

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS:

**SÓTANOS Y EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE
EDIFICIOS APORTICADOS PARA VIVIENDA EN CAJAMARCA**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Bach. SEGUNDO PERCY INFANTE CHÁVEZ

Asesor:

Dr. Ing. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ

Cajamarca – Perú

2026

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. Investigador: SEGUNDO PERCY INFANTE CHÁVEZ
2. DNI: 45431920
Escuela Profesional: Ingeniería Civil
3. Asesor: Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramirez
Facultad: Ingeniería Civil
4. Grado académico o título profesional
☐ Bachiller ☒ Título profesional ☐ Segunda especialidad
☐ Maestro ☐ Doctor
5. Tipo de Investigación:
☒ Tesis ☐ Trabajo de investigación ☐ Trabajo de suficiencia profesional
☐ Trabajo académico
6. Título de Trabajo de Investigación: "SÓTANOS Y EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS APORTICADOS PARA VIVIENDA EN CAJAMARCA"
7. Fecha de evaluación: 18 de Febrero 2026
8. Software antiplagio: ☒ TURNITIN ☐ URKUND (OURIGINAL) (*)
9. Porcentaje de Informe de Similitud: 14%
10. Código Documento: trn:oid::3117:558460551
11. Resultado de la Evaluación de Similitud:
☒ APROBADO ☐ PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 19 de Febrero 2026



FIRMA DEL ASESOR

Nombres y Apellidos Hermes Roberto Mosqueira Ramirez
DNI : 26673916



Firmado digitalmente por:
BAZAN DIAZ Laura Sofia
FAU 20148258801 soft
Motivo: En señal de
conformidad
Fecha: 19/02/2026 11:26:56-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI

* En caso se realizó la evaluación hasta setiembre de 2023



Universidad Nacional de Cajamarca

Norte de la Universidad Peruana

Fundada por Ley 14015 del 13 de Febrero de 1962
FACULTAD DE INGENIERÍA

Teléf. N° 365976 Anexo N° 1129-1130



SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

ACTA N° 0110-2026

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Art. 035 del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, da a conocer que, a los **cuatro días del mes de marzo de 2026**, siendo las diez horas (10:00 a.m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A – Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional de Cajamarca, se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Vocal : Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez.
Secretario : M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada **SÓTANOS Y EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS APORTICADOS PARA VIVIENDA EN CAJAMARCA**, presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil **SEGUNDO PERCY INFANTE CHÁVEZ**, asesorado por el Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez, para la obtención del Título Profesional.

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante, debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : 06 PTS.

EVALUACIÓN PÚBLICA : 12 PTS.

EVALUACIÓN FINAL : 18 PTS

dieciocho (En letras)

En consecuencia, se lo declara APROBADO con el calificativo de 18 (dieciocho) acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las 11:00 am horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Presidente

Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez.
Vocal

M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.
Secretario

Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez.
Asesor

DEDICATORIA

A Dios, por brindarme la salud, el pan de cada día, la fuerza e iluminación para seguir luchando en mi vida.

A mi esposa Lizeth, por estar siempre brindándome todo su apoyo, amor, paciencia y dedicación; por haberme ayudado a ser cada día mejor persona. En este viaje llamado vida, agradezco cada momento a tu lado. Gracias por ser la razón de mis sonrisas y la inspiración de mis logros, y sobre todo por ser mi fiel compañera de vida. ¡Eres mi todo y Te Amo más de lo que las palabras pueden expresar!

A Sofia, mi hija amada, que quizás en este momento no entiendas mis palabras, pero quiero que sepas tu llegada a otorgado a tu madre y a mí, nuestro propósito más importante en nuestras vidas; eres la bendición más hermosa que Dios nos ha concebido y siempre estaremos a tu lado en cada paso de tu vida. ¡Con todo nuestro amor Mamá y Papá!

A mi Madre, por sus esfuerzos y dedicación para formarme en el camino del bien; por cuidarme, ayudarme y mostrarme el verdadero amor de una madre hacia su hijo. A ti madrecita que estas en el cielo muchas gracias por todo y estar presente siempre conmigo en este camino de mi vida. ¡Te amo Mamá!

A mi padre, ejemplo de rectitud, responsabilidad y dedicación, quien con su esfuerzo constante y silencioso ha velado siempre por nuestro bienestar, educación y formación. Su ejemplo me ha enseñado a ser una persona de bien y a luchar con perseverancia y humildad por mis objetivos.

A mis hermanos Carmen, Wilmer, Éder y Liliana, por su apoyo, consejos, cariño y motivación para seguir adelante y alcanzar mis metas.

AGRADECIMIENTO

A mi asesor, Ing. Roberto Mosqueira Ramírez, por su valiosa orientación, compromiso y paciencia durante todo el desarrollo de esta tesis. Su guía y apoyo fueron fundamentales para la culminación exitosa de este trabajo.

A mis docentes, por su dedicación y vocación para compartir sus conocimientos, contribuyendo a mi formación profesional y personal.

A mis amigos, por su constante apoyo, compañerismo y aliento en cada etapa de este camino académico.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
RESUMEN	xiii
ABSTRACT.....	xiv
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	15
1.1. Planteamiento del problema.....	15
1.1.1. Descripción del problema	15
1.1.2. Formulación del problema	16
1.2. Hipotesis de la investigación	17
1.3. Variables de la hipótesis	17
1.4. Justificación	17
1.5. Alcances o delimitación de la investigación.....	17
1.6. Objetivos	18
1.6.1. Objetivo general.....	18
1.6.2. Objetivos específicos	18
1.7. Contenido de los capítulos	18
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	20
2.1. Antecedentes	20
2.1.1. Internacionales	20
2.1.2. Nacionales.....	21
2.2. Bases teóricas.....	22
2.2.1. Sótanos.....	22
2.2.1.1. Comportamiento sísmico de los sótanos.....	24
2.2.2. Periodo fundamental de vibración	25
2.2.2.1. Análisis del periodo fundamental de vibración	28
2.2.2.2. Influencia del terreno en el periodo de vibración	36
2.2.2.3. Espectros de respuesta y de diseño sísmico.....	38
2.2.2.4. Influencia de las dimensiones y área en planta en el periodo fundamental de vibración.....	43
2.2.2.5. Influencia de la altura y número de pisos en el periodo fundamental de vibración.....	44

2.2.2.6. Influencia de la masa y rigidez en el periodo fundamental de vibración	46
2.2.2.7. Cálculo del periodo fundamental de vibración	46
2.2.3. Sistema estructural de pórticos	55
2.3. Definición de términos básicos	57
CAPITULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	59
3.1. Ubicación geográfica	59
3.2. Tiempo de la investigación	59
3.3. Metodología	59
3.3.1. Tipo de investigación	59
3.3.2. Método de investigación	59
3.3.3. Diseño de la investigación	59
3.3.4. Población y muestra	61
3.3.4.1. Población	61
3.3.4.2. Muestra	61
3.3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de información	62
3.3.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	62
3.4. Procedimiento, tratamiento y análisis de datos	62
3.4.1. Descripción del edificio	62
3.4.1.1. Características de los edificios	62
3.4.1.2. Estructuración y elementos estructurales	64
3.4.2. Propiedades de los materiales	68
3.4.3. Análisis sísmico según Norma Técnica E.030	69
3.4.3.1. Parámetros sísmicos	69
3.4.3.2. Patrones de cargas aplicadas	71
3.4.3.3. Peso sísmico considerada en los modelos	71
3.4.3.4. Solicitaciones sísmicas	71
3.4.3.5. Periodo fundamental de vibración (T)	75
3.4.4. Modelamiento tridimensional de los edificios	77
3.4.5. Presentación de resultados	80
3.4.5.1. Modelo 1	80
3.4.5.1.1. Pesos de los entrepisos	80
3.4.5.1.2. Fuerzas laterales	80
3.4.5.1.3. Desplazamientos laterales	83
3.4.5.1.4. Periodo fundamental de vibración	85
3.4.5.2. Modelo 2	89
3.4.5.2.1. Pesos de los entrepisos	89

3.4.5.2.2. Fuerzas laterales	89
3.4.5.2.3. Desplazamientos laterales	92
3.4.5.2.4. Periodo fundamental de vibración	95
3.4.5.3. Modelo 3	98
3.4.5.3.1. Pesos de los entrepisos	98
3.4.5.3.2. Fuerzas laterales	99
3.4.5.3.3. Desplazamientos laterales	101
3.4.5.3.4. Periodo fundamental de vibración	104
CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	108
4.1. Análisis, interpretación y discusión de resultados	108
4.1.1. Pesos de los entrepisos.....	108
4.1.2. Fuerzas laterales.....	110
4.1.3. Desplazamientos laterales.....	118
4.1.4. Periodo fundamental de vibración	127
4.2. Contrastación de hipótesis	129
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	133
5.1. Conclusiones	133
5.2. Recomendaciones	133
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
ANEXOS	138

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Proyecto de una edificación con sótanos.....	23
Figura 2. Ciclos de oscilación debido a una excitación.....	26
Figura 3. Variación de la aceleración (o el desplazamiento) en función de la relación de los períodos de oscilación del edificio y del sismo.	27
Figura 4. Vibración de un pórtico de un piso o péndulo simple.....	28
Figura 5. Edificación de un solo nivel como péndulo simple.....	29
Figura 6. Modelo de tres péndulos simples.	30
Figura 7. Resonancia de cada péndulo para diferentes períodos de vibración del suelo.	30
Figura 8. Edificio de tres pisos y sus modos de vibrar como péndulo de tres masas.	31
Figura 9. Modos de vibración péndulo tres masas.	32
Figura 10. Primeros modos de vibración edificio multipiso.....	32
Figura 11. Primer modo fundamental o estático. Periodo = T_a	33
Figura 12. Segundo modo de vibración. $T_a > T_2$	34
Figura 13. Segundo modo de vibración. $T_2 > T_3$	34
Figura 14. Gráficos de aceleración y desplazamiento versus frecuencia modelo 8 pisos.	35
Figura 15. Modelo simulado en condición de suelo duro (rocoso).	37
Figura 16. Modelo simulado en condición de suelo semi blando.....	37
Figura 17. Modelo simulado en condición de suelo blando.	37
Figura 18. Amplitud y período del movimiento sísmico.	38
Figura 19. Variación de la amplitud y del período con la distancia epicentral.	39
Figura 20. Variación de la amplitud, el período y los espectros de respuesta con la distancia al epicentro.	40
Figura 21. Amplificación de la amplitud y variación en el espectro de respuesta para depósito de suelo blando a gran distancia del epicentro.	42
Figura 22. Espectro de diseño de la norma peruana E.030-2018.	43
Figura 23. Comparación de ecuaciones para la evaluación del período fundamental de las estructuras aporticadas de concreto armado.	53
Figura 27. Edificio construido con sistema estructural de pórticos.	55
Figura 28. Planta tipo del edificio sin sótanos.	67

Figura 29. Planta tipo de los sótanos.	68
Figura 30. Espectro de pseudo-aceleraciones para Modelo 1.....	74
Figura 31. Espectro de pseudo-aceleraciones para Modelo 2 y 3.....	75
Figura 32. Vista tridimensional del edificio de 05 pisos sin sótanos - Modelo 1.....	78
Figura 33. Vista tridimensional del edificio de 05 pisos con 01 sótano - Modelo 2.	79
Figura 34. Vista tridimensional del edificio de 05 pisos con 02 sótanos - Modelo 3.	79
Figura 35. Comparación de los pesos de entresijos de cada nivel para cada modelo de edificio.	109
Figura 36. Comparación de los pesos totales de cada modelo de edificio.	110
Figura 37. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.	112
Figura 38. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.	114
Figura 39. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.	116
Figura 40. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.	118
Figura 41. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.	120
Figura 42. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.	122
Figura 43. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.	124
Figura 44. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros estadísticos para el periodo respecto a la altura y número de pisos	45
Tabla 2. Expresiones para la evaluación del período fundamental de vibración.....	52
Tabla 3. Factores, niveles de los factores y tratamientos en estudio	60
Tabla 4. Evaluaciones experimentales realizadas	60
Tabla 5. Características de altura y planta del Modelo 1	63
Tabla 6. Características de altura y planta del Modelo 2	63
Tabla 7. Características de altura y planta del Modelo 3	63
Tabla 8. Secciones de los elementos estructurales de los edificios	65
Tabla 9. Propiedades del concreto	69
Tabla 10. Parámetros sísmicos para el Modelo 1	69
Tabla 11. Parámetros sísmicos para el Modelo 2 y 3	70
Tabla 12. Parámetros del perfil de suelo.....	70
Tabla 13. Patrones de cargas aplicadas.....	71
Tabla 14. Valores del coeficiente CT para cálculo de T.....	76
Tabla 15. Peso de los entrepisos para Modelo 1	80
Tabla 16. Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.....	80
Tabla 17. Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.....	81
Tabla 18. Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.....	82
Tabla 19. Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.....	82
Tabla 20. Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%	83
Tabla 21. Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	84
Tabla 22. Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%	84
Tabla 23. Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	85

Tabla 24. Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.....	86
Tabla 25. Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	86
Tabla 26. Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.....	87
Tabla 27. Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	88
Tabla 28. Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Método empírico E.030.....	88
Tabla 29. Peso de los entrepisos para Modelo 2	89
Tabla 30. Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.....	90
Tabla 31. Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.....	90
Tabla 32. Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.....	91
Tabla 33. Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.....	92
Tabla 34. Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%	92
Tabla 35. Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	93
Tabla 36. Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%	94
Tabla 37. Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	94
Tabla 38. Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.....	95
Tabla 39. Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	96
Tabla 40. Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.....	96

Tabla 41. Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	97
Tabla 42. Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Método empírico E.030	98
Tabla 43. Peso de los entrepisos para Modelo 3	98
Tabla 44. Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.....	99
Tabla 45. Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.....	100
Tabla 46. Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.....	100
Tabla 47. Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.....	101
Tabla 48. Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%	102
Tabla 49. Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	102
Tabla 50. Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%	103
Tabla 51. Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	104
Tabla 52. Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.....	105
Tabla 53. Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	105
Tabla 54. Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.....	106
Tabla 55. Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	107
Tabla 56. Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Método empírico E.030	107
Tabla 57. Comparación de los pesos de entrepisos de cada nivel para cada modelo de edificio	108
Tabla 58. Comparación de los pesos totales de cada modelo de edificio	109

Tabla 59. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%	111
Tabla 60. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	113
Tabla 61. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%	115
Tabla 62. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	117
Tabla 63. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%	119
Tabla 64. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	121
Tabla 65. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%	123
Tabla 66. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	125
Tabla 67. Comparación de los periodos fundamentales de vibración para los modelos de edificios según cada caso de análisis sísmicos	128
Tabla 68. Comparación de los periodos fundamentales de vibración para los modelos de edificios según método empírico	128
Tabla 69. Prueba de normalidad según test de Shapiro-Wilk	130
Tabla 70. Prueba de Rangos con Signo de Wilcoxon	131

RESUMEN

La presente investigación se desarrolló ante la falta de especificaciones en la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente (2018) respecto a la consideración de sótanos en el análisis sísmico de edificios de concreto armado, especialmente en la estimación del período fundamental de vibración. El objetivo principal fue evaluar la influencia de los sótanos en el período fundamental de vibración de edificios aporticados destinados a vivienda en la ciudad de Cajamarca. Para ello, se analizaron tres modelos estructurales: el Modelo 1, edificio de cinco pisos sin sótanos (referencia); el Modelo 2, edificio de cinco pisos con un sótano; y el Modelo 3, edificio de cinco pisos con dos sótanos. Todos los modelos presentaron regularidad en planta y altura, y se consideró un perfil de suelo tipo S3 y zona sísmica 3, de acuerdo con la normativa vigente. El análisis se realizó mediante el método estático, conforme a los procedimientos establecidos en la Norma E.030-2018, considerando excentricidades del $\pm 5\%$ en las direcciones ortogonales “X” y “Y”. El modelado y análisis estructural se efectuó utilizando el software ETABS. Los resultados mostraron que la distribución de la fuerza sísmica en altura y los desplazamientos laterales por piso se incrementaron con la inclusión de sótanos, debido al aumento de la masa y la rigidez estructural generada por los muros de concreto armado en los sótanos. Asimismo, se evidenció un incremento progresivo en los períodos fundamentales de vibración a medida que aumentaba el número de sótanos: los Modelos 2 y 3 registraron incrementos de hasta 11.43% en la dirección X y 12.50% en la dirección Y respecto al Modelo 1. En conclusión, la presencia de sótanos influye directamente en la respuesta dinámica de los edificios aporticados, por lo que deben ser considerados en los análisis sísmicos para una estimación más precisa del comportamiento estructural y una mayor seguridad en el diseño de edificaciones.

Palabras clave: edificio aporticado, desplazamientos laterales, fuerzas laterales, periodo fundamental de vibración, sótanos.

