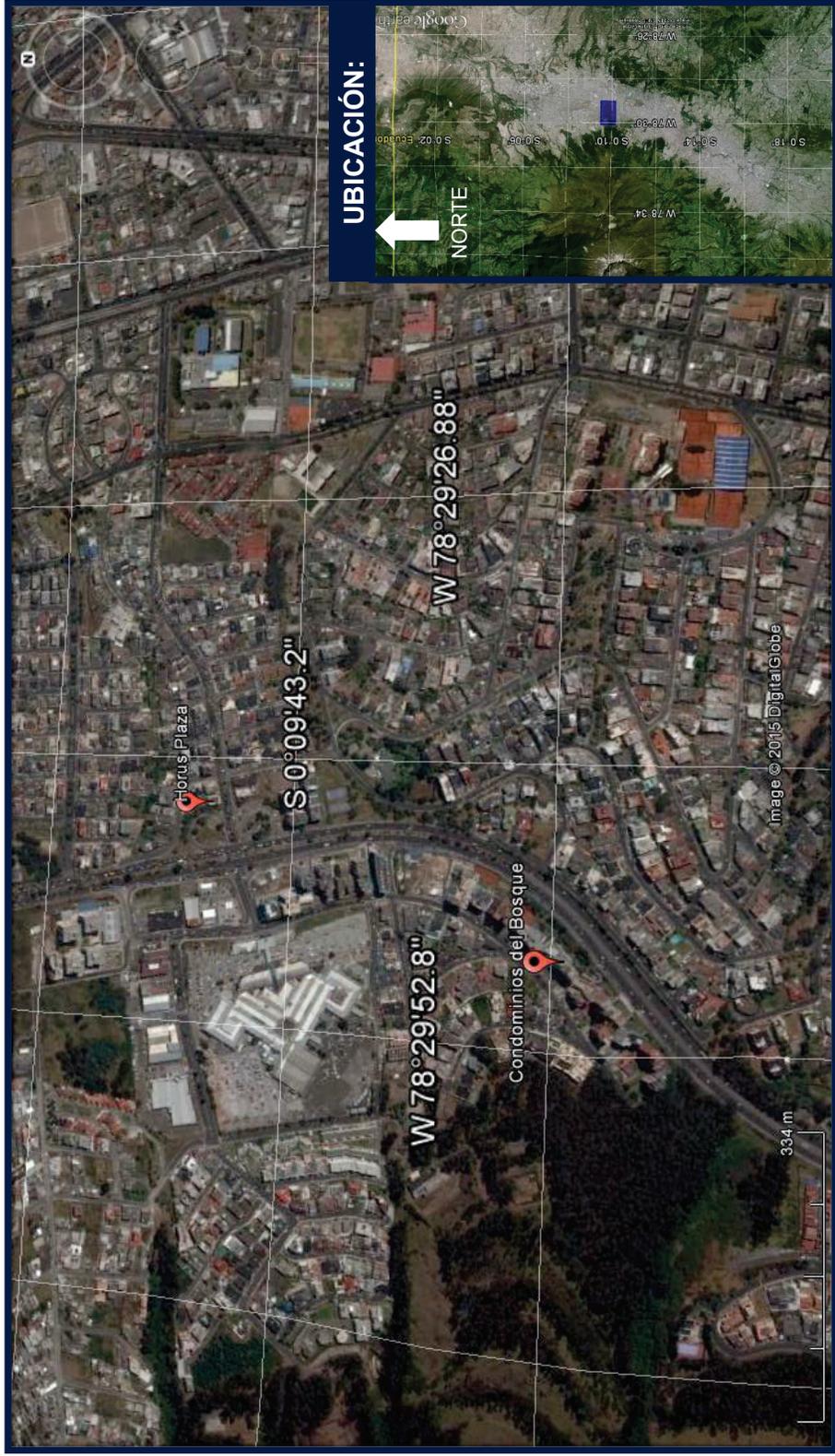
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: UDLA, QUITO – PICHINCHA.