ABSTRACT

This research was conducted due to the lack of specifications in the Technical Standard E.030 – Seismic Design (2018) regarding the consideration of basements in the seismic analysis of reinforced concrete buildings, particularly in the estimation of the fundamental period of vibration. The main objective was to evaluate the influence of basements on the fundamental period of vibration of framed reinforced concrete buildings used for housing in the city of Cajamarca. Three structural models were analyzed: Model 1, a five-story building without basements (reference); Model 2, a five-story building with one basement; and Model 3, a five-story building with two basements. All models presented regularity in plan and elevation, and a soil profile type S3 and seismic zone 3 were considered according to current standards. The analysis was performed using the static method, following the procedures established in Standard E.030-2018, considering $\pm 5\%$ eccentricities in the orthogonal directions “X” and “Y”. Structural modeling and analysis were carried out using the ETABS software. The results showed that the distribution of seismic forces along the height and the lateral displacements per story increased with the inclusion of basements, due to the added mass and stiffness provided by the reinforced concrete walls in the underground levels. Likewise, a progressive increase in the fundamental periods of vibration was observed as the number of basements increased: Models 2 and 3 recorded increments of up to 11.43% in the X direction and 12.50% in the Y direction compared to Model 1. In conclusion, the presence of basements directly influences the dynamic response of framed reinforced concrete buildings and should therefore be considered in seismic analyses to achieve a more accurate estimation of structural behavior and greater safety in building design.

Keywords: framed building, lateral displacements, lateral forces, fundamental period of vibration, basements.

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Descripción del problema

En el Perú, país ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, los sismos representan una de las mayores amenazas naturales para las edificaciones. Cajamarca, una de las principales ciudades del país, se encuentra en una zona clasificada con moderada a alta sismicidad según la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente. Aunque en las últimas décadas no ha experimentado sismos de gran magnitud, esta ciudad se encuentra en una laguna sísmica, lo que incrementa el riesgo potencial de un evento de gran intensidad debido a sus características geológicas y propiedades del suelo.

El crecimiento poblacional de Cajamarca, ha impulsado una expansión urbana centrada especialmente en el núcleo de la ciudad, donde se concentran las principales instituciones, negocios y actividades económicas. Esta situación ha llevado a que la construcción de edificios aporricados de concreto armado, predominante en la tipología estructural para viviendas, incorpore cada vez sótanos como solución para maximizar el espacio disponible y satisfacer la demanda de vivienda en estas áreas estratégicas. Esta tendencia introduce retos adicionales en el análisis y diseño estructural, particularmente en el cálculo del período fundamental de vibración.

El período fundamental de vibración es un parámetro clave para evaluar la respuesta sísmica de una edificación, ya que define las fuerzas dinámicas que esta debe resistir. Su determinación depende, entre otros factores, de la altura total del edificio. La inclusión de sótanos modifica directamente esta altura efectiva, alterando parámetros dinámicos como la rigidez y la masa de la estructura, lo que puede influir significativamente en los resultados del análisis sísmico. No obstante, el impacto específico de los sótanos en el período fundamental de vibración no ha sido suficientemente estudiado en el contexto local.

Si bien la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente incluye dos métodos para calcular el período fundamental de vibración, estos no consideran especificaciones sobre cómo tratar los sótanos. Esta omisión normativa no constituye el enfoque principal de esta investigación, sino que subraya la necesidad de estudiar cómo los sótanos afectan este parámetro sísmico en edificios aporticados. En la práctica, los diseñadores adoptan diferentes enfoques: algunos excluyen los sótanos del análisis, otros los modelan parcialmente, y pocos los consideran en su totalidad, lo que genera variaciones en los resultados y posibles inconsistencias en los diseños.

La falta de un análisis detallado sobre la influencia de los sótanos en el período fundamental de vibración puede llevar a diseños estructurales que no reflejen adecuadamente el comportamiento dinámico de estas edificaciones, aumentando el riesgo de fallas estructurales en caso de un evento sísmico. Por lo tanto, es fundamental investigar cómo los sótanos afectan este parámetro, particularmente en edificios aporticados de concreto armado para vivienda en Cajamarca.

En este contexto, para abordar esta problemática, la presente investigación se enfocará en evaluar de qué manera los sótanos influyen en la determinación del período fundamental de vibración en edificios aporticados de concreto armado para vivienda en Cajamarca. A través de un análisis comparativo de edificaciones con diferentes configuraciones de sótanos, se buscará proporcionar una comprensión más precisa del comportamiento sísmico de estas estructuras, contribuyendo así a mejorar las prácticas de diseño y aumentar la seguridad de las construcciones residenciales en la región.

1.1.2. Formulación del problema

¿Cuál es la influencia de los sótanos en la determinación del período fundamental de vibración en edificios aporticados para vivienda en Cajamarca?

1.2. Hipotesis de la investigación

La inclusión de sótanos en edificios aporticados para vivienda, incrementan el período fundamental de vibración respecto a edificios sin sótanos.

1.3. Variables de la hipótesis

- Variable independiente: sótanos.
- Variable dependiente: periodo fundamental de vibración.

1.4. Justificación

Esta investigación se justifica por la falta de especificaciones y recomendaciones en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030-2018 respecto a la forma en que deben considerarse los sótanos en el análisis sísmico de edificios de concreto armado con sistema estructural aporticado. Esta limitación genera incertidumbre en la estimación del período fundamental de vibración, parámetro esencial para evaluar con precisión el comportamiento sísmico de las edificaciones.

Al revisar las investigaciones previas orientadas al análisis y evaluación del desempeño sísmico de estructuras de concreto armado, se evidenció una carencia de estudios enfocados en edificaciones que incorporen sótanos y en su influencia sobre las propiedades dinámicas globales. En este contexto, la presente investigación busca aportar evidencia técnica que permita comprender y cuantificar el efecto de los sótanos en la determinación del período fundamental de vibración, contribuyendo así al conocimiento estructural y a la mejora de los criterios de análisis sísmico.

1.5. Alcances o delimitación de la investigación

Se realizó un análisis teórico basado en un edificio simulado de cinco pisos, destinado a uso de vivienda y ubicado en la ciudad de Cajamarca. El edificio fue estructurado mediante pórticos de concreto armado, con una altura total de cinco niveles y una superficie de 184.07 m².

Se consideraron tres modelos estructurales con diferentes configuraciones: el Modelo 1, edificio de cinco pisos sin sótanos (modelo de referencia); el Modelo 2, edificio de cinco pisos con un sótano; y el Modelo 3, edificio de cinco pisos con dos sótanos.

Para cada modelo se evaluaron los pesos de entrepiso, la distribución de la fuerza sísmica en altura, los desplazamientos laterales del centro de masa y el período fundamental de vibración.

Los procedimientos de estimación se desarrollaron conforme a los lineamientos de la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente (2018), mediante un análisis estático equivalente en las direcciones ortogonales “X” y “Y”, considerando excentricidades del $\pm 5\%$. La respuesta sísmica de los modelos se analizó dentro del rango lineal elástico, asumiendo una cimentación sobre un perfil de suelo tipo S3 y una zona sísmica 3, correspondientes a las condiciones geotécnicas de Cajamarca.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Evaluar la influencia de los sótanos en la determinación del período fundamental de vibración en edificios aporticados para vivienda en Cajamarca.

1.6.2. Objetivos específicos

- Determinar las fuerzas laterales generadas en los edificios aporticados para vivienda, con y sin sótanos.
- Calcular los desplazamientos laterales en los edificios aporticados para vivienda, con y sin sótanos.

1.7. Contenido de los capítulos

En el Capítulo I, establece la base y dirección del estudio, incluyendo el planteamiento y formulación del problema, que describe la situación a investigar; la justificación, que explica la relevancia del estudio; la delimitación, que define los límites y el alcance del tema; los objetivos, que indican lo que se espera lograr; y la hipótesis, que plantea posible respuesta al problema que será verificada. Este capítulo guía el desarrollo de la investigación, proporcionando una estructura sólida y clara que dirige todo el proceso de investigación hacia sus metas y resultados esperados.

El Capítulo II, proporciona la base conceptual que guía la investigación, conformado por los antecedentes teóricos de la investigación donde se revisan estudios previos y trabajos de investigación relacionados con el tema; bases teóricas que consiste en el desarrollo de las teorías, conceptos y principios fundamentales que respaldan el tema de investigación; y un glosario de términos básicos, que define claramente la terminología utilizada.

El Capítulo III, describe cómo se desarrolló el estudio. Incluye la ubicación geográfica del estudio y el tiempo de ejecución. Define la metodología, especificando el tipo, método y diseño de la investigación, así como la población y muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de información y los métodos para procesar y analizar los datos. Finalmente, detalla el análisis de datos y la presentación de resultados, asegurando que el estudio sea estructurado y coherente para alcanzar conclusiones válidas y significativas.

El Capítulo IV, se enfoca en interpretar y examinar los datos recolectados. Presenta los resultados de manera organizada, usando gráficos y tablas. Además, se interpretan los hallazgos en función de los objetivos de la investigación y se comparan con estudios previos, evaluando su significado y sus implicaciones.

El Capítulo V, presenta las conclusiones y recomendaciones del estudio. Las conclusiones ofrecen una síntesis clara basada en el análisis de resultados, mientras que las recomendaciones sugieren acciones prácticas y viables para abordar los problemas identificados o para guiar futuras investigaciones.

Finalmente, se presentan las referencias bibliográficas y los anexos que sustentan y complementan la investigación.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Internacionales

- Mohammed et al. (2022) realizaron la investigación científica “Effect of Embedded Basement Stories on Seismic Response of Low-Rise Building Frames Considering SSI via Small Shaking Table Tests”. En esta investigación experimental y numérica, se evaluó la influencia de sótanos en edificios de concreto armado de siete pisos, bajo diferentes condiciones de cimentación. Se analizaron modelos de estructuras con 0, 1 y 2 sótanos, que fueron sometidos a vibración simulada en mesa de sacudimiento usando réplicas de acelerogramas históricos. Los resultados mostraron que, a presencia de sótanos modificó significativamente el período fundamental de vibración, aumentando su duración comparada a edificaciones sin sótano. Las estructuras con cimentación flexible revelaron diferencias de comportamiento sísmico más marcadas, evidenciando una interacción concreto-suelo relevante. Se concluye que es necesario considerar los sótanos en el modelo estructural para un diseño sísmico más preciso, pues amplifican los efectos o propiedades sísmicas.
- Alamori (2020) desarrolló un estudio denominado “Effect of the Presence of Basements on the Vibration Period and Other Seismic Responses of R.C. Frames”. Este estudio analiza la influencia de los sótanos en el comportamiento sísmico de edificios de concreto armado (RC Buildings), enfocándose principalmente en cómo modifican el período fundamental de vibración y otras respuestas estructurales. Se modelaron estructuralmente edificios aporticados de 5 pisos con distintas configuraciones: sin sótano, con un sótano, y con dos sótanos, aplicando análisis espectral en software especializado. Los resultados revelaron que la inclusión de sótanos incrementa el período fundamental de vibración de manera proporcional al número de niveles de sótanos. Asimismo, se observaron diferencias relevantes en la fuerza cortante en la base y en los desplazamientos laterales, lo cual demuestra que ignorar los sótanos en los modelos estructurales puede llevar a subestimar la demanda sísmica sobre la edificación. El estudio

concluye que los sótanos tienen un impacto no despreciable en el análisis sísmico de edificios, y que su correcta inclusión en los modelos es fundamental para evitar errores en el diseño estructural.

2.1.2. Nacionales

- Sánchez (2019) realizó una investigación titulada “Análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 15 pisos, 3 sótanos - Torre Indiana”, consistió en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado bajo la normatividad del Reglamento Nacional de Edificaciones. Para el diseño estructural, el sistema empleado fue un sistema dual (pórticos y placas) cumpliendo con los requisitos de ductilidad y rigidez lateral. El sótano estuvo constituido por muros de concreto armado para controlar el empuje de tierra. El metrado de las cargas verticales, el análisis bajo cargas gravitacionales y el análisis sísmico del edificio se llevó de acuerdo a la Norma E.030, utilizando un modelo en 3D en ETABS. En la investigación referente al periodo fundamental de vibración se concluyó que para su cálculo se vio influenciado por la rigidez torsional de los muros de sótano definidos en la estructuración y predimensionamiento realizado, es decir, que los sótanos inciden el cálculo del periodo fundamental de vibración y las propiedades dinámicas del edificio.

- Bernedo (2018) desarrolló un estudio denominado “Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano”, tuvo como finalidad evaluar los efectos que se producen debido a cargas excéntricas en las cimentaciones de muros de sótano; también, el efecto que produce el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro. Se realizó el análisis a los distintos escenarios que presenta una edificación con sótanos, es decir, se analizó una edificación para una cantidad diferente de sótanos y, también, considerando si las edificaciones aledañas tienen o no sótanos. Además, se modificó la carga axial que llega a los cimientos variando la cantidad de pisos típicos del edificio. Finalmente, se evaluó los esfuerzos en la cimentación al modificar las dimensiones del muro y de la cimentación. Para el análisis y diseño se empleó el programa computacional SAP2000.

En la investigación se concluyó que los esfuerzos, momentos y fuerzas cortantes son proporcionales al número de pisos o sótanos, lo cual sugiere que se puede establecer ecuaciones lineales que permitan obtener fácilmente los esfuerzos en la cimentación. Cuando hay un gran número de sótanos, la fuerza cortante es una condición crítica, la cual se puede superar incrementando el espesor del muro de sótano o la resistencia del concreto. Además, el espesor del muro también ayuda a controlar la cantidad de refuerzo en este.

- Quiñones (2016) desarrolló un estudio “Proyecto de estructuras de un edificio de oficinas con dos sótanos y cinco pisos”, El sistema estructural del edificio se realizó en un sistema de muros de corte, columnas y vigas. Los techos se basaron en losas aligeradas en los niveles superiores y losas macizas. Se realizó un metrado y pre dimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto. Para el diseño del edificio, se buscó lograr una estructura con simplicidad y simetría adecuadas para facilitar la evaluación de sus elementos. Además, se priorizó la rigidez lateral, la resistencia y la ductilidad en ambas direcciones para optimizar su comportamiento frente a las fuerzas sísmicas. Seguidamente se realizó el modelo tridimensional en el programa ETABS para la evaluación del análisis sísmico, haciendo cumplir con los requisitos exigidos por la Norma Peruana E.030. Del estudio se llegó a la conclusión que el periodo fundamental de vibración en las direcciones “X” y “Y” están relacionados con la cantidad de muros de corte dispuestos en el proyecto, pues son los que aportan resistencia ante las acciones sísmicas a través de la rigidez estructural de cada uno de ellos absorbiendo la mayor cantidad de carga lateral y control de los desplazamientos laterales.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Sótanos

Los sótanos son espacios ubicados por debajo del nivel del suelo que forman parte de la estructura de un edificio. Actualmente, gracias a los avances en el diseño estructural, estos ambientes ya no se consideran solo áreas complementarias, sino que se integran plenamente a la edificación,

cumpliendo funciones similares a las de los pisos superiores. Es fundamental tener en cuenta que los sótanos presentan características particulares, como una temperatura relativamente constante, mayor humedad y una limitada o nula exposición a la luz solar. La figura 1 muestra un ejemplo de edificio con niveles de sótano incluidos en su diseño.

Figura 1. Proyecto de una edificación con sótanos.



Fuente: www.rchdaily.com

La construcción de sótanos representa una solución eficiente para optimizar el uso del terreno, especialmente en contextos donde existen limitaciones de espacio. Una de sus principales ventajas es que permiten desarrollar edificaciones de menor altura, lo cual resulta ideal en zonas con restricciones en cuanto a la altura máxima permitida. Asimismo, facilitan la expansión del área construida sin afectar el volumen total autorizado. No obstante, es esencial que el diseño estructural de estas edificaciones se realice en concordancia con las normativas vigentes, garantizando así su seguridad y funcionalidad.

2.2.1.1. Comportamiento sísmico de los sótanos

En la actualidad, los sótanos constituyen un componente importante en la construcción de edificaciones urbanas modernas. Tradicionalmente, se ha asumido que, al estar contenidos dentro del suelo, los niveles de sótano permanecen estables y no experimentan oscilaciones significativas durante un sismo. Como resultado, suelen excluirse del análisis sísmico estructural, lo que ha generado controversias respecto a su verdadera influencia y al impacto que pueden tener en el comportamiento y diseño sísmico de los edificios que los incorporan.

Actualmente, el análisis sísmico de edificaciones que incorporan sótanos se realiza, en muchos casos, mediante métodos aproximados sustentados principalmente en el criterio y la experiencia del diseñador a cargo. Esta práctica se debe a la ausencia de lineamientos específicos en los códigos de diseño y análisis sísmico, lo que limita un enfoque técnico uniforme y confiable.

Dado que los sótanos presentan una rigidez considerable —producto de elementos como los diafragmas de piso rígido y los muros perimetrales de concreto reforzado— en comparación con la superestructura, algunos reglamentos, como el Eurocódigo, establecen que, en el análisis sísmico de este tipo de edificaciones, la base estructural debe considerarse a partir de la parte superior de los sótanos (Chandran, Rajan y Syed, 2014).

Bajo esta definición, algunos diseñadores optan por aislar la superestructura, analizándola como una edificación con base fija asentada sobre la superficie del suelo. Las reacciones obtenidas de este análisis se trasladan posteriormente al nivel de los sótanos, los cuales se estudian de forma separada. Aunque este enfoque en dos etapas es común en la práctica profesional, su aplicación puede variar dependiendo del método específico utilizado para el análisis sísmico. No obstante, cuando los sótanos son incluidos directamente en el

modelo estructural, el período natural de vibración tiende a incrementarse, lo que reduce la cortante en la base y, en consecuencia, influye en los desplazamientos laterales y en los esfuerzos internos que se generan en la estructura (Genidi y Elsaied, 2017).

La mayoría de los códigos de análisis y diseño sísmico aplican las mismas recomendaciones tanto para edificaciones regulares de baja y mediana altura con varios niveles de sótano como para aquellas con cimentaciones superficiales. Sin embargo, estudios recientes han evidenciado que la respuesta sísmica de los edificios que incluyen sótanos es un fenómeno complejo, debido a la falta de lineamientos claros y específicos sobre cómo incorporar adecuadamente estos niveles en el modelado y análisis de estructuras de concreto armado (Abhijeet, 2017).

2.2.2. Periodo fundamental de vibración

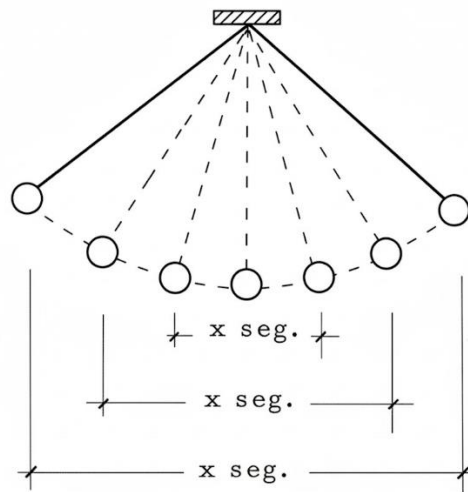
Una estructura entra en vibración tan pronto como el terreno se desplaza, ya que este le transmite la energía necesaria para iniciar su oscilación. En otras palabras, el movimiento del suelo induce fuerzas que la estructura absorbe, dando lugar a su movimiento vibratorio.

Una vez que las distintas masas de la estructura completan un ciclo completo de oscilación —es decir, se desplazan hacia ambos lados del eje central y retornan a su posición inicial— tienden a entrar en un estado de reposo. Sin embargo, es común que el terreno experimente un nuevo período de vibración, lo que provoca una nueva excitación de las masas estructurales. Estas responderán con desplazamientos distintos, determinados por la magnitud de la fuerza transmitida por el suelo y por la rigidez propia de cada componente estructural.

Los diferentes desplazamientos que presentan las masas de una estructura durante su movimiento se denominan modos naturales de vibración. De estos, el más importante es el primer modo, ya que los modos superiores tienen una influencia progresivamente menor en la respuesta dinámica de la estructura.

El primer modo de vibración, conocido también como período fundamental de vibración, describe la forma principal de oscilación de una estructura. Los métodos para determinar los desplazamientos de las masas se basan en el comportamiento combinado de estos modos, motivo por el cual se denominan análisis modal. Este enfoque permite identificar las frecuencias naturales y modos propios del sistema estructural, esenciales para evaluar su respuesta ante cargas dinámicas como los sismos (Chopra, 2017).

Figura 2. Ciclos de oscilación debido a una excitación.



Fuente: Autoría propia

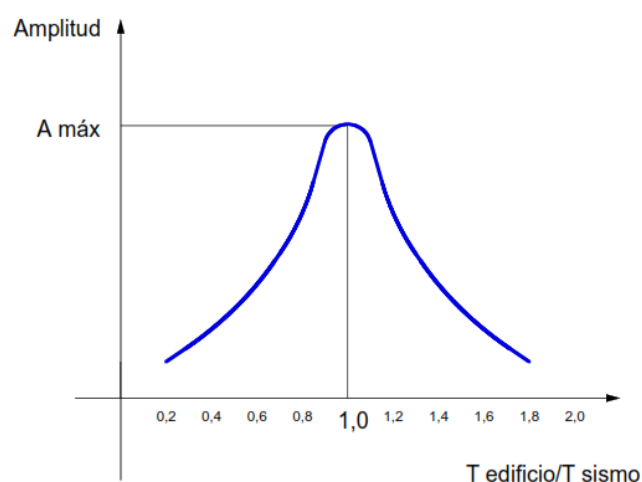
El período fundamental de vibración es una propiedad dinámica propia de una estructura y corresponde al período del primer modo de vibración libre, en la dirección del análisis considerado.

El diseño y la evaluación del comportamiento dinámico de estructuras expuestas a fenómenos naturales como los sismos requieren garantizar su seguridad estructural. Esta seguridad depende, en gran medida, del período fundamental de vibración y del nivel de amortiguamiento asociado a cada modo de vibración. Ambos factores influyen significativamente en la intensidad de la respuesta sísmica que puede experimentar la edificación (Alamori, 2020).

La determinación del período fundamental de vibración en una estructura es un aspecto relevante del diseño sísmico, ya que una estimación incorrecta puede provocar que el sistema suelo-estructura entre en una zona de resonancia, generando una amplificación peligrosa de las fuerzas sísmicas. Este parámetro es clave para comprender el comportamiento dinámico global del edificio, por lo que su cálculo debe realizarse con el máximo nivel de precisión posible (Mohammed, 2022)

La estimación del período fundamental de vibración es un componente importante en el análisis de respuesta tanto para edificaciones existentes como para aquellas en fase de diseño. Obtener un valor confiable de este parámetro resulta indispensable en enfoques modernos de diseño estructural, como el diseño basado en desplazamientos, así como en metodologías tradicionales como el diseño basado en fuerzas. En los métodos de análisis lineal, ya sea estático o dinámico, el período fundamental —obtenido a través de modelos analíticos o fórmulas simplificadas— constituye el elemento clave para determinar la aceleración espectral, de la cual depende directamente el cálculo de la fuerza cortante en la base.

Figura 3. Variación de la aceleración (o el desplazamiento) en función de la relación de los períodos de oscilación del edificio y del sismo.



Fuente: Domínguez (2014)

La respuesta dinámica de una edificación ante un sismo depende de la relación entre el período de vibración propio de la estructura y el período de las ondas sísmicas. Cuando ambos valores son similares y su relación se aproxima a la unidad, la estructura puede entrar en un estado de resonancia. Esta condición genera un aumento considerable en las deformaciones y aceleraciones, lo que a su vez incrementa los esfuerzos en los elementos estructurales.

2.2.2.1. Análisis del periodo fundamental de vibración

Las cargas sísmicas constituyen uno de los mayores desafíos que enfrentan las estructuras de las edificaciones. En cuestión de segundos, la tierra libera una gran cantidad de energía, generando vibraciones que se propagan a través de las capas del terreno. Estas vibraciones se transmiten a las edificaciones a través de sus sistemas de cimentación, poniendo a prueba su capacidad estructural.

Durante un sismo, las edificaciones pasan instantáneamente de un estado de reposo —donde predominan las cargas gravitacionales verticales— a experimentar un movimiento vibratorio que cargas dinámicas en múltiples direcciones. Entre estas, las componentes horizontales resultan ser las más críticas, ya que, al estar ancladas a sus cimentaciones, las estructuras se comportan como voladizos en dicha dirección, enfrentando mayores esfuerzos.

Figura 4. Vibración de un pórtico de un piso o péndulo simple.

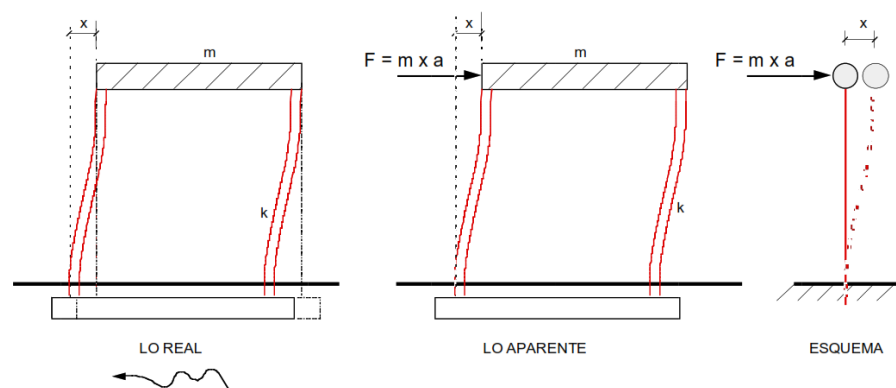


Fuente: Domínguez (2014)

Las edificaciones de un solo nivel, al poseer una única masa concentrada, presentan un único modo de vibración, en el cual dicha masa se desplaza alternadamente hacia ambos lados del eje vertical.

Cuando el piso o nivel de empotramiento del pórtico se desplaza hacia un lado durante un sismo, la masa, debido a su inercia, tiende a permanecer en su posición original, lo que genera la deformación del pórtico. Esta representa la situación real, sin embargo, al observar la figura del pórtico deformado (figura 4), podría interpretarse de manera simplificada como si el pórtico estuviera fijado a una base estática y una fuerza horizontal actuara sobre su extremo superior, provocando la deformación. Esta es solo una representación aparente. La magnitud de dicha fuerza inercial se determina mediante la Segunda Ley de Newton: $F = m \times a$.

Figura 5. Edificación de un solo nivel como péndulo simple.



Fuente: Domínguez (2014)

Un sistema formado por tres péndulos simples de diferentes longitudes, pero con igual masa y rigidez en la barra, permite demostrar que cada uno posee un período de vibración propio. A medida que la longitud del péndulo se incrementa, su período también aumenta. Cada período corresponde al valor en el que la vibración de la base induce una condición de resonancia en el péndulo, generando así los niveles más altos de deformación (Domínguez, 2014).

- Péndulo largo $T_a = 0.65$ seg
- Péndulo intermedio $T_a = 0.33$ seg
- Péndulo corto $T_a = 0.15$ seg

Figura 6. Modelo de tres péndulos simples.



Fuente: Domínguez (2014)

Figura 7. Resonancia de cada péndulo para diferentes períodos de vibración del suelo.

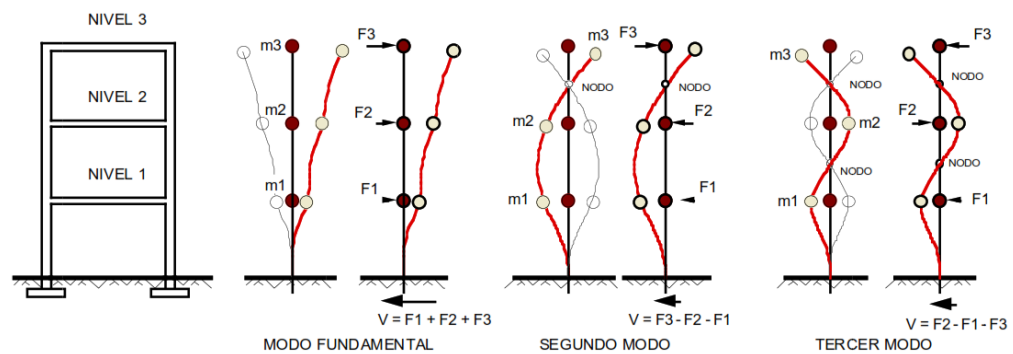


Fuente: Domínguez (2014)

Las edificaciones de varios pisos se comportan como sistemas de péndulos múltiples, capaces de vibrar en distintos modos. En algunos casos, todas las masas se desplazan hacia un mismo lado del eje vertical, mientras que las otras masas se mueven en direcciones opuestas. Por ejemplo, un edificio de tres niveles se asemeja a un sistema de tres masas, presentando tres modos de vibración diferentes.

De los tres modos de vibración del péndulo de tres masas ilustrado en la figura 8, el mayor valor de cortante en la base de la estructura ocurre en el modo fundamental, donde las fuerzas inerciales actúan en la misma dirección. En cambio, en los modos superiores, estas fuerzas se orientan en direcciones opuestas, lo que reduce el cortante basal debido a la resultante de la suma vectorial de dichas fuerzas.

Figura 8. Edificio de tres pisos y sus modos de vibrar como péndulo de tres masas.



Fuente: Domínguez (2014)

Para comprobar este comportamiento, se coloca una platina con tres masas sobre una mesa vibradora (figura 9). Al aplicar las vibraciones, se evidencian tres modos distintos de oscilación, cada uno con su propio período. El modo fundamental presenta el período más largo, con un valor de $T = 1.50$ segundos. El segundo modo se manifiesta con un período de $T = 0.17$ segundos, mientras que el tercer modo tiene un período de $T = 0.68$ segundos.

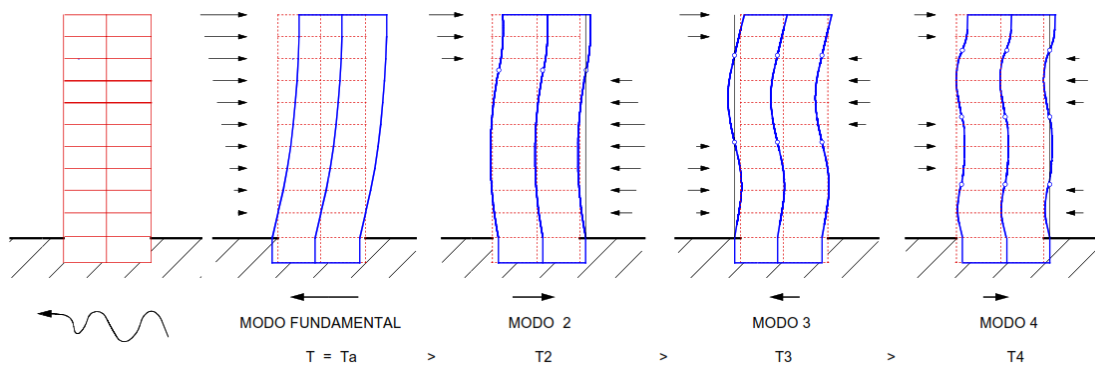
Figura 9. Modos de vibración péndulo tres masas.



Fuente: Domínguez (2014)

Un edificio de varios pisos puede presentar tantos modos de vibración como niveles tenga. El primer modo se caracteriza por tener el período más largo, mientras que los modos siguientes se desarrollan con períodos progresivamente más cortos (Domínguez, 2014).

Figura 10. Primeros modos de vibración edificio multipiso.



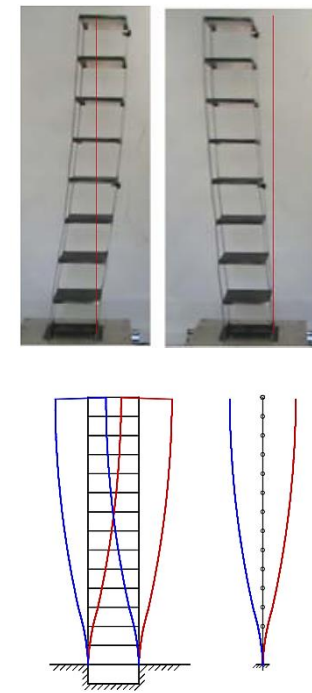
Fuente: Domínguez (2014)

Se realizó un ensayo en un modelo estructural de ocho niveles utilizando un simulador sísmico, al que se le incorporaron dos acelerómetros: uno ubicado en el último piso (señal roja) y otro a media altura del edificio (señal azul). Los gráficos de aceleración y

desplazamiento en función de la frecuencia —siendo está el inverso del período ($f = 1/T$)— presentados en la figura 14, muestran las frecuencias que provocan las mayores amplitudes de aceleración correspondientes a los tres primeros modos de vibración, al aplicar un barrido de frecuencias al modelo.

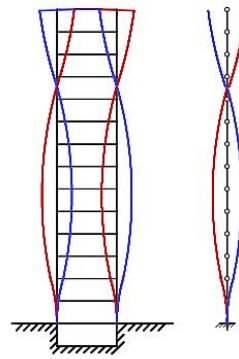
El primer modo de vibración se registró con un período de $T_a = 0.37$ segundos (frecuencia de 2.70 Hz), mientras que el segundo modo presentó un período de $T = 0.12$ segundos (frecuencia de 8.40 Hz) y el tercero, un período de $T = 0.07$ segundos (frecuencia de 14.50 Hz).