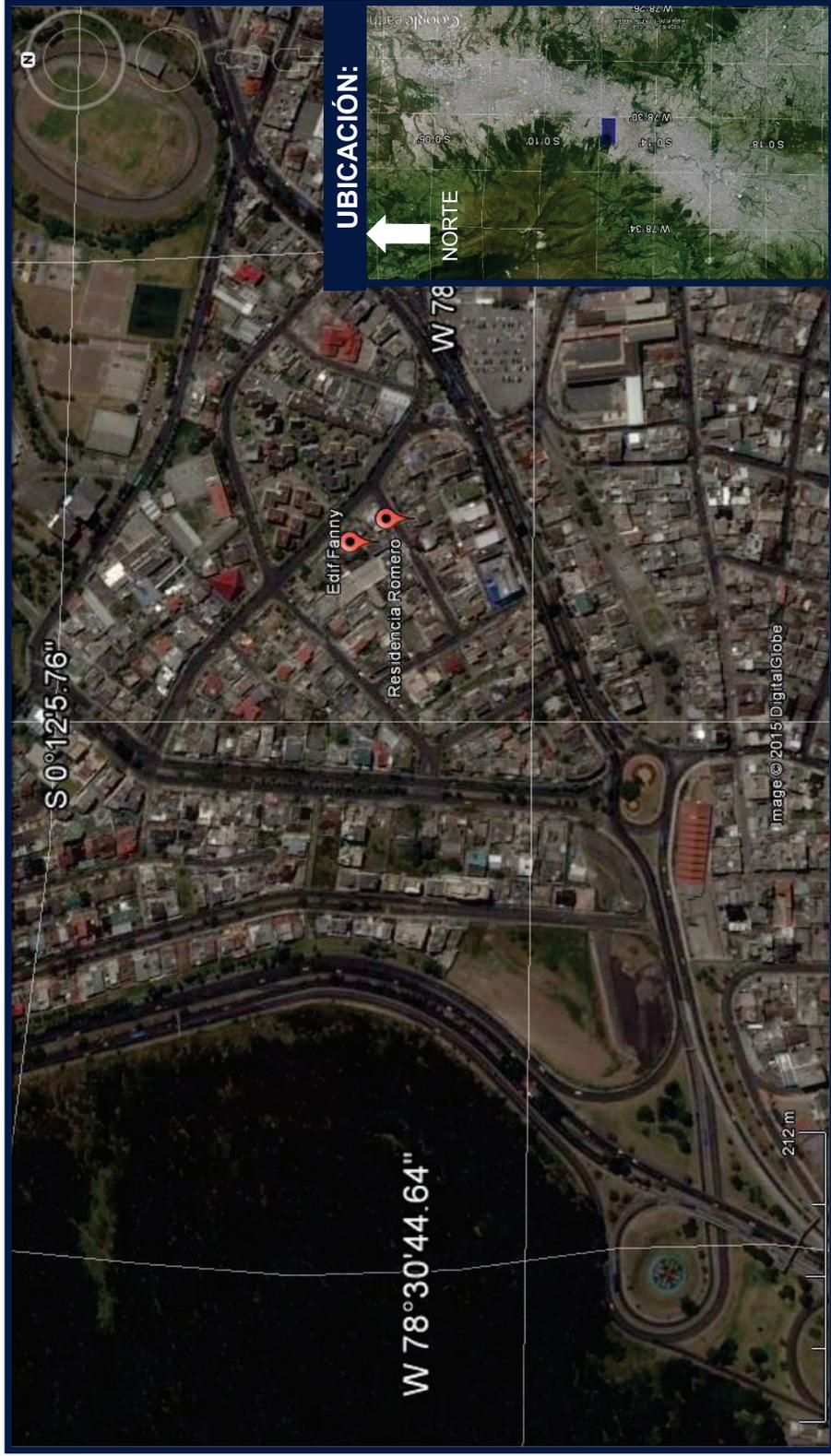
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: EL BOSQUE, QUITO – PICHINCHA.



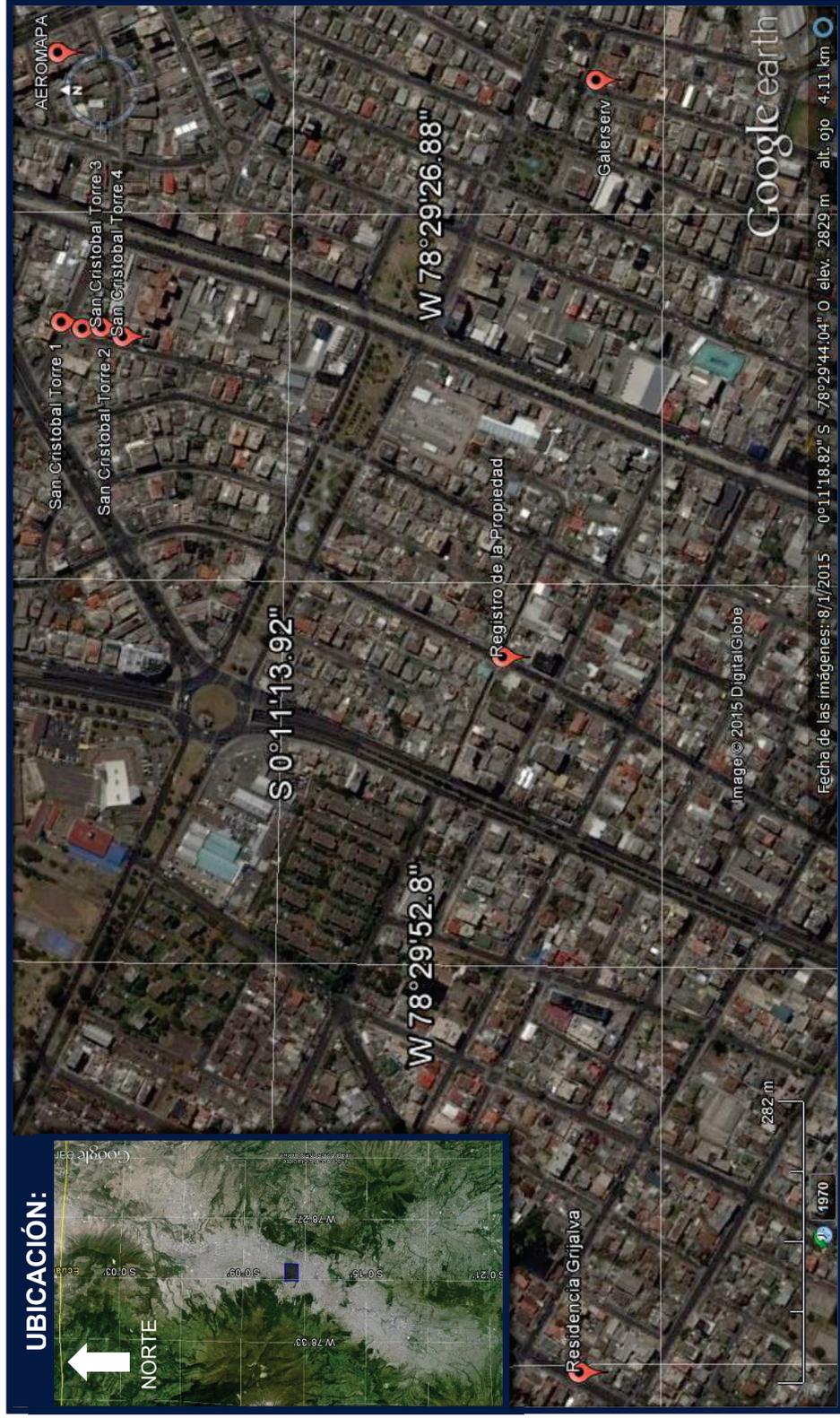
MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: UNIVERSIDAD CENTRAL, QUITO – PICHINCHA.



MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

SECTOR: AVENIDA AMÉRICA, QUITO – PICHINCHA.



MAPA BASE: GOOGLE MAPS
ELABORACIÓN: Parra Gastón, Sarango Johanna

ANEXO N°2

**RESUMEN DE ECUACIONES PARA EL CALCULO DE
PERIODO APROXIMADO SEGÚN ALGUNAS NORMAS
SISMORRESISTENTES**

Periodo Fundamental		
	Empírico	Uso de propiedades Estructurales
NEC	$T_a = C_t h_n^\alpha$ <p>para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural</p> $C_t = \frac{0.0062}{\sqrt[3]{C_w}}$ $C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$
CEC	$T = C_t h_n^{3/4}$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$
NSR-10 (Colombia)	$T = C_t h_n^\alpha$ <p>para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural</p> $C_t = \frac{0.0062}{\sqrt[3]{C_w}}$ $C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$ <p> $f_i = C_{VX} V_g$ $C_{VX} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$ </p>
Perú	$T = \frac{h_n}{C_t}$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i D_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (R_i D_i)}}$
EUROODE 8	$T = C_t * h_n^{3/4}$ <p>Alternativamente, para estructuras con muros de corte de hormigón</p> $C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$ $A_c = \sum [A_i \left(0.2 + \left(\frac{h_{wi}}{H} \right)^2 \right)]$	$T_1 = 2\sqrt{d}$
NCSE-02 (España)	$T_F = 0.09n$	
UBC 97	$T = C_t * h_n^{3/4}$ <p>Alternativamente, para estructuras con muros de corte de hormigón</p> $C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$ $A_c = \sum [A_i \left(0.2 + \left(\frac{h_{wi}}{H} \right)^2 \right)]$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i D_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (R_i D_i)}}$
IBC 97	$T = C_t h_n^\alpha$ <p>Alternativamente, para estructuras con muros de corte de hormigón</p> $C_t = \frac{0.0062}{\sqrt[3]{C_w}}$ $C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$	$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$