Figura 11. Primer modo fundamental o estático. Período = T_a



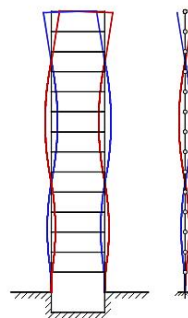
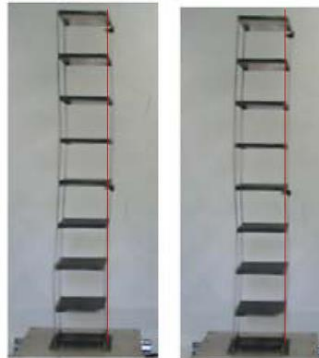
Fuente: Domínguez (2014)

Figura 12. Segundo modo de vibración. $T_a > T_2$.



Fuente: Domínguez (2014)

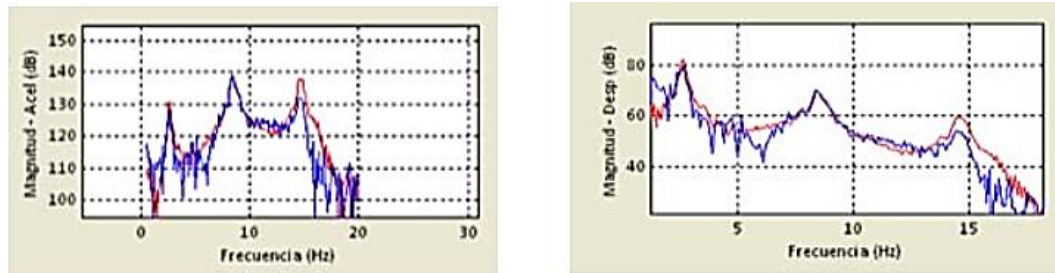
Figura 13. Tercer modo de vibración. $T_2 > T_3$.



Fuente: Domínguez (2014)

Los modos superiores de vibración no llegan a manifestarse debido a las limitaciones propias de la mesa vibradora, puesto que dichos modos ocurrirían a frecuencias superiores a las que el equipo puede generar, que en este caso están limitadas a un máximo de 20 Hz.

Figura 14. Gráficos de aceleración y desplazamiento versus frecuencia modelo 8 pisos.



Fuente: Domínguez (2014)

En el gráfico de desplazamientos se observa que los valores máximos se presentan cuando el modelo alcanza la resonancia en su primer modo de vibración, disminuyendo para el segundo modo y siendo aún menores en el tercer modo. Por otro lado, el gráfico de aceleraciones revela que el pico registrado en el primer modo es inferior al de los modos posteriores.

El potencial daño estructural de un edificio depende directamente del nivel de desplazamientos laterales experimentados, ya que mayores desplazamientos producen deformaciones significativas en los elementos estructurales, aumentando así los esfuerzos internos. Desde una perspectiva estática, las fuerzas laterales están relacionadas con las aceleraciones, lo que podría sugerir inicialmente que los modos superiores serían más críticos debido a sus mayores aceleraciones. Sin embargo, estas aceleraciones no permanecen constantes, sino que varían rápidamente, se reducen, invierten su dirección y alcanzan nuevamente un pico opuesto antes de iniciar otro ciclo.

El modo fundamental suele ser el más crítico, ya que en él se concentran las mayores deformaciones, incluso si no está vinculado a las aceleraciones más elevadas. No obstante, existe un fenómeno

conocido como *efecto latigazo*, que se manifiesta en los modos superiores y consiste en la aparición de grandes aceleraciones y desplazamientos en la parte superior de la estructura, especialmente a partir del nodo más alto. Este efecto puede generar fuerzas y esfuerzos considerables que, en ciertos casos, podrían comprometer la estabilidad de los niveles superiores e incluso provocar su colapso (Domínguez, 2014).

2.2.2.2. Influencia del terreno en el periodo de vibración

El período fundamental de vibración de un edificio depende las características del suelo sobre el que se construye. Cuando la estructura se apoya sobre roca o un terreno firme, se comporta como un voladizo completamente empotrado en su base, lo que resulta en un período de vibración más corto. Por el contrario, si el edificio se encuentra sobre un suelo blando, este se deforma con las vibraciones, aumentando la flexibilidad del sistema suelo-estructura y, en consecuencia, prolongando el período de vibración. En estos casos, el comportamiento estructural se asemeja al de un empotramiento parcial, debido a la deformación en la base.

Se utilizó un modelo de péndulo simple, ilustrado en las figuras 15, 16 y 17, sobre una mesa vibradora con el propósito de analizar cómo varía el período de vibración al modificar las condiciones de la base de empotramiento. Para simular distintos tipos de suelo, el péndulo fue colocado sobre tres superficies: madera (representando un terreno rocoso), espuma de alta densidad (como suelo semiblando) y espuma de baja densidad (simulando un suelo blando).

A pesar de que los tres péndulos son idénticos en sus características físicas, las mediciones de sus periodos de vibración varían. El péndulo colocado sobre la base que simula un suelo rocoso presenta el período más corto, mientras que aquel apoyado sobre el suelo blando registra el período más prolongado.

Figura 15. Modelo simulado en condición de suelo duro (rocoso).



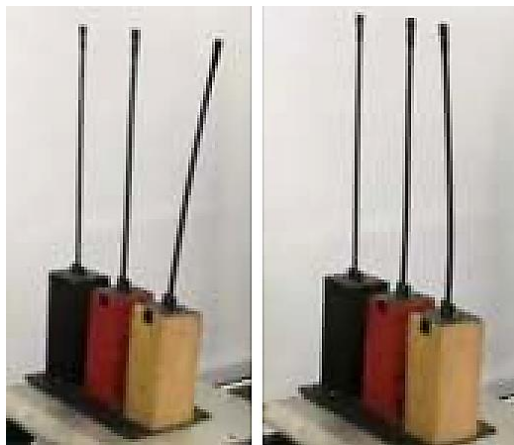
Fuente: Domínguez (2014)

Figura 16. Modelo simulado en condición de suelo semi blando.



Fuente: Domínguez (2014)

Figura 17. Modelo simulado en condición de suelo blando.



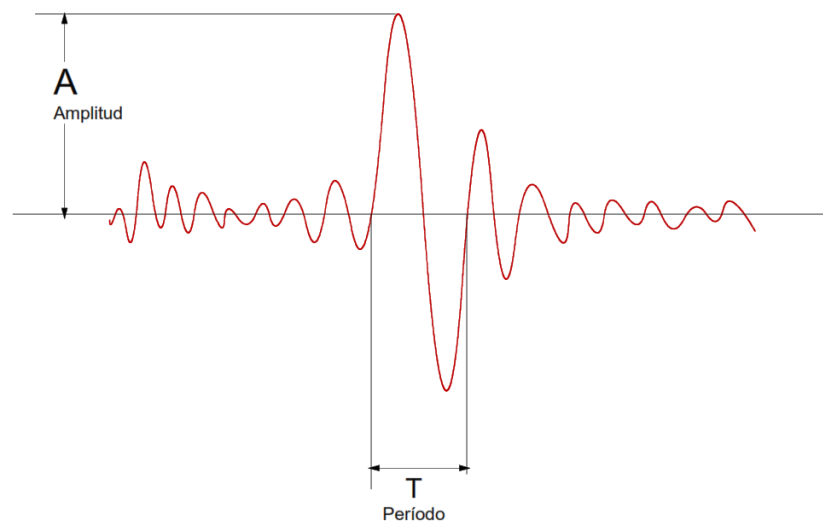
Fuente: Domínguez (2014)

Los períodos de vibración registrados en el modelo ensayado fueron de $T_a = 0.38$ segundos, 0.42 segundos y 0.50 segundos, correspondientes respectivamente a las tres condiciones simuladas de suelo previamente descritas.

2.2.2.3. Espectros de respuesta y de diseño sísmico

En el diseño sísmico de edificaciones, el período fundamental de vibración desempeña un papel clave en la determinación de la resistencia al cortante basal de la estructura, así como en la distribución de dicho cortante entre los distintos niveles, de acuerdo con la forma del modo de vibración. En el método estático equivalente —ampliamente adoptado por numerosos códigos sísmicos a nivel mundial—, este período permite calcular el coeficiente de aceleración espectral, el cual define la demanda sísmica, es decir, el valor del cortante en la base que la estructura debe ser capaz de soportar (Velani y Ramancharla, 2017).

Figura 18. Amplitud y período del movimiento sísmico.



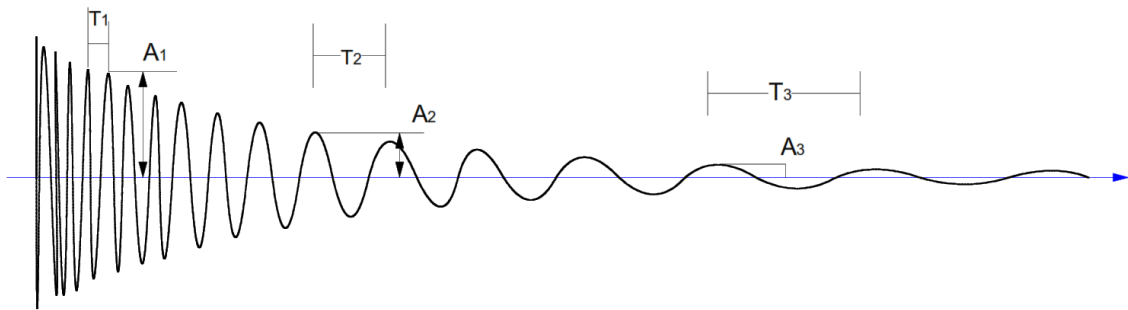
Fuente: Domínguez (2014)

El movimiento vibratorio se caracteriza por dos parámetros fundamentales: la amplitud (A) y el período (T). La amplitud representa el valor máximo alcanzado por el desplazamiento, la

velocidad o la aceleración, mientras que el período corresponde al tiempo, en segundos, que tarda una oscilación completa en repetirse.

A medida que las ondas sísmicas se propagan lejos del epicentro, su período de vibración se incrementa, mientras que su amplitud disminuye como resultado de la disipación de la energía liberada durante el sismo.

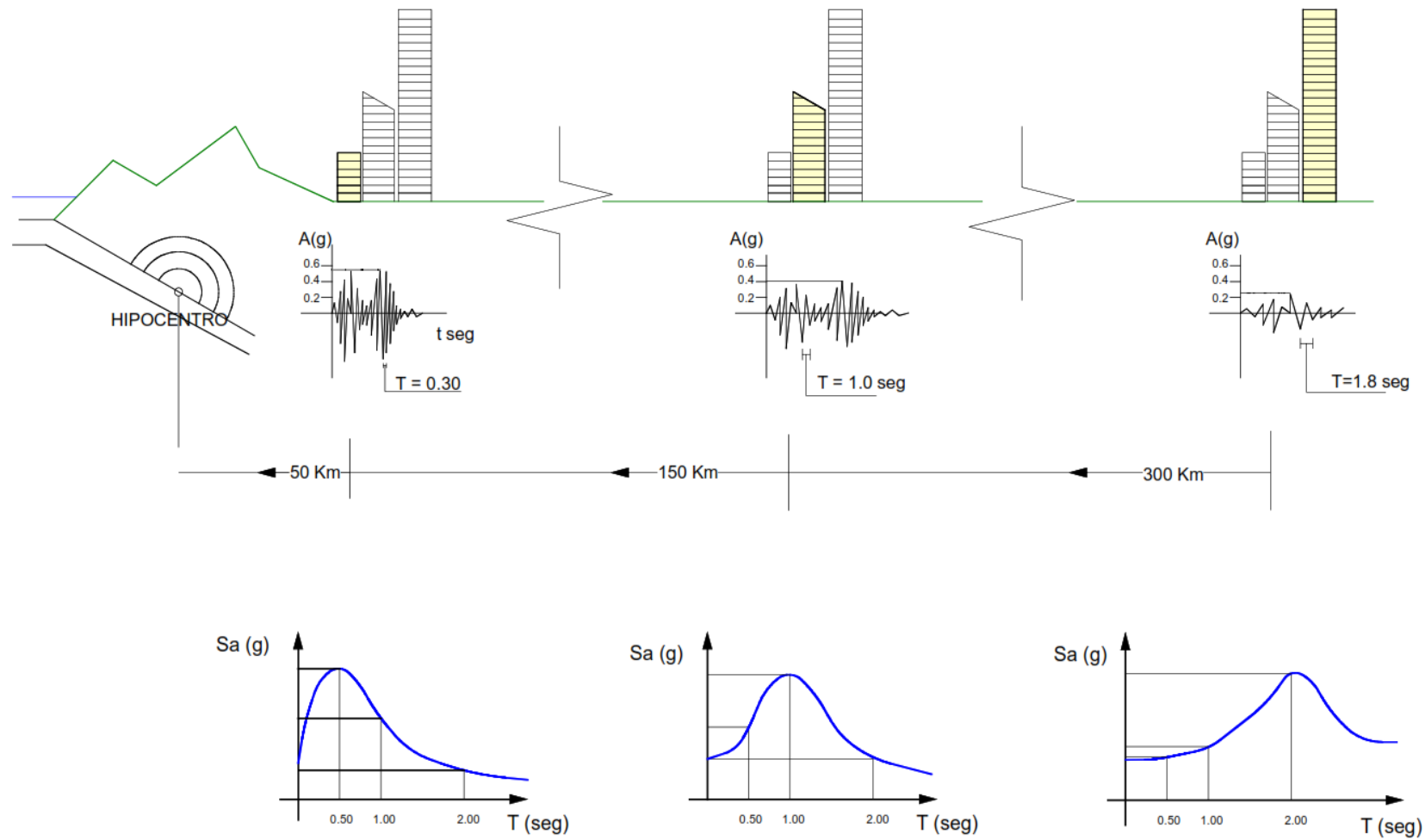
Figura 19. Variación de la amplitud y del período con la distancia epicentral.



Fuente: Domínguez (2014)

Como el período fundamental de vibración de un edificio está relacionado con su altura, la posibilidad de que ocurra resonancia entre las vibraciones del suelo y la estructura varía según la distancia al epicentro del sismo.

Figura 20. Variación de la amplitud, el período y los espectros de respuesta con la distancia al epicentro.



Fuente: Domínguez (2014)

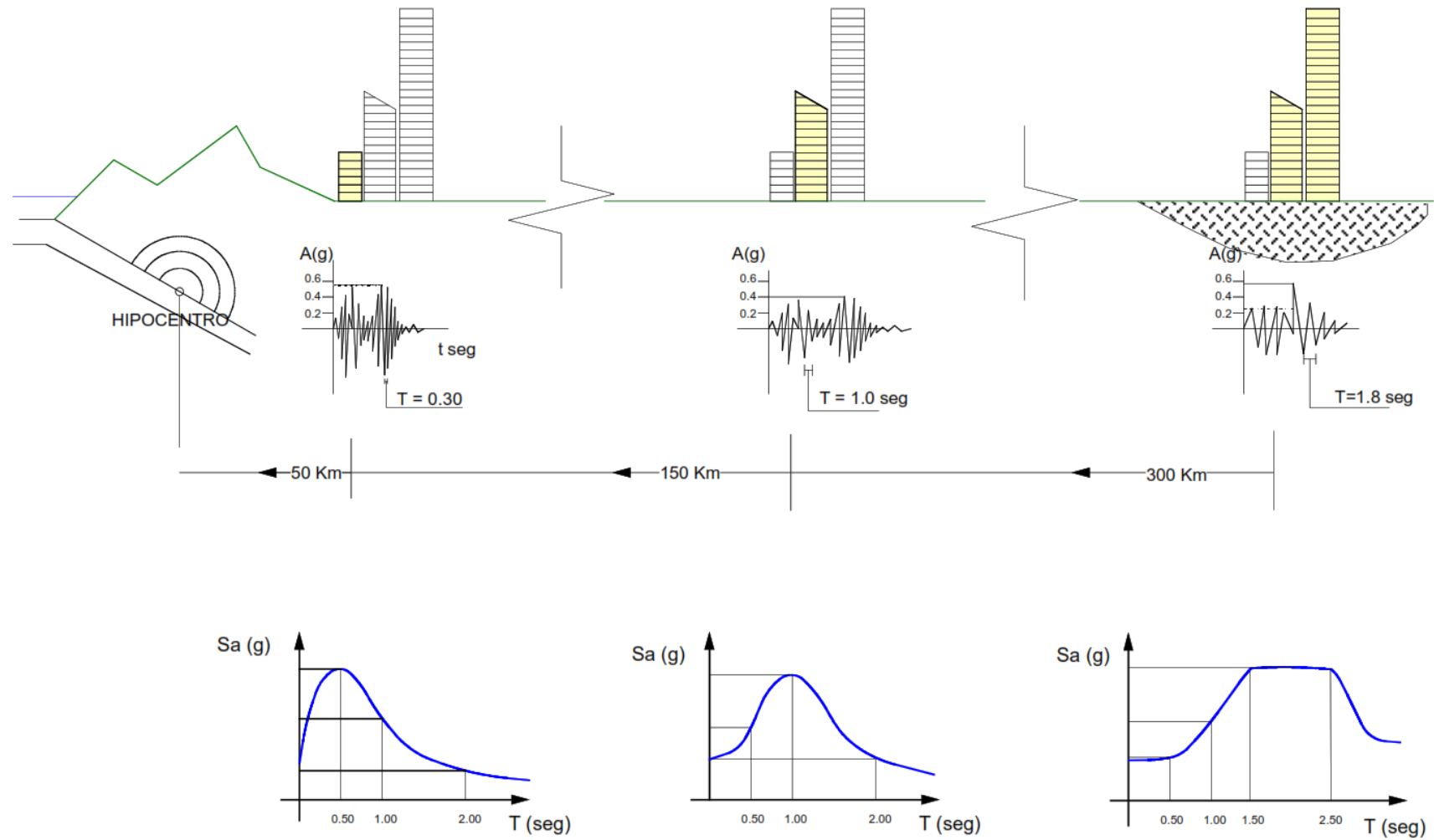
En las proximidades del epicentro, el suelo vibra con alta frecuencia y periodos cortos, de apenas unas décimas de segundo, lo que favorece la resonancia en edificaciones de poca altura. Conforme aumenta la distancia al epicentro, las ondas sísmicas inducen vibraciones con periodos más largos; por ejemplo, a distancias de entre 100 y 150 km, el periodo del suelo se aproxima a 1.00 segundo, haciendo más vulnerables a la resonancia a los edificios de aproximadamente 10 pisos. A distancias superiores a los 300 km, el periodo del suelo puede alcanzar los 2.00 segundos, lo que incrementa la probabilidad de que estructuras de unos 20 pisos entren en resonancia con su periodo fundamental.