Donde:

- C_t : coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura.
 h_n : es altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
 α : exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado.
 W_i : es el peso del nivel "i".
 f_i : representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra dist deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .
 δ_i : deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .
 g : gravedad
 A_B : es el área de la edificación en su base, en metros cuadrados.
 n_w : número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.
 h_n : es altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
 h_{wi} : altura del muro i medida desde la base, en metros.
 A_{wi} : área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección longitudinal medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.
 l_{wi} : longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.
 C_{VX} : coeficiente.
 V_g : cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas.
 m_x, m_i : parte de M que está colocada en el nivel x respectivamente.
 h_x, h_i : altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x .
 k : k : es un exponente relacionado con el período fundamental, T .
 P_i : es el peso del nivel "i".
 D_i : es el desplazamiento elástico lateral del nivel "i" relativo al suelo.
 A_c : Área efectiva total de los muros de corte en la en el primer piso del edificio.
 A_i : Área de sección transversal efectiva del muro de corte i en la dirección considerada en el primer piso del edificio
 H : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en m
 d : desplazamiento lateral elástico de la parte superior del edificio, en m, debido a la cargas de gravedad aplicadas en la dirección horizontal.

ANEXO N°3

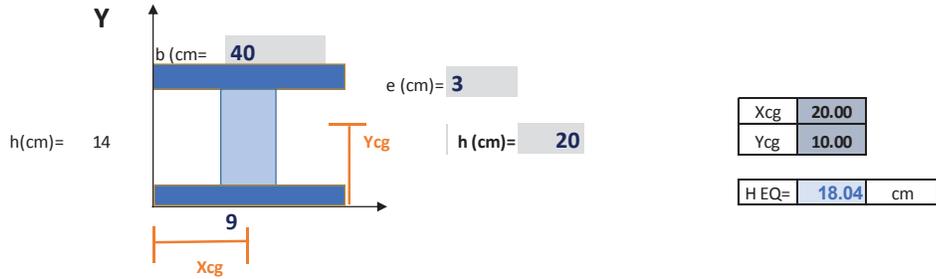
COEFICIENTES UTILIZADOS EN LAS ECUACIONES PARA EL CALCULO DE PERIODO APROXIMADO SEGÚN ALGUNAS NORMAS SISMORRESISTENTES

	NEC 2011		NEC 2015		CEC		NSR-10		Perú		COVENIN		EUROCODE 8		NCSE-02		UBC 97		IBC 2009	
	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α	Ct	α
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural	0,072	0,8	0,072	0,8	0,09	0,75	0,072	0,8	-	0,08	0,75	0,085	0,75	0,11	0,0853	0,75	0,068	0,8		
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0,073	0,75	0,073	0,75	-	-	0,073	0,75	-	-	-	-	-	$0,085n \sqrt{\frac{H}{B+H}}$	-	-	0,07	0,75		
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado	0,047	0,9	0,055	0,9	0,08	0,75	0,047	0,9	35	0,07	0,75	0,075	0,75	0,09	0,0731	0,75	0,044	0,9		
Muros de Corte en gradas, ascensores	-	-	-	-	-	-	-	-	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sistemas estructurales basados en muros de rigidez	0,049	0,75	0,055	0,75	0,06	0,75	0,049	0,75	60	0,06	0,75	-	-	$0,07n \sqrt{\frac{H}{B+H}}$	-	-	-	-	-	-
Otras estructuras	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,75	-	0,0488	0,75	0,055	0,75		
Estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural	$\frac{0,0062}{\sqrt[3]{Cw}}$	1	$\frac{0,0062}{\sqrt[3]{Cw}}$	1	-	-	$\frac{0,0062}{\sqrt[3]{Cw}}$	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	$\frac{0,0062}{\sqrt[3]{Cw}}$	1,00		

ANEXO N°4

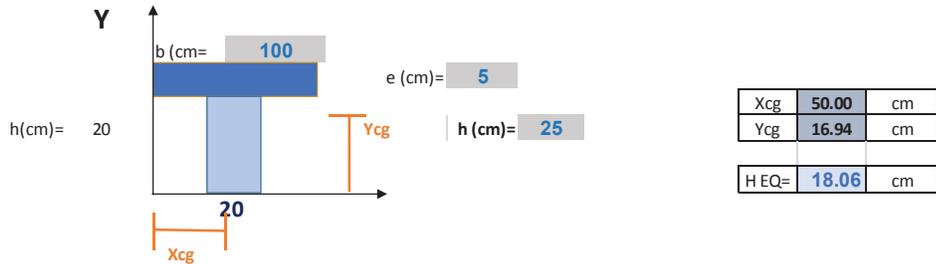
CÁLCULO DE ALTURA EQUIVALENTE

ALTURA EQUIVALENTE DE BLOQUE (20cm)



Seccion	A	xi	yi	Ax	Ay	x	y	I cg. x	I cg. y	Ax2	Ay2	Ixx	Iyy
1	120.00	20.00	18.50	2400.00	2220.00	0.00	8.50	90	16000	0	8670	8760	16000
2	126.00	20.00	10.00	2520.00	1260.00	0.00	0.00	2058	851	0	0	2058	851
3	120.00	20.00	1.50	2400.00	180.00	0.00	-8.50	90.00	16000.00	0	8670	8760	16000
	366.00			7320.00	3660.00							19578	32851

ALTURA EQUIVALENTE DE LOSA (30cm)



Seccion	A	xi	yi	Ax	Ay	x	y	I cg. x	I cg. y	Ax2	Ay2	Ixx	Iyy
1	500.00	50.00	22.50	25000.00	11250.00	0.00	5.56	1042	416667	0	15432	16474	416667
2	400.00	50.00	10.00	20000.00	4000.00	0.00	-6.94	13333	13333	0	19290	32623	13333
	900.00			45000.00	15250.00							49097	430000

ANEXO N°5

**CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA DEL MODELO
TEÓRICO EN MÓDULO 4 INAMHI.**

Cálculo del peso actuante en la losa por m2.		
Altura equivalente	18	cm
Peso Propio de la Losa (Densidad=2400 [kg/m3])	432	kg/m2
Peso alivianamiento (8 bloques de 12 [kg])	96	kg/m2
Enlucidos y macillados (Densidad=2200 [kg/m3]) (espesor =2 y 1 [cm])	66	kg/m2
Peso Piso Flotante	6.70	kg/m2
Total Peso Losa	600.7	kg/m2

Cálculo del peso de mampostería por m2.		
Peso del bloque por unidad	12.0	kg
Peso de macilla por cada bloque	5.0	kg
Peso total por bloque	17.0	kg
Num. Bloques en un metro cuadrado	10.8	u
Peso Enlucido por m2	66.0	kg/m2
Peso por m2	250.0	kg/m2

Cálculo de peso de peso muerto por cada piso									
DESCRIPCIÓN	Unidades	Planta Baja		2da Planta		3era Y 4ta Planta		5ta Planta	
		Exteriores	Interiores	Exteriores	Interiores	Exteriores	Interiores	Exteriores	Interiores
Longitud de Mampostería:	m	64.3	24.6	64.3	17.5	64.3	17.5	64.3	0.0
Altura de la Mampostería de entepiso:	m	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	0.9	0.0
Area de ventanas : (Se resta)	m2	-64.9	0.0	-77.5	0.0	-102.7	0.0	0.0	0.0
Area de mampostería total:	m2	89.4	59.0	76.8	41.9	51.6	41.9	54.7	0.0
Peso por m2 de la mampostería:	kg/m2	250.0		250.0		250.0		250.0	
Peso Total de la mampostería:	kg	22348.5	14747.0	19203.7	10481.3	12909.1	10481.3	13662.8	0.0
Peso Total de la mampostería:	kg	37095.4		29684.9		23390.4		13662.8	
Área de la planta	m2	221.0		221.0		221.0		221.0	
Carga de mampostería distribuida en el área en planta:	kg/m2	167.9		134.4		105.9		61.8	
Peso Muerto	kg/m2	600.7		600.7		600.7		572.0	
Peso de la base de antena, antena distribuido. (Última planta):	kg/m2	-		-		-		11.5	
Total Peso Muerto	kg/m2	768.6		735.0		706.6		645.3	