Sin embargo, durante un sismo de corta distancia, un edificio alto puede entrar en resonancia no en su modo fundamental, sino en uno de sus modos superiores. Este comportamiento puede representarse gráficamente en un sistema de coordenadas donde se relaciona el período de vibración del edificio (T) con su aceleración, dando lugar a los denominados Espectros de Respuesta. Estos espectros varían en función de la distancia al epicentro, como se ilustra en la figura 20.

Cabe resaltar que la amplitud del movimiento sísmico del suelo tiende a incrementarse al atravesar depósitos de suelos blandos, llegando incluso, a grandes distancias del epicentro, a niveles similares a los observados en zonas más próximas al origen del sismo.

Debido a que los depósitos de suelo blando también influyen en el incremento del período de vibración de los edificios, en ciudades ubicadas a gran distancia del epicentro, la resonancia tiende a manifestarse en estructuras de altura media a elevada, como se observa en la figura 21.

Figura 21. Amplificación de la amplitud y variación en el espectro de respuesta para depósito de suelo blando a gran distancia del epicentro.

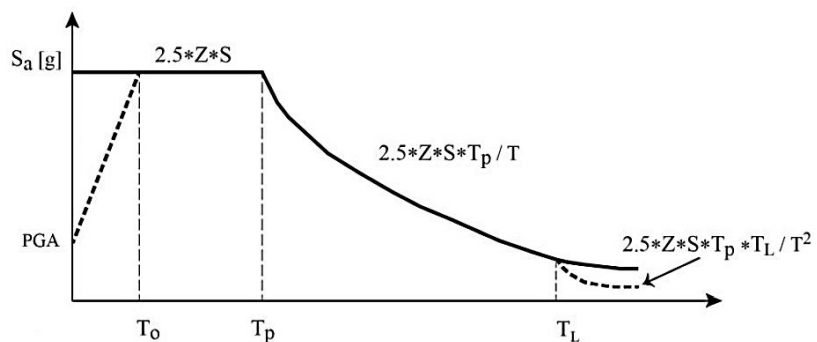


Fuente: Domínguez (2014)

Las normativas de análisis sísmico definen espectros de diseño que permiten estimar la aceleración esperada en función del período fundamental de vibración de la edificación analizada.

Como la energía liberada por un sismo disminuye con la distancia, su impacto es considerablemente mayor en las áreas próximas al epicentro. Por esta razón, los espectros de diseño se elaboran tomando como referencia escenarios sísmicos cercanos, con el fin de asegurar que las estructuras estén preparadas para resistir las condiciones más exigentes de carga sísmica. Un ejemplo de ello es el espectro de diseño establecido en la norma peruana E.030-2018, representado en la figura 22.

Figura 22. Espectro de diseño de la norma peruana E.030-2018.



Fuente: Domínguez (2014)

2.2.2.4. Influencia de las dimensiones y área en planta en el periodo fundamental de vibración

Dimensiones en planta

En la investigación realizada por Guillier et al. (2019), cuyo objetivo fue desarrollar una fórmula empírica para estimar el período de vibración en edificios de concreto armado, se concluyó que las dimensiones en planta no influyen significativamente en dicho cálculo. Si estas dimensiones tuvieran un impacto relevante, se observarían diferencias notables entre los períodos en las direcciones

longitudinal y transversal. No obstante, el estudio evidenció que en el 90% de los casos analizados, la diferencia entre ambos períodos (TL - TT) fue inferior al 20%, lo que refleja una variación mínima en la mayoría de la muestra.

Un estudio similar llevado a cabo en Francia por Michel et al. (2018) concluyó que las dimensiones en planta no tienen un impacto significativo en el cálculo simplificado del período. Esta conclusión se basa en el bajo coeficiente de correlación obtenido, de apenas 0.13, lo que indica que el período no guarda una relación directa con dicho parámetro (Parra y Sarango, 2019).

Área en planta

La rigidez estructural, que depende directamente de la inercia de sus elementos, es un parámetro fundamental en la estimación del período de vibración. En este sentido, una mayor área en planta podría implicar la presencia de un mayor número de elementos estructurales, lo que incrementaría la rigidez del edificio. Por ello, resulta pertinente analizar si el área en planta influye directamente en el cálculo del período fundamental, es decir, si edificaciones con mayor área tienden a presentar periodos más cortos. En otras palabras, se plantea la hipótesis de que el área en planta puede contribuir significativamente a la rigidez global de la estructura (Parra y Sarango, 2019).

2.2.2.5. Influencia de la altura y número de pisos en el periodo fundamental de vibración

De acuerdo con investigaciones realizadas en distintos países, la altura y el número de pisos son los factores que más inciden en la estimación del período aproximado de vibración. Esto se debe a los altos valores de correlación encontrados; por ejemplo, Michel et al. (2018) reportaron coeficientes de correlación entre el período y la altura que oscilan entre 0.85 y 0.90 en las direcciones longitudinal y transversal. Asimismo, todos los estudios consultados proponen fórmulas empíricas que vinculan el período con la altura o el número de niveles,

como se presenta en la tabla 1. En consecuencia, estos dos parámetros son los más determinantes en el cálculo simplificado del período, observándose un mejor ajuste en la relación entre período y altura en las edificaciones (Parra y Sarango, 2019).

Tabla 1

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	0.8620	0.1377	0.8540	0.1416

Fuente: Parra y Sarango (2019).

La altura de una edificación representa el factor con mayor impacto en la estimación aproximada del período fundamental, presentando coeficientes de correlación que oscilan entre 0.83 y 0.86. Debido a esta fuerte relación, la mayoría de las ecuaciones utilizadas para calcular el período se fundamentan en la altura de la estructura.

En edificaciones con sistemas estructurales conformados por pórticos de concreto armado, la altura es el factor que ejerce mayor influencia en la determinación del período fundamental de vibración, superando en impacto a otras características estructurales (Masi, 2022).

En la actualidad, la mayoría de las normativas de diseño sísmico incluyen fórmulas empíricas para estimar el período fundamental de vibración en estructuras individuales, las cuales se basan principalmente en la altura del edificio. Estas expresiones, por lo general, parten de un enfoque de diseño que considera la acción de fuerzas elásticas.

Asimismo, Sangamnerkar y Dubey (2017) destacan que, durante años, el período fundamental de vibración utilizado en el diseño simplificado de estructuras de concreto armado ha sido estimado mediante una fórmula empírica que lo vincula directamente con la altura del edificio.

2.2.2.6. Influencia de la masa y rigidez en el periodo fundamental de vibración

El período de vibración de un edificio está directamente relacionado por su masa y rigidez distribuidas a lo largo de su altura. En consecuencia, cada elemento estructural, con sus respectivas propiedades de rigidez y masa, contribuye a la determinación del período fundamental. La respuesta sísmica de una estructura depende de su comportamiento dinámico, el cual está gobernado por estas dos propiedades fundamentales: la rigidez y la masa (Sangamnerkar y Dubey, 2017).

El período fundamental es una propiedad global de la estructura que, en función de su masa y rigidez, permite describir su comportamiento frente a cargas sísmicas. Por ello, constituye una herramienta directa y eficaz para estimar las demandas sísmicas globales que puede experimentar un edificio. Asimismo, su correcta determinación es importante para detectar posibles fenómenos de resonancia entre la estructura y las vibraciones del suelo (Masi, 2022).

2.2.2.7. Cálculo del periodo fundamental de vibración

En el contexto de la evaluación y reducción del riesgo sísmico, la estimación del período fundamental de los edificios representa un aspecto relevante, tanto en el diseño de edificaciones nuevas como en el análisis del comportamiento de estructuras ya construidas (Masi, 2022).

El período de vibración en edificaciones de concreto armado está condicionado por múltiples factores, como la regularidad estructural, el número de niveles, las dimensiones de los elementos estructurales y las cargas aplicadas, entre otros. Por esta razón, obtener una estimación exacta del período fundamental resulta complejo. En el caso tanto del diseño de nuevas construcciones como de la evaluación de estructuras existentes, este valor no puede conocerse de forma anticipada, sino que requiere el análisis específico del modelo estructural.

Numerosos códigos de diseño sísmico proporcionan fórmulas para estimar el período fundamental de los edificios, basándose en características tipológicas como la altura, el sistema estructural y los materiales empleados. Estas expresiones, utilizadas a nivel internacional, han sido desarrolladas tradicionalmente mediante análisis de regresión, a partir de datos obtenidos por métodos numéricos y observaciones empíricas. Las fórmulas más utilizadas provienen de registros de vibración captados durante terremotos ocurridos en el pasado.

Durante las etapas iniciales del diseño de una edificación, cuando aún no se definen con precisión las dimensiones de los elementos estructurales, el período fundamental de vibración puede estimarse mediante fórmulas empíricas incluidas en los códigos sísmicos. Estas expresiones se basan, por lo general, en mediciones realizadas en edificios que han sido sometidos a fuertes movimientos sísmicos sin entrar en el rango inelástico. Si bien esta información resulta muy valiosa, su obtención es lenta, ya que requiere la instalación previa de acelerómetros permanentes y la ocurrencia de un sismo suficientemente intenso, lo cual no sucede con frecuencia (Velani y Ramancharla, 2017).

El período fundamental de vibración de un edificio se emplea en las fórmulas establecidas por los códigos sísmicos para determinar el

cortante basal de diseño y las fuerzas laterales que debe resistir la estructura. Dado que este valor no puede calcularse directamente en etapas previas al diseño estructural, las normativas proporcionan expresiones empíricas basadas en el tipo de material (como acero o concreto armado), el sistema estructural utilizado (pórticos, muros estructurales, entre otros) y las dimensiones generales del edificio (Chopra, 2017).

La determinación del período natural de vibración en estructuras de concreto armado es una etapa importante tanto en el diseño sísmico como en la evaluación estructural. Este parámetro dinámico permite comprender de manera más precisa las demandas globales que una edificación puede enfrentar ante una excitación sísmica. El período depende de la masa, rigidez y resistencia de la estructura, por lo que puede verse influido por factores como la regularidad del sistema estructural, el número de pisos, las dimensiones de los elementos, las cargas axiales y la proporción de refuerzo utilizada. Dado que este valor no puede determinarse de forma directa en las fases iniciales del diseño, los reglamentos sísmicos emplean fórmulas empíricas que relacionan el período fundamental con la altura total del edificio. Estas expresiones suelen derivarse mediante análisis de regresión basados en datos registrados durante sismos reales.

La estimación precisa del "Período Fundamental" es relevante porque representa el modo de vibración más significativo en una edificación, especialmente en estructuras regulares. Este modo está vinculado a las mayores deformaciones, lo que provoca a su vez los esfuerzos más altos en los diferentes elementos estructurales (Parra y Sarango, 2019).

La determinación de las frecuencias naturales de oscilación en sistemas con múltiples grados de libertad sometidos a cargas dinámicas requiere una serie de cálculos que dependen de información estructural detallada y precisa. Incluso al aplicar métodos analíticos,

es común realizar ciertas simplificaciones razonables, como asumir que las masas están concentradas en cada nivel de piso y emplear fórmulas directas o métodos aproximados. Entre los procedimientos utilizados tradicionalmente se encuentran los métodos de Rayleigh, Dunkerley, Vianello-Stodola, H. Holzer, M.P. White, M.G. Salvadori, R.G. Merrit, G.W. Housner, R. Husid, M. Ifrim, el método simplificado de Geiger y el del Sistema Equivalente. En cuanto a las fórmulas directas, destacan las propuestas por Taniguchi, F.P.; Ulrich, D.S.; Carder, Rosenblueth, K. Nakagawa, M. Takeuchi, A. Arias, R. Husid, G.W. Housner, A.G. Brady, M. Baeza, H. Sandi, G. Serbanescu, J.S. Carmona, J.H. Cano, M. Ifrim, entre otros. De todas ellas, la fórmula de Rayleigh (Ecuación 1) es una de las más ampliamente utilizadas en los reglamentos sísmicos.

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

Donde:

P = periodo de vibración.

W_i = peso muerto asignado al nivel i.

δ = desplazamiento lateral elástico.

g = aceleración de la gravedad.

La mayoría de los países utilizan fórmulas basadas en los códigos de Estados Unidos. El 68% de los países emplean una fórmula en función de $h/\sqrt{L}$, siendo h la altura y L la longitud en planta en la dirección de la acción (ambas magnitudes medidas en metros). Un 29% la tienen en función de $h^{0.75}$. Además, un 44% dan una fórmula en función del número de niveles N.

FÓRMULAS EMPÍRICAS

El análisis de edificaciones afectadas por múltiples sismos ha permitido identificar una relación entre el logaritmo de la frecuencia

fundamental y los logaritmos de la altura y las dimensiones en planta, aplicando para ello técnicas de regresión lineal. Aunque en algunos casos se consideran variables adicionales, como la proporción entre dimensiones horizontales y la aceleración máxima, estas tienden a tener un impacto mínimo en la precisión del modelo, especialmente cuando se trabaja con muestras limitadas.

A partir de este tipo de análisis, se pueden obtener fórmulas que permiten estimar el periodo fundamental de vibración en función de variables como la altura y las dimensiones en planta.