Planta	Carga de Mampostería [kg/m2]	Carga Losa [kg/m2]	Carga Muerta Total [kg/m2]
Planta Baja	167,9	600,7	768,6
2da Planta	134,4	600,7	735,0
3era Planta	105,9	600,7	706,6
4ta Planta	105,9	600,7	706,6
5ta Planta	61,8	572,0	645,3

ANEXO N°6

**RESUMEN DE LOS PERIODOS DE LOS EDIFICIOS
MEDIDOS.**

DETERMINACIÓN DE PERÍODOS DE VIBRACIÓN

#	EDIFICIO	# PLANTAS	# SUBSUELOS	ALTURA (m)	T LONG.(seg)	T TRANSV.(seg)	AÑO
1	1 Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental	8	0	27	0.661	0.650	1978
2	2 Administración	11	0	40	0.694	0.819	1972
3	3 Abastecimientos	7	0	25	0.494	0.497	1978
4	4 ICB	6	0	19	0.427	0.352	1975
5	5 Mecánica	4	0	14	0.293	0.361	1975
6	6 Electrónica	4	0	13	0.247	0.209	1960
7	7 Ed. Química Eléctrica	8	0	35	0.796	0.819	1989
8	8 Sistemas	6	0	20	0.438	0.396	1997
9	9 Geología	2	0	7	0.103	0.170	1950
10	10 Bello Horizonte	11	1	35	0.635	0.819	1989
11	11 Ed. Olympus dos	17	2	55	0.738	0.952	1993
12	12 Ed. Olympus uno	17	2	55	0.725	0.976	1991
13	13 Delta	12	3	38.5	1.517	1.187	1995
14	14 Palermo	16	3	41	0.976	1.024	2002
15	15 Torres de Guapulo 2	14	3	40	1.138	1.260	1985
16	16 Torres de Guapulo 1	14	3	40	0.862	1.050	1985
17	17 Torres del Valle 1	13	2	36	0.706	0.811	1985
18	18 Torres del Valle 2	13	2	36	0.706	0.836	1985
19	19 Torre Dorada	9	1	37	0.650	0.500	1980
20	20 Casabella	12	2	38	0.635	0.910	2000
21	21 Galatea	8	0	22.5	0.341	0.429	2005
22	22 Gonnessiat	7	0	23	0.385	0.362	1997
23	23 Sans Tropic	7	2	21	0.364	0.398	1995
24	24 Boreal	7	0	20	0.308	0.365	1995
25	25 La Paz 1	7	0	23	0.255	0.282	1990
26	26 Lomas de Quito	6	0	16	0.299	0.327	1990
27	27 Grafito	19	2	56	0.872	1.064	2013
28	28 Seneca	7	2	21	0.322	0.445	2015
29	29 Miró	7	1	20	0.275	0.364	1995
30	30 Florencia 1	8	2	25.5	0.424	0.569	1978
31	31 Montecarlo	12	2	37	0.616	0.893	1990
32	32 Terrazas del dorado 3	6	0	19	0.229	0.252	1988
33	33 Terrazas del dorado 3B	6	0	17	0.226	0.252	1988
34	34 El Peñon	9	2	27.5	0.452	0.532	1990
35	35 Condominios del Bosque	13	1	44.5	0.836	1.020	1982
36	36 Horus Plaza	6	2	16	0.404	0.436	2006
37	37 Gran Derby	12	2	32	0.688	0.677	1985
38	38 Palermo	12	2	32	0.976	1.037	1985
39	39 Monterrey	12	2	32	0.661	0.645	1985
40	40 Toledo Real	6	2	17.5	0.316	0.356	1997
41	41 Padua	8	1	23	0.420	0.396	1987
42	42 Kytzia	8	3	25	0.398	0.621	2011
43	43 Salvatore	8	2	25	0.422	0.585	2000
44	44 Reina Isabel	8	2	24.5	0.422	0.585	2000
45	45 Carrion	8	2	22	0.436	0.497	2007
46	46 Torres del norte torre A	11	0	29	0.557	0.640	1995
47	47 Torres del norte torre B	12	0	32.5	0.539	0.694	1995
48	48 Trento	12	3	36	0.497	0.655	2003
49	49 Edificio Mena	10	1	29	0.519	0.677	1997
50	50 Unicornio	14	3	39.5	0.607	0.759	1985
51	51 Edificio la Carolina	4	0	11.5	0.244	0.386	1980
52	52 Venecia	11	2	30.5	0.677	0.706	1990
53	53 Ficoa	8	2	21.5	0.372	0.367	2008
54	54 Torres Whimper	9	0	24.5	0.512	0.630	2008
55	55 Alpallana Real	7	2	19	0.379	0.431	1989
56	56 Torres Whimper	12	0	35.5	0.751	0.683	1995
57	57 Estrella 6	8	2	25	0.390	0.518	2012
58	58 Edificio Azul	8	2	24.5	0.398	0.448	2010
59	59 Piemont	8	3	24	0.369	0.400	2005
60	60 Fiorano Plaza	8	2	24.5	0.414	0.585	2012

DETERMINACIÓN DE PERÍODOS DE VIBRACIÓN

#	EDIFICIO	# PLANTAS	# SUBSUELOS	ALTURA (m)	T LONG.(seg)	T TRANSV.(seg)	AÑO
61	61 Hotel Ricks torre 1	8	2	24	0.374	0.443	2013
62	62 Hotel Ricks torre 2	5	2	14.5	0.199	0.239	2005
63	63 Senplades	23	0	79	1.344	1.743	1978
64	64 Condominios San Fernando Bloque A.1	6	1	16.5	0.320	0.388	2000
65	65 Condominios San Fernando Bloque A.2	6	1	16.5	0.318	0.392	2000
66	66 Condominios San Fernando Bloque A.3	6	1	16.5	0.310	0.374	2000
67	67 Condominios San Fernando Bloque A.8	6	1	16.5	0.287	0.379	2000
68	68 Condominios San Fernando Bloque A.7	6	1	16.5	0.313	0.386	2000
69	69 Aurus	8	1	23.5	0.402	0.443	2001
70	70 La Maestranza bloque A	5	0	13.5	0.245	0.237	1993
71	71 La Maestranza bloque B	5	0	13.5	0.242	0.245	1993
72	72 Hermanas Marianitas	4	0	12	0.217	0.259	1978
73	73 Edificio Gayal	15	3	42	0.872	0.987	2008
74	74 Aramis	8	2	22	0.372	0.488	2001
75	75 Shyris Center	16	6	53	0.952	1.300	2014
76	76 Twin Tower	14	4	45.5	0.811	1.321	2002
77	77 Austria	10	3	30	0.546	0.759	2006
78	78 INEC	5	0	13	0.282	0.300	1989
79	79 Edif Fanny	3	0	9.5	0.202	0.200	1965
80	80 Residencia Romero	2	0	6.5	0.170	0.160	1955
81	81 Galerserv	3	0	8	0.200	0.179	2005
82	82 Residencia Grijalva	3	0	11	0.171	0.208	1989
83	83 Opladen	5	1	14	0.240	0.286	2005
84	84 San Cristóbal Torre 4	5	1	14	0.288	0.255	1990
85	85 San Cristóbal Torre 3	5	1	14	0.292	0.254	1990
86	86 San Cristóbal Torre 2	5	1	14	0.274	0.238	1990
87	87 San Cristóbal Torre 1	5	1	14	0.272	0.274	1980
88	88 Aeromapa	3	0	8.5	0.158	0.192	1995
89	89 Ministerio de Transporte y Obras Públicas	20	2	61.5	1.546	2.048	1979
90	90 Ministerio de Agricultura Ganadería y Pesca	15	0	55.5	1.037	1.011	1995
91	91 Ministerio de Educación	15	2	55.5	1.037	1.064	1989
92	92 Superintendencia de Bancos y Seguros Torre A	17	2	50	1.223	1.187	1977
93	93 Superintendencia de Bancos y Seguros Torre B	17	2	50	1.223	1.170	1977
94	94 COFIEC	18	3	68	1.351	1.351	1978
95	95 World Trade Center. Torre A	16	3	54.5	1.064	1.223	1995
96	96 World trade center. Torre B	16	4	54.5	1.107	1.138	1998
97	97 El Cisne	9	2	29	0.476	0.661	1995
98	98 Mariscal	13	2	37	0.836	0.853	1987
99	99 Concorde Torre A	16	4	50.5	0.900	1.170	2008
100	100 El Greco 2	9	1	25.5	0.476	0.453	1985
101	101 Reategui	4	1	13	0.315	0.313	2013
102	102 Conjunto Real Torre Abedul 10	10	3	29.5	0.515	0.532	2010
103	103 Halcón	3	0	8	0.223	0.200	1985
104	104 Cine Ocho y Medio	4	0	15	0.279	0.325	2000
105	105 Alicante	7	1	20	0.390	0.346	2015
106	106 Conjunto Anabel Bloque 4	3	0	8	0.221	0.222	2015
107	107 Conjunto Anabel Bloque 7	3	0	8	0.223	0.219	2015
108	108 Residencia Paredes	2	0	5.6	0.098	0.117	1985
109	109 Multicentro	18	1	52	1.012	1.037	1985
110	110 Edificio Pinzon	11	1	33	0.952	0.987	1995
111	111 Belo Horizonte	9	2	25	0.364	0.463	1990
112	112 Analuís	5	1	15	0.155	0.210	1994
113	113 Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha	10	2	35.5	0.819	0.931	2000
114	114 FLACSO 2	10	4	39.5	0.645	1.024	2006
115	115 FLACSO 1	11	4	41.3	0.666	0.773	2006
116	116 Registro de la Propiedad	4	1	14.5	0.283	0.448	2002
117	117 Alto Aragon	16	5	50	0.976	1.205	2012
118	118 Puerta del Sol	12	4	41	0.872	0.910	1990
119	119 Argentum	16	5	47.5	0.890	1.205	2008
120	120 Ivsemon	16	2	46.5	0.931	1.111	1992