Muros de corte

$$P = 0.081\sqrt{H} \quad (2)$$

Pórticos

$$P = 0.036H \quad (3)$$

Acero

$$P = 0.040H \quad (4)$$

Muros de corte + mixto + mampostería

$$P = 0.019H \quad (5)$$

Chopra (2017) formuló una ecuación que permite estimar de manera aproximada el período de vibración en edificaciones de concreto armado sin muros de corte, considerando la altura total del edificio, H , expresada en metros.

$$T = 0.0466 H^{0.90} \quad (6)$$

Aguiar (2017) estimó el período de vibración en edificaciones de concreto armado que no cuentan con muros de corte, considerando la altura total del edificio, H , expresada en metros.

$$T = 0.0845 H^{0.7751} \quad (7)$$

En su estudio, Guillier et al. (2019) propusieron una relación empírica para estimar el período fundamental de vibración en edificios de concreto armado. Esta fórmula relaciona el número de niveles (N) con la altura total (H) del edificio, y proporciona únicamente una estimación aproximada del período, presentando una desviación estándar significativa. En ciertas aplicaciones, como la evaluación de vulnerabilidad sísmica, obtener una estimación más precisa puede resultar complicado.

$$T = 0.013 H \quad (8)$$

$$T = 0.039 N \quad (9)$$

Varios investigadores han planteado mejoras a las fórmulas empíricas utilizadas para estimar el período fundamental en estructuras aporticadas de concreto armado, tomando como base su relación con la altura (ver tabla 2). Crowley y Pinho destacaron la importancia de desarrollar ecuaciones simplificadas que vinculen el período y la altura, adaptadas a las condiciones específicas de cada región. Tras analizar 17 marcos típicos de concreto armado representativos de edificaciones europeas, propusieron una fórmula orientada al diseño basado en desplazamientos, válida para edificios sin elementos de mampostería, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2

Expresiones para la evaluación del período fundamental de vibración

Expression	Author
$T = .053 H^9$	Goel and Chopra (1997)
$T = .067 H^9$	Chopra and Goel (2000)
$T = .0294 H^{.804}$	Hong and Hwang (2000)
$T = .1 H$	Crowley and Pinho (2004)
$T = .055 H$	Crowley and Pinho (2006)
$T = .026 H^9$	Guler, Yuksel, and Kocak (2008)

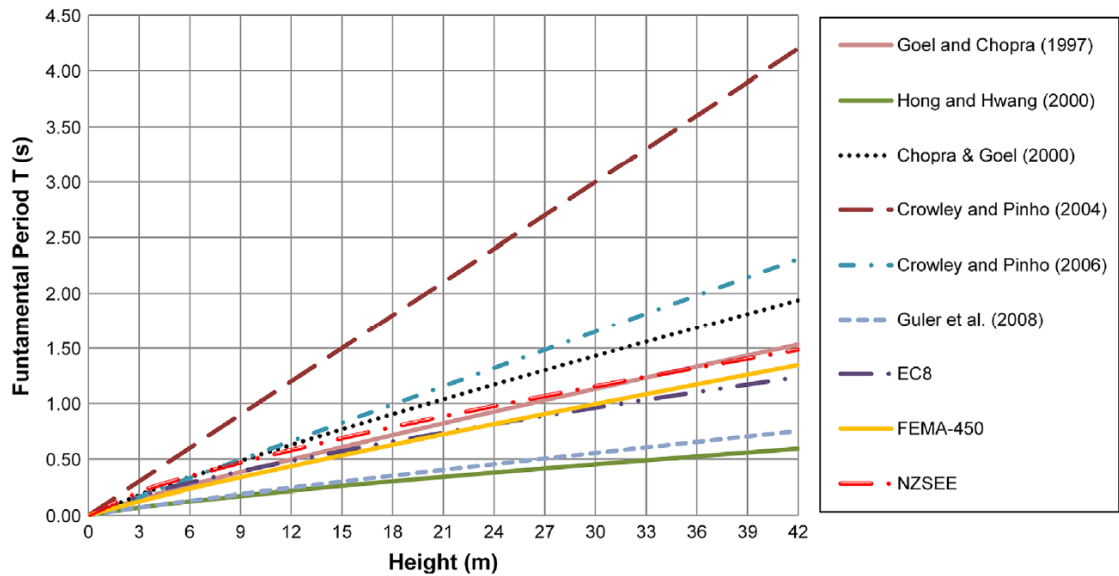
Fuente: Asteris et al. (2017).

Posteriormente, los mismos autores llevaron a cabo un análisis modal para estudiar el período elástico y el comportamiento de edificaciones europeas de concreto armado con diferentes alturas, lo que los llevó a formular una expresión simplificada que incorpora la influencia de la mampostería en dichas estructuras (Asteris et al., 2017).

Guler desarrolló una relación para estimar el período fundamental de vibración a partir de ensayos de vibración y análisis numéricos elásticos, obteniendo resultados que se aproximan considerablemente a los presentados por Hong y Hwang.

La figura 26 presenta una comparación entre diversas expresiones previamente mencionadas, que relacionan el período fundamental con la altura del edificio. Se observa una variación significativa entre los valores estimados por estas fórmulas, lo que resalta la necesidad de seguir investigando y perfeccionando estos modelos (Asteris et al., 2017).

Figura 23. Comparación de ecuaciones para la evaluación del período fundamental de las estructuras aporticadas de concreto armado.



Fuente: Asteris et al. (2017)

CÓDIGO SÍSMICO PERUANO

Con el fin de simplificar la labor del diseñador, los códigos sísmicos proporcionan fórmulas que permiten estimar de forma aproximada el período de vibración de una edificación a partir de sus características estructurales más representativas. Estas expresiones resultan especialmente útiles cuando no se cuenta con un análisis más detallado y también son aplicables en estudios de vulnerabilidad sísmica a gran escala (Guillier et al., 2019).

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 - 2018 establece dos procedimientos para la estimación del período fundamental de vibración de una edificación, los cuales se aplican de la siguiente forma:

Método 1

Este procedimiento representa las cargas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales distribuidas en cada nivel de la edificación. Para estimar el período fundamental de vibración en cada dirección, se emplea la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (10)$$

Donde:

T: Periodo fundamental de vibración.

h_n: Altura total de la edificación en metros.

C_T: Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.

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

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

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

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

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

Método 2

Se estima mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}} \quad (11)$$

Donde:

f_i: es la fuerza lateral en el nivel “*i*” correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i : es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel “ i ” en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i .

Los desplazamientos se calculan suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

P_i : Peso del nivel “ i ”.

g : Aceleración de la gravedad.

2.2.3. Sistema estructural de pórticos

Se trata de un sistema estructural compuesto principalmente por vigas y columnas de concreto armado, unidas entre sí mediante nudos rígidos. Estos nudos facilitan la transmisión de momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas, las cuales se encargan de transferir dichas cargas a la cimentación (Aguirre y Zúñiga, 2019).

Figura 24. Edificio construido con sistema estructural de pórticos.



Fuente: <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle>

El desempeño y la efectividad de un pórtico rígido están determinados por su condición hiperestática y por la rigidez relativa entre vigas y columnas. Para que el sistema funcione correctamente como un pórtico rígido, es fundamental que las uniones estén debidamente diseñadas y detalladas, garantizando así la rigidez requerida y la capacidad para transmitir momentos (Chasi, 2016).

Según Barros y Peñafiel (2015), este sistema ofrece varias ventajas, entre las cuales destacan:

- Ofrece flexibilidad en el diseño, permitiendo una distribución funcional y eficiente de los espacios.
- Gracias a la elevada flexibilidad del sistema estructural, las fuerzas sísmicas que actúan sobre la edificación tienden a ser menores.

Sin embargo, también presenta algunas desventajas, tales como:

- Este sistema suele presentar una resistencia y rigidez reducidas frente a cargas laterales.
- Su alta flexibilidad provoca desplazamientos significativos, lo que puede generar daños en elementos no estructurales.
- Controlar las derivas dentro de los límites normativos resulta complicado.
- Es recomendable únicamente para edificaciones de baja o mediana altura, ya que, al aumentar la altura, sería necesario emplear columnas de mayor tamaño, lo que podría hacer inviable el proyecto desde el punto de vista económico y arquitectónico.

El sistema de pórticos ha sido ampliamente estudiado, tanto por su uso generalizado como por los desafíos que implica dotarlo de la ductilidad necesaria para un buen comportamiento ante sismos de gran magnitud. Sin embargo, los recientes eventos sísmicos han puesto en evidencia limitaciones en los criterios de diseño y deficiencias en las prácticas constructivas, incluso en países con tecnología sísmica avanzada. Aunque este sistema ha demostrado ser confiable para resistir cargas verticales durante largos

periodos sin fallas, su desempeño frente a fuerzas laterales inducidas por sismos intensos es menos favorable, debido a su limitada rigidez y capacidad de resistencia (Barros y Peñañiel, 2015).

2.3. Definición de términos básicos

Altura del piso. Es la distancia vertical medida desde la superficie terminada de la losa de un piso o desde el nivel del terreno, hasta la superficie terminada de la losa del piso inmediatamente superior.

Edificación. Se refiere a una estructura construida con la finalidad principal de servir como espacio habitable o para ser ocupada por personas.

Estructura. Es un sistema formado por diversos elementos vinculados entre sí, diseñado para sostener cargas gravitacionales y resistir fuerzas horizontales.

Fuerzas sísmicas. Son fuerzas de tipo inercial que se originan debido a la aceleración generada por un sismo. Estas fuerzas se consideran en el análisis estructural y en el diseño de edificaciones.

Modos de vibración. Son las diferentes formas o patrones en que una estructura puede vibrar cuando es sometida a una excitación. Cada modo presenta una frecuencia propia de vibración, característica de la estructura. La cantidad total de modos de vibración depende directamente del número de grados de libertad que tenga el sistema estructural.

Modo fundamental. Corresponde a la forma de vibración asociada al primer modo natural de la estructura, es decir, al período fundamental que se manifiesta en la dirección horizontal analizada, representando el movimiento predominante del sistema ante una excitación sísmica.

Período de vibración. Es el intervalo de tiempo que una estructura requiere para completar un ciclo completo de oscilación y retornar a su posición inicial dentro de un movimiento vibratorio o armónico.

Período de vibración fundamental. Es el tiempo más prolongado que tarda una estructura en completar un ciclo de oscilación correspondiente a su primer modo de vibración en la dirección horizontal considerada.

Piso. Es la superficie comprendida entre dos niveles de una edificación.

Pórtico. Es un sistema estructural formado por vigas, columnas y, en algunos casos, diagonales, unidos mediante nudos o conexiones que pueden transmitir o no momentos flectores entre sus elementos constitutivos.

Sismo. Son las oscilaciones o movimientos de la corteza terrestre generados por el paso de ondas sísmicas, las cuales se originan en zonas donde ocurren desplazamientos o rupturas súbitas en el interior de la tierra.

Solicitaciones. Son las fuerzas y acciones que actúan sobre una estructura, abarcando tanto los efectos gravitacionales del peso propio y de los elementos no estructurales, como las cargas provenientes de los ocupantes, además de las acciones ambientales como el viento, los sismos, los asentamientos diferenciales y las variaciones dimensionales producidas por cambios de temperatura.

Sótanos. Son niveles o espacios ubicados por debajo del terreno natural, que integran la estructura y las áreas funcionales de un edificio.

CAPITULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación geográfica

La presente investigación se llevó a cabo en el distrito de Cajamarca, provincia de Cajamarca, departamento de Cajamarca. Coordenadas UTM 775,089.6970 en este y 9,209,271.8793 en norte.

3.2. Tiempo de la investigación

La investigación se desarrolló durante los meses de mayo a octubre del 2024.

3.3. Metodología

3.3.1. Tipo de investigación

Según su finalidad, la investigación es **aplicada**, ya que busca generar conocimiento práctico sobre el cálculo del período fundamental de vibración en edificaciones aporticadas con niveles de sótano, con el fin de solucionar problemas de análisis y diseño sísmico en este tipo de estructuras. De acuerdo con el control en el diseño de la prueba, es una investigación **experimental**, porque se analiza la influencia de los sótanos en el período fundamental de vibración de edificaciones aporticadas, evaluando sus efectos bajo condiciones y pruebas controladas.

3.3.2. Método de investigación

El método de investigación utilizado fue el Método Deductivo con un enfoque cuantitativo.

3.3.3. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación se realizó mediante un diseño Experimental.

El esquema de experimento fue el siguiente:

G1	X	O1
G2	-	O2

Donde:

G1: Grupo o caso experimental.

G2: Grupo o caso control.

X: Tratamiento, estímulo o condición experimental (presencia de algún nivel o modalidad de la variable independiente).

- : Ausencia de estímulo (nivel “cero” en la variable independiente). Indica que se trata de un grupo de control.

O : Medición posprueba a los grupos o casos, nos indica si hubo o no efecto de la manipulación de la variable independiente.

a. Factores, niveles de los factores y tratamientos en estudio

Los factores, niveles de los factores y tratamientos en estudio utilizados para la investigación se detallan en la tabla 3.

Tabla 3

Factores, niveles de los factores y tratamientos en estudio

Factores	Niveles	Tratamientos
(Variable independiente)	1 sótano	Con 1 sótano
Sótanos	2 sótanos	Con 2 sótanos

Fuente: Autoría propia.

b. Evaluaciones a realizar

Las evaluaciones realizadas se detallan en la tabla 4.

Tabla 4

Evaluaciones experimentales realizadas

Evaluaciones	Variable a evaluar	Herramienta
Edificio aporticado + 1 sótano	Periodo fundamental de vibración	ETABS
Edificio aporticado + 2 sótanos	Periodo fundamental de vibración	ETABS

Fuente: Autoría propia.

3.3.4. Población y muestra

3.3.4.1. Población

La población estuvo conformada por edificios aporticados de concreto armado de 5 niveles, con regularidad estructural en planta y altura. Para el estudio se consideraron tres modelos estructurales representativos: uno sin sótano, otro con un nivel de sótano y un tercero con dos niveles de sótano, todos destinados a uso de vivienda (Categoría C), cimentados sobre un perfil de suelo tipo S3 y ubicados en la zona sísmica 3 de la ciudad de Cajamarca, de acuerdo con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030-2018. En total, la población estuvo conformada por tres edificaciones.

3.3.4.2. Muestra

La selección y tamaño de la muestra se realizó empleando un Método de Muestreo Probabilístico – Poblaciones Finitas, utilizando la siguiente expresión:

$$n = \frac{N \cdot Z^2 \cdot p \cdot q}{e^2 \cdot (N - 1) + Z^2 \cdot p \cdot q}$$

Donde:

n = Tamaño de la muestra.

N = Tamaño de la población.

Z = Valor correspondiente al nivel de confianza.

p = Proporción esperada de la población (si no se conoce, se utiliza 0.5 para maximizar el tamaño de la muestra)

q = (1 – p)

e = Margen de error permitido

Reemplazando tenemos:

N = 3

Z = 1.96 (para un nivel de confianza del 95%)

p = 0.5

$$q = 0.5$$

$$e = 0.05 \text{ (5\% margen de error permitido)}$$

$$n = \frac{3 \cdot (1.96^2) \cdot (0.5) \cdot (0.5)}{0.05^2 \cdot (3 - 1) + 1.96^2 \cdot (0.5) \cdot (0.5)}$$

$$n = 2.9 \approx 3 \text{ edificios}$$

3.3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de información

Las técnicas e instrumentos de recolección de datos utilizados fueron fichas de registro de datos experimentales, cuya información posteriormente fue procesada mediante el software de análisis estructural ETABS.

3.3.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

El procesamiento de la información se efectuó mediante el software de análisis estructural ETABS. Para el análisis e interpretación de los datos, se aplicaron técnicas estadísticas descriptivas e inferenciales utilizando el programa SPSS Statistics. Los resultados se presentaron a través de tablas y gráficos con el fin de facilitar su comprensión e interpretación.

3.4. Procedimiento, tratamiento y análisis de datos

3.4.1. Descripción del edificio

El edificio estuvo basado en un edificio simulado destinado para un uso de vivienda, ubicado en la ciudad de Cajamarca. El edificio fue estructurado a base de pórticos, presentó 05 pisos de altura con una superficie aproximada de 184.07 m². Para el edificio considerado se desarrollaron tres modelos estructurales: el primero de 05 pisos sin sótanos, el segundo de 05 pisos con 01 sótano y el tercero de 05 pisos con 02 sótanos.

3.4.1.1. Características de los edificios

a. Modelo 1

El edificio presentó las siguientes características.

Tabla 5*Características de altura y planta del Modelo 1*

Características	Valor
Número de pisos	05
Altura de pisos	3.00 metros
Dimensiones en planta	12.15 m. x 15.15 m.

Fuente: Autoría propia.

b. Modelo 2

El edificio presentó las siguientes características.

Tabla 6*Características de altura y planta del Modelo 2*

Características	Valor
Número de pisos	05
Número de sótanos	01
Altura de pisos	3.00 metros
Altura de sótanos	3.00 metros
Dimensiones en planta	12.15 m. x 15.15 m.

Fuente: Autoría propia.

c. Modelo 3

El edificio presentó las siguientes características.

Tabla 7*Características de altura y planta del Modelo 3*

Características	Valor
Número de pisos	05
Número de sótanos	02
Altura de pisos	3.00 metros
Altura de sótanos	3.00 metros
Dimensiones en planta	12.15 m. x 15.15 m.

Fuente: Autoría propia.

3.4.1.2. Estructuración y elementos estructurales

Al encontrarnos en un país con actividad sísmica, la estructuración de un edificio debe cumplir con dos demandas fundamentales: las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas. Es esencial que la edificación garantice la seguridad de las personas dentro de ella y ofrezca un buen desempeño durante toda su vida útil. Cuanto más compleja sea la estructura, más difícil será predecir su comportamiento ante un sismo; por ello, es recomendable que el diseño estructural sea lo más sencillo posible, de modo que el análisis sísmico realizado se aproxime lo más posible a la realidad. Se tuvo los siguientes principales criterios para estructurar los edificios.

Simplicidad y simetría

Se buscó que los edificios tengan simplicidad y simetría en su estructuración para obtener un buen desempeño sísmico.

Resistencia y ductilidad

Se proporcionó a los edificios de una adecuada resistencia y ductilidad en todas las direcciones a fin de garantizar su estabilidad.

Hiperestaticidad y monolitismo

Los edificios presentaron una disposición hiperestática para lograr una mayor capacidad resistente, al permitir que la formación de rótulas plásticas disipe mejor la energía del sistema.