DETERMINACIÓN DE PERÍODOS DE VIBRACIÓN

#	EDIFICIO	# PLANTAS	# SUBSUELOS	ALTURA (m)	T LONG.(seg)	T TRANSV.(seg)	AÑO
121	121 Residencia Montenegro	4	0	10.5	0.200	0.292	2000
122	122 Stanza	9	1	26	0.412	0.431	2011
123	123 Astorga	9	2	26.5	0.460	0.468	2014
124	124 Joseph Center	10	2	30	0.518	0.565	2001
125	125 Bausant	9	1	24.5	0.471	0.455	2011
126	126 Anexa Guayaquil bloque 1	2	0	6	0.258	0.235	1975
127	127 Anexa Guayaquil bloque 2	2	0	6	0.202	0.153	1975
128	128 Inspectoría General de la Policía Nacional	10	1	29	0.607	0.677	1989
129	129 MIDUVI	14	4	43	1.300	1.437	1989
130	130 CEC	11	3	29.5	0.803	0.872	1980
131	131 Casa Kolping	2	0	5	0.108	0.105	1989
132	132 Modulo 3 INAMHI	2	0	5.5	0.123	0.163	1991
133	133 Modulo 4 INAMHI	4	0	11.5	0.346	0.400	1996
134	134 LANCAS	4	1	16	0.332	0.407	2012
135	135 TAME	11	2	34	0.819	0.828	1981
136	136 Uziel Business Center	8	4	26	0.463	0.565	2007
137	137 Mariscal Bloque 1 C	3	0	8	0.137	0.137	1965
138	138 Mariscal Bloque 2 C	3	0	8	0.127	0.118	1965
139	139 Edificio Montenegro	5	1	12.5	0.269	0.252	1987
140	140 Churchill	14	4	41.5	0.836	0.963	1993
141	141 Ministerio del Trabajo	14	4	43.5	1.050	1.321	1990
142	142 Rosanía	14	2	41.5	0.862	1.078	1974
143	143 Facultad de Ingeniería PUCE	7	0	27	0.440	0.422	2008
144	144 Torre 1	11	2	37.5	0.725	0.616	1992
145	145 Bloque 2 PUCE	15	2	51.2	0.766	0.688	1992
146	146 Canciller 1	15	4	43	0.853	0.921	1989
147	147 Torresol 1	15	2	45	0.900	1.011	1985
148	148 Torresol 2	13	2	39	0.963	0.803	1988
149	149 Napoli	16	3	47.5	0.836	1.170	2002
150	150 Acropolis	12	1	35.5	0.738	0.881	1979
151	151 Torre París Mansión Blanca	13	3	45.5	0.999	0.976	1996
152	152 Torre Londres Mansión Blanca	13	3	44.5	0.976	1.024	1996

ANEXO N°7

**FICHAS CON LOS DATOS Y PERIODOS DE LOS
EDIFICIOS USADOS EN ESTA INVESTIGACIÓN.**