Uniformidad y continuidad

Los edificios fueron continuos tanto en planta como elevación, sin cambios bruscos en las rigideces de los elementos estructurales para evitar concentración de esfuerzos.

Rigidez Lateral

Los elementos estructurales de los edificios presentaron momentos de inercia adecuados para que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, para controlar los desplazamientos laterales.

Diafragmas rígidos

Se consideró como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, de tal manera que permitió considerar a la estructura como una unidad con desplazamientos compatibles entre sí. Como consecuencia de esto se puede distribuir las fuerzas horizontales aplicadas entre los pórticos y muros de sótano de acuerdo a su rigidez lateral.

Elementos no estructurales

En la estructuración se tomó en consideración la influencia de los elementos no estructurales, debido a que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico; sin embargo, para una estructura rígida como la nuestra conformada por placas o pórticos y muros de sótano, la rigidez de los tabiques de ladrillo fue pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado.

La estructuración del edificio estuvo compuesta por los siguientes elementos estructurales: losas aligeradas, vigas, columnas y muros de concreto armado para sótanos resistentes a cargas gravitacionales y sísmicas. Todos los elementos estructurales de concreto armado se muestran en la figura 25 y 26.

Las secciones de los elementos estructurales para los modelos de los edificios fueron determinadas cumpliendo con los requisitos de la Norma Técnica de Edificación E.060 - Concreto Armado.

Tabla 8

Secciones de los elementos estructurales de los edificios

Elementos estructurales	Dimensión
Vigas peraltadas	0.40 m. x 0.55 m.
Viga chata	0.20 m. x 0.20 m.
Columnas	0.55 m. x 0.55 m.

Losa aligerada	0.20 m.
Muros de sótano	0.30 m.

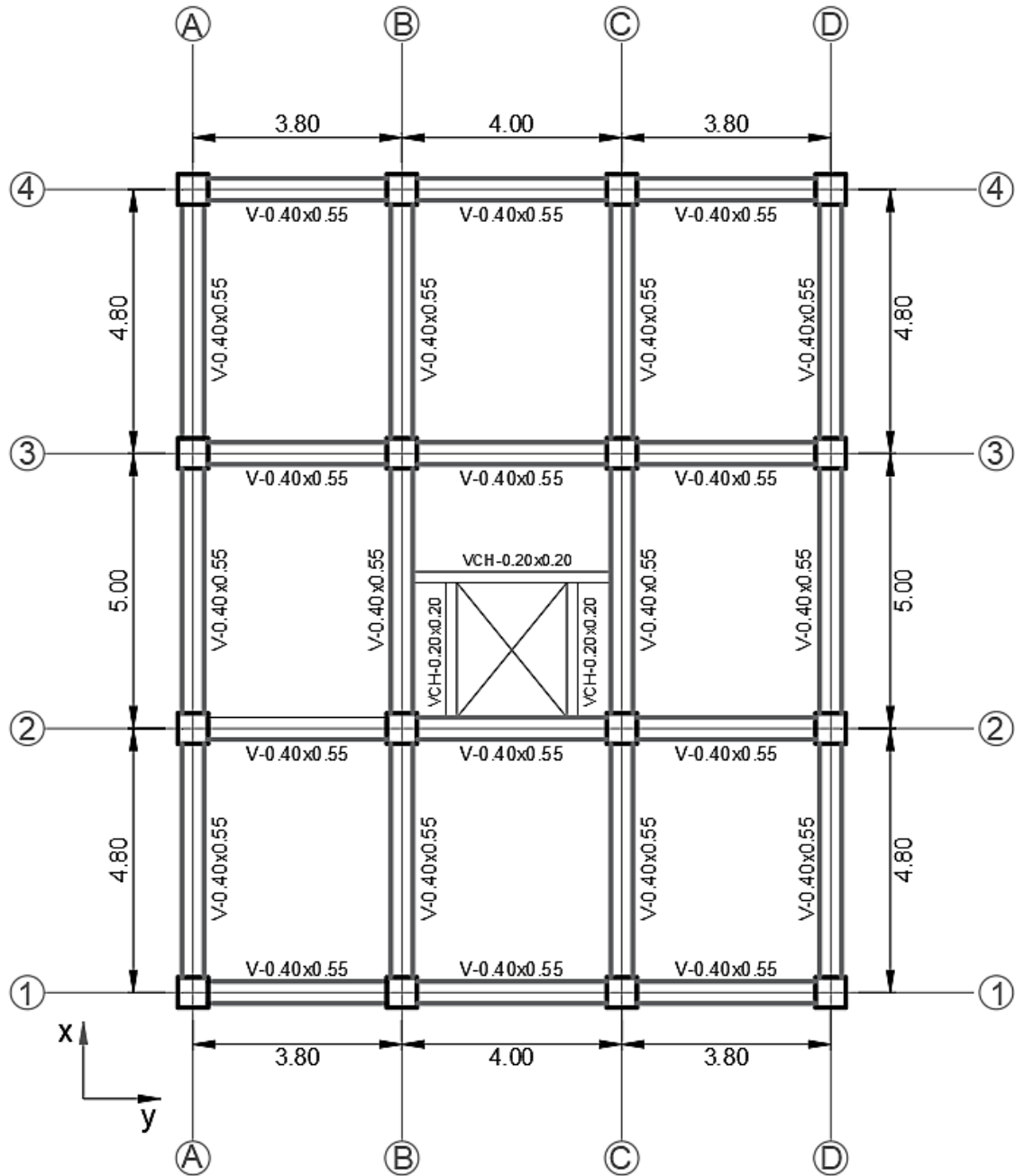
Fuente: Autoría propia.

Cosenza, Verderame y Zambrano (2008) señalan que las escaleras de concreto armado incrementan la resistencia y rigidez de una estructura. Sin embargo, al atraer fuerzas sísmicas, estas escaleras podrían presentar fallas en sus columnas cortas o en las losas debido a las altas fuerzas de corte, así como en las vigas inclinadas que sostienen los escalones, debido a las elevadas fuerzas axiales.

Las escaleras forman parte del sistema secundario de las estructuras y, debido a su modelado complejo, se diseñan por separado para fuerzas sísmicas y no sísmicas. La presencia de escaleras y de los paneles de relleno (o caja de escalera) incrementa tanto la masa como la rigidez del edificio; sin embargo, los paneles de relleno, por sí solos, aportan de manera más significativa que las escaleras por sí solas (Zaid et al., 2013).

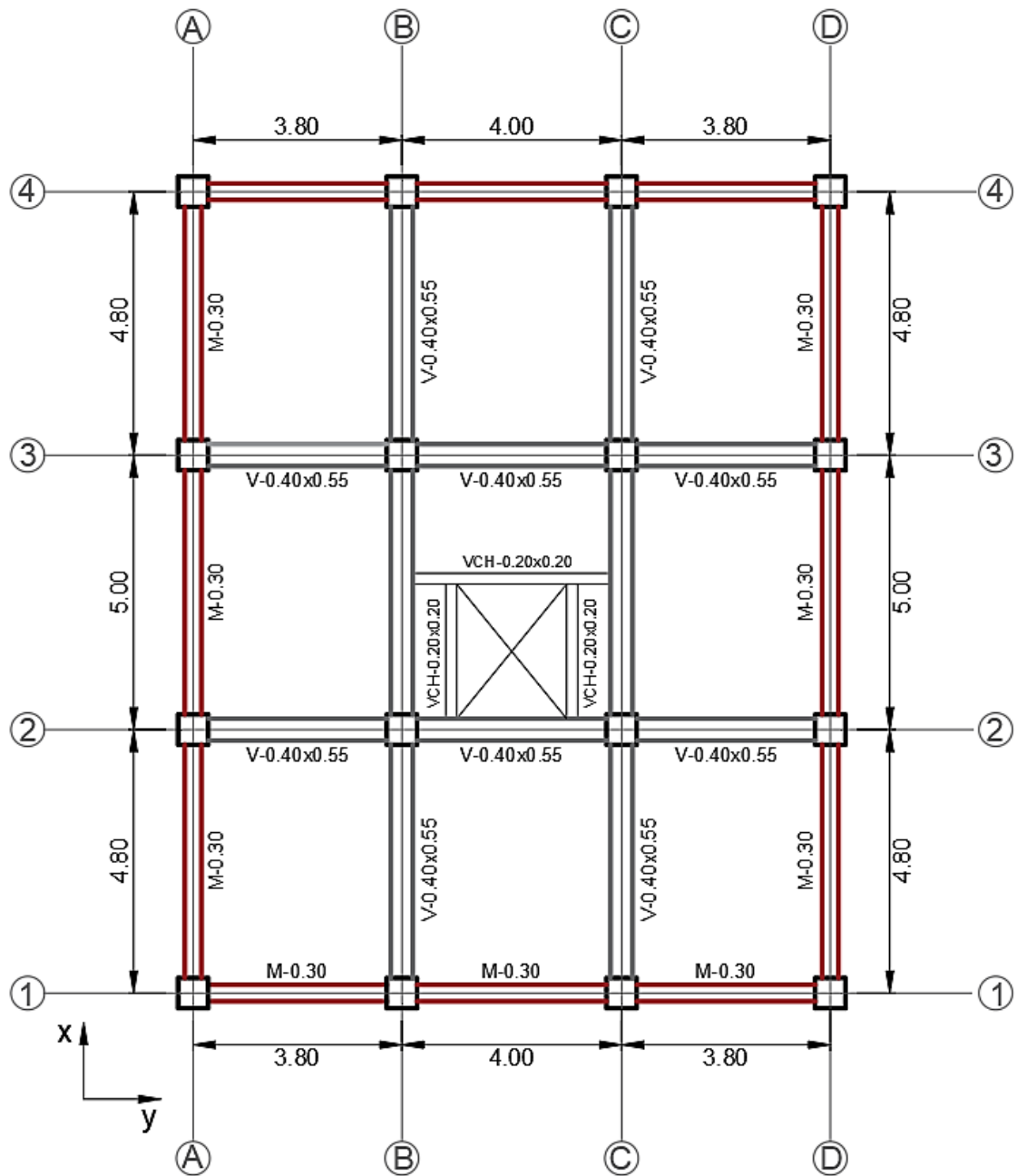
De lo anterior, en la investigación no se consideró la escalera en el análisis sísmico, además esta no presentaba caja de muros, siendo su rigidez lateral poco significativa.

Figura 25. Planta tipo del edificio sin sótanos.



Fuente: Autoría Propia

Figura 26. Planta tipo de los sótanos.



Fuente: Autoría Propia

3.4.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades del concreto utilizado en el análisis sísmico de los edificios fueron las siguientes:

Tabla 9
Propiedades del concreto

Propiedad	Valor
Resistencia a la compresión simple (f'_c)	210 kg/cm ²
Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu})	0.003
Peso específico (γ_c)	2400 kg/m ³
Módulo de elasticidad (E_c)	217494.34 kg/cm ²
Módulo de corte (G_c)	90622.64 kg/cm ²
Módulo de poisson (U_c)	0.20

Fuente: Autoría propia.

3.4.3. Análisis sísmico según Norma Técnica E.030

3.4.3.1. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos de los edificios utilizados y los parámetros del suelo se resumen en las siguientes tablas:

a. Modelo 1

El edificio presentó los siguientes parámetros sísmicos.

Tabla 10
Parámetros sísmicos para el Modelo 1

Parámetro sísmico	Valor
Factor de zona (Z) - Zona 3	0.35
Factor de uso (U) - Uso vivienda	1
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5
Factor de suelo (S) - Perfil tipo S3	1.2
Coefficiente de reducción sísmico (R) - Pórticos	8
Factor de irregularidad en altura (I_a)	1
Factor de irregularidad en planta (I_p)	1

Fuente: Autoría propia.

b. Modelo 2 y 3

El edificio presentó los siguientes parámetros sísmicos.

Tabla 11

Parámetros sísmicos para el Modelo 2 y 3

Parámetro sísmico	Valor
Factor de zona (Z) - Zona 3	0.35
Factor de uso (U) - Uso vivienda	1
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5
Factor de suelo (S) - Perfil tipo S3	1.2
Coeficiente de reducción sísmico (R) - Muros estructurales	6
Factor de irregularidad en altura (Ia)	1
Factor de irregularidad en planta (Ip)	1

Fuente: Autoría propia.

c. Parámetros del suelo

El suelo tuvo las siguientes características.

Tabla 12

Parámetros del perfil de suelo

Parámetro	Valor
Perfil de suelo	S3
Periodo T_p	1 seg
Periodo T_L	1.6 seg

Fuente: Autoría propia.

Donde el factor de amplificación sísmica cumplió con los siguientes requisitos:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 (T_p / T_L) \\ T > T_L & C = 2.5 (T_p \cdot T_L) / T^2 \end{array}$$

T: Periodo fundamental de vibración.

3.4.3.2. Patrones de cargas aplicadas

Se consideraron cargas gravitacionales y cargas sísmicas para los análisis sísmicos de los edificios según la Norma Técnica Peruana de Cargas E.020 y Diseño Sismorresistente E.030.

Tabla 13
Patrones de cargas aplicadas

Tipo	Valor
Acabados	100 kg/m ²
Tabiquería móvil	370 kg/m ²
Carga viva de techo	100 kg/m ²
Sobrecarga	200 kg/m ²

Fuente: Autoría propia.

3.4.3.3. Peso sísmico considerada en los modelos

El peso sísmico estuvo definido como peso propio de la estructura, que en nuestro caso corresponde al peso propio de los elementos estructurales resistentes; más el 25 % de la sobrecarga de uso y el 25% de la carga viva de techo.

3.4.3.4. Solicitaciones sísmicas

Se realizaron dos tipos de análisis sísmicos: análisis estático y el análisis dinámico modal espectral.

a. Análisis estático

Para el análisis estático se utilizó los parámetros sísmicos determinados para cada modelo de edificación, para obtener la fuerza cortante en la base y su respectiva distribución en altura, con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración de los edificios.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e), se consideró como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

La fuerza cortante total en la base de los edificios, correspondiente a la dirección considerada, fue determinada con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde:

Z: Factor de zona.

U: Factor de uso.

C: Factor de amplificación sísmica.

S: Factor de suelo.

R: Coeficiente de reducción sísmica.

P: Peso sísmico.

El valor de C/R no se consideró menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Las fuerzas sísmicas horizontales en los distintos niveles de los edificios, correspondiente a la dirección considerada, se calculó mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot (h_i)^k}$$

Donde:

P_i: Peso del nivel “i”.

h_i: Altura del nivel “i”.

k: Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración (T).

Valor de k:

Para T menor o igual a 0.5 segundos: $k = 1$

Para T mayor a 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$

b. Análisis dinámico modal espectral

Para el análisis modal espectral se utilizó un espectro de pseudo-aceleraciones de diseño para obtener la respuesta máxima elástica esperada (r). La superposición de los valores máximos en el análisis modal espectral se realizó mediante el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC, por sus siglas en inglés) y la combinación modal del 25% de la Combinación de la Suma de los Valores Absolutos (ABS) más el 75% de la Combinación de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS) para cada modo.

En los análisis, se utilizó un coeficiente de amortiguamiento del 5% para todos los modos de vibración. Para considerar los efectos de torsión, se aplicó una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo, equivalente a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis.

En esta investigación, en los análisis modales se utilizó dos tipos de espectro de pseudo-aceleraciones espectrales, el primero para el Modelo 1 y el segundo para el Modelo 2 y 3, pues al incluir los sótanos en los análisis sísmicos el coeficiente de reducción sísmico (R) varía según los modelos definidos.

El espectro de pseudo aceleración de diseño se definió a través de la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde:

Z: Factor de zona.

U: Factor de uso.

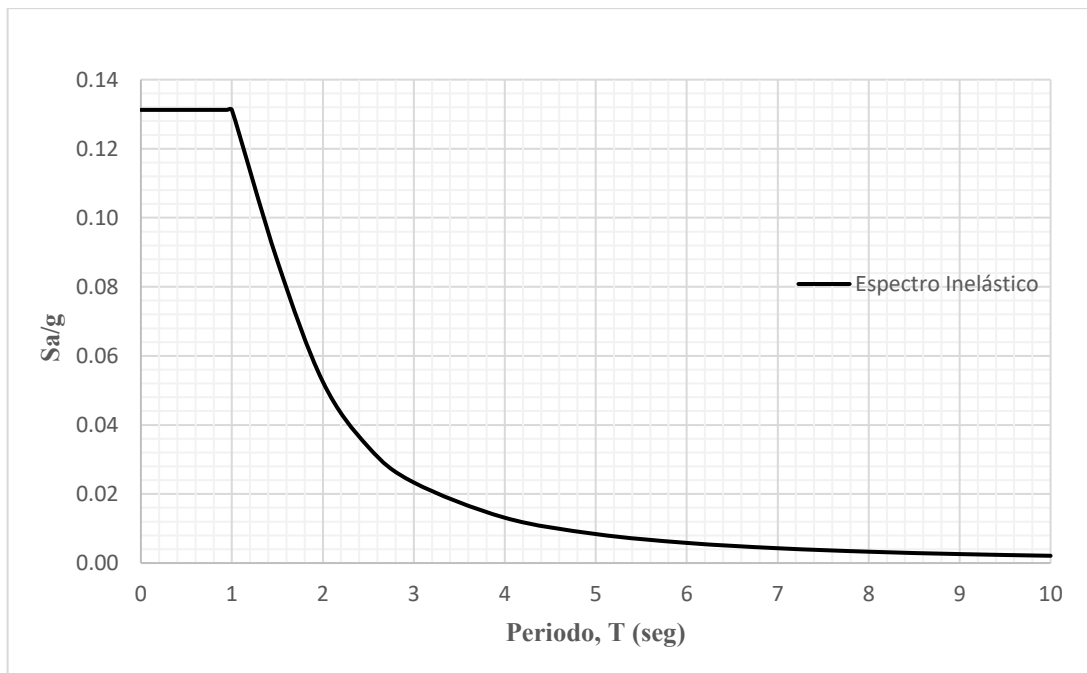
C: Factor de amplificación sísmica.

S: Factor de suelo.

R: Coeficiente de reducción sísmica.

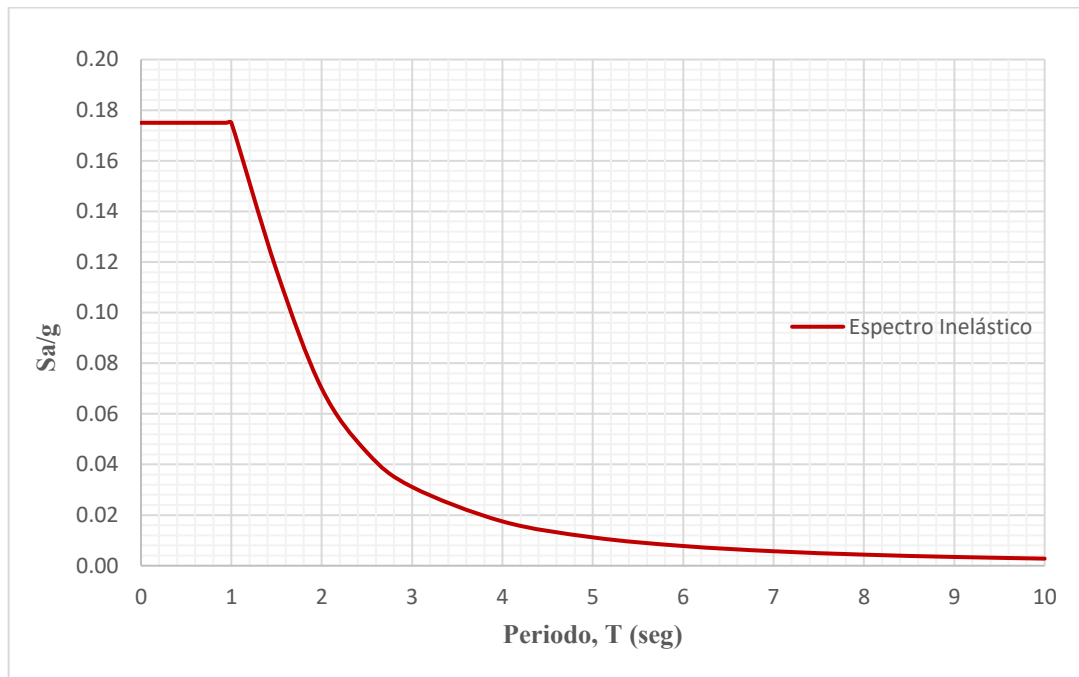
g: Aceleración de la gravedad.

Figura 27. Espectro de pseudo-aceleraciones para Modelo 1.



Fuente: Autoría Propia

Figura 28. Espectro de pseudo-aceleraciones para Modelo 2 y 3.



Fuente: Autoría Propia

3.4.3.5. Periodo fundamental de vibración (T)

Para calcular el período fundamental de vibración de las edificaciones se procedió según los dos métodos de la normativa:

Método 1

Este método describe las solicitaciones sísmicas como un conjunto de fuerzas horizontales aplicadas en cada nivel del edificio. El periodo fundamental de vibración en cada dirección se calculó utilizando la siguiente fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (10)$$

Donde:

T: Periodo fundamental de vibración.

hn: Altura total de la edificación en metros.

CT: Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.

Tabla 14*Valores del coeficiente CT para cálculo de T*

Descripción	CT
Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:	
a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.	35
b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.	
Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:	
a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.	45
b) Pórticos de acero arriostrados.	
Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.	60

Fuente: Autoría propia.

Método 2

Se cálculo mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}} \quad (11)$$

Donde:

f_i : es la fuerza lateral en el nivel “ i ” correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i : es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel “ i ” en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i .

Los desplazamientos se calculan suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

P_i : Peso del nivel “ i ”.

g : Aceleración de la gravedad.

3.4.4. Modelamiento tridimensional de los edificios

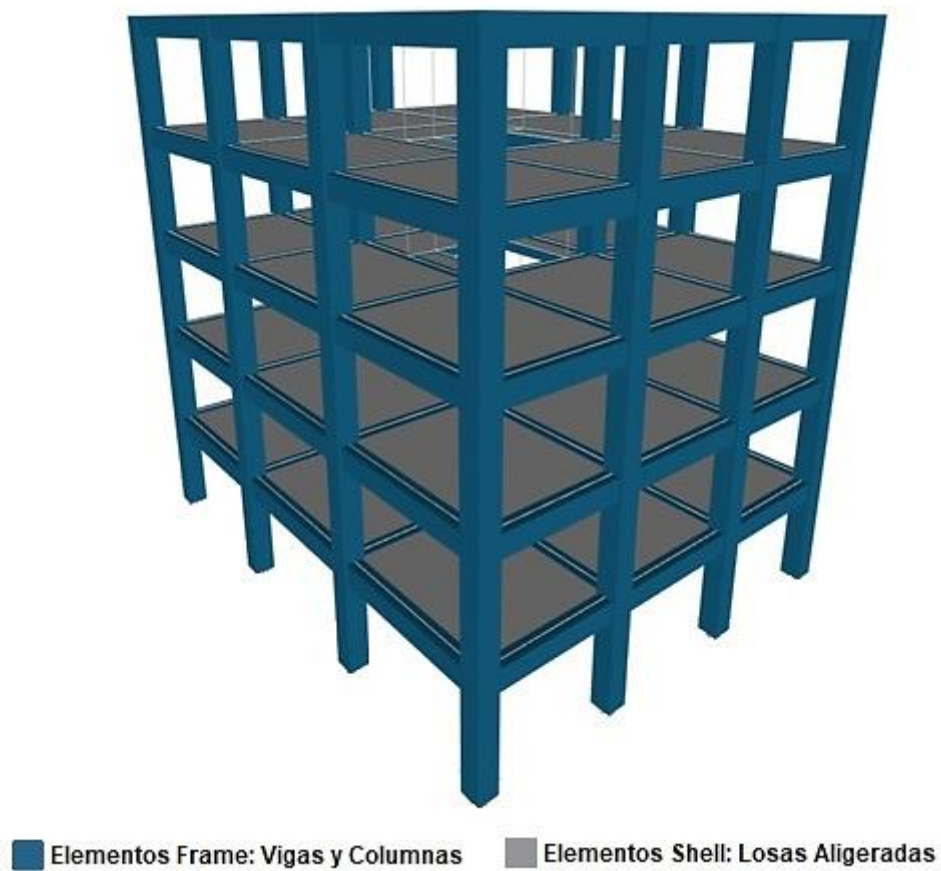
Los análisis sísmicos de los tres modelos de edificios se realizaron utilizando el software ETABS. Las vigas se modelaron como elementos con comportamiento en flexión, mientras que las columnas se representaron como elementos con comportamiento en flexo-compresión. Los muros de sótano y las losas aligeradas se modelaron usando elementos finitos rectangulares de tipo “Shell”, y las vigas y columnas como elementos tipo “Frame”. En estos modelos se asumió un comportamiento lineal elástico para todos los elementos.

Para la formulación del modelo estructural, se consideraron las siguientes hipótesis:

- Se asume que los pisos funcionan como diafragmas rígidos, otorgando tres grados de libertad por nivel.
- Las masas sísmicas se concentran en el centro de gravedad de cada piso.
- La base utilizada en los análisis para todos los edificios corresponde al suelo de fundación.
- Se modelaron los edificios como empotrados en su base, sin considerar la interacción entre el suelo y la estructura en la cimentación.

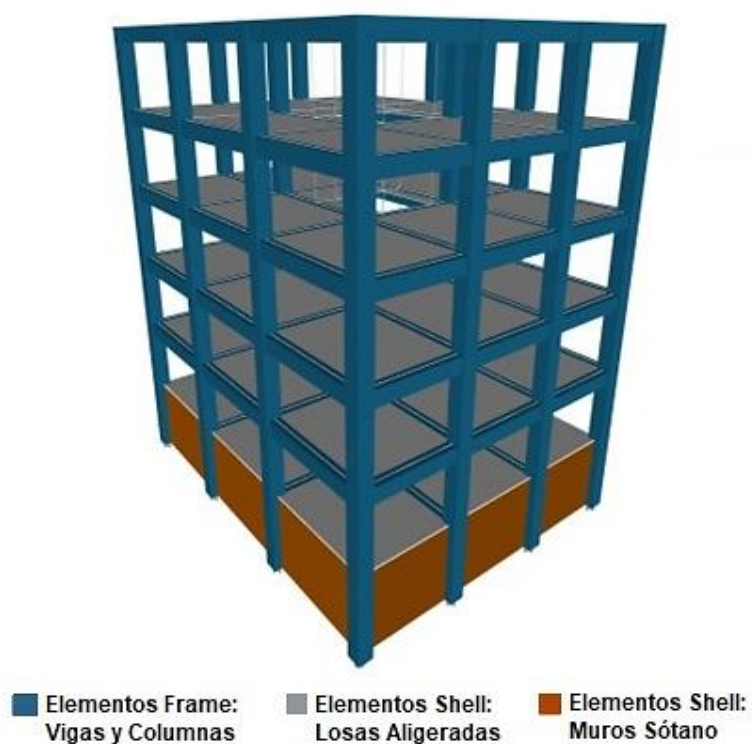
- El efecto del suelo en los muros del sótano no fue incluido en el análisis.
- Aunque no se incluyeron los elementos no estructurales en el modelo, su carga fue tomada en cuenta en los patrones de carga establecidos.

Figura 29. Vista tridimensional del edificio de 05 pisos sin sótanos - Modelo 1.



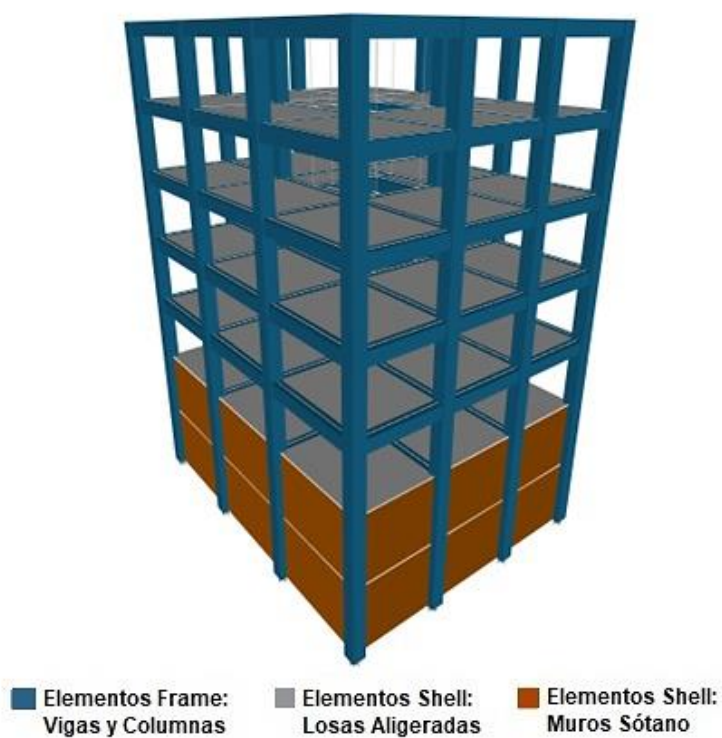
Fuente: Autoría Propia.

Figura 30. Vista tridimensional del edificio de 05 pisos con 01 sótano - Modelo 2.



Fuente: Autoría Propia

Figura 31. Vista tridimensional del edificio de 05 pisos con 02 sótanos - Modelo 3.



Fuente: Autoría Propia

3.4.5. Presentación de resultados

3.4.5.1. Modelo 1

3.4.5.1.1. Pesos de los entrepisos

Tabla 15

Peso de los entrepisos para Modelo 1

Piso	Peso (tnf)
Piso 5	136.1076
Piso 4	201.7080
Piso 3	201.7080
Piso 2	201.7080
Piso 1	201.7080
<i>Total</i>	<i>942.9396</i>

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 15 presenta los valores de los pesos correspondientes a cada entrepiso del Modelo 1, los cuales fueron determinados a partir del metrado de cargas respectivo.

3.4.5.1.2. Fuerzas laterales

Tabla 16

Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	15.00	136.1076	2041.6133	0.252274	31.2216
Piso 4	12.00	201.7080	2420.4960	0.299091	37.0157
Piso 3	6.00	201.7080	1210.2480	0.149545	18.5078
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.224318	27.7618
Piso 1	3.00	201.7080	605.1240	0.074773	9.2539
Σ	-	942.9396	8092.8533	1.00	123.7608
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 16 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 17

Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	15.00	136.1076	2041.6133	0.252274	31.2216
Piso 4	12.00	201.7080	2420.4960	0.299091	37.0157
Piso 3	6.00	201.7080	1210.2480	0.149545	18.5078
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.224318	27.7618
Piso 1	3.00	201.7080	605.1240	0.074773	9.2539
Σ	-	942.9396	8092.8533	1.00	123.7608
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 17 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 18*Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	15.00	136.1076	2041.6133	0.252274	31.2216
Piso 4	12.00	201.7080	2420.4960	0.299091	37.0157
Piso 3	6.00	201.7080	1210.2480	0.149545	18.5078
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.224318	27.7618
Piso 1	3.00	201.7080	605.1240	0.074773	9.2539
Σ	-	942.9396	8092.8533	1.00	123.7608
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 18 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 19*Fuerzas laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	15.00	136.1076	2041.6133	0.252274	31.2216
Piso 4	12.00	201.7080	2420.4960	0.299091	37.0157
Piso 3	6.00	201.7080	1210.2480	0.149545	18.5078
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.224318	27.7618
Piso 1	3.00	201.7080	605.1240	0.074773	9.2539
Σ	-	942.9396	8092.8533	1.00	123.7608
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 19 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

3.4.5.1.3. Desplazamientos laterales

Tabla 20

Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	9.6698
Piso 4	8.6926
Piso 3	6.9517
Piso 2	4.5812
Piso 1	1.9084

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 20 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 21
*Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático
 dirección X - excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	9.6194
Piso 4	8.6462
Piso 3	6.9138
Piso 2	4.5558
Piso 1	1.8976

Fuente: Autoría propia.

La tabla 21 mostró los resultados los desplazamientos laterales de entrepiso para el Modelo 1, empleando la metodología de la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X considerando una excentricidad negativa del 5%. Los desplazamientos se calcularon suponiendo un comportamiento lineal elástico de la estructura, considerando las secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 22
*Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático
 dirección Y + excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	11.4391
Piso 4	10.2740
Piso 3	8.1898
Piso 2	5.3382
Piso 1	2.1570

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 22 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 1, obtenidos mediante la

metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 23

Desplazamientos laterales para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	11.4391
Piso 4	10.2740
Piso 3	8.1898
Piso 2	5.3382
Piso 1	2.1570

Fuente: Autoría propia.

La tabla 23 mostró los resultados los desplazamientos laterales de entrepiso para el Modelo 1, empleando la metodología de la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y considerando una excentricidad negativa del 5%. Los desplazamientos se calcularon suponiendo un comportamiento lineal elástico de la estructura, considerando las secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

3.4.5.1.4. Periodo fundamental de vibración

Tabla 24

Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.11	9.6698	31.2216	12726.7408	301.9065
Piso 4	201.71	8.6926	37.0157	15241.3176	321.7626
Piso 3	201.71	6.9517	18.5078	9747.7676	128.6610
Piso 2	201.71	4.5812	27.7618	4233.3252	127.1822
Piso 1	201.71	1.9084	9.2539	734.6186	17.6602
Σ	-	-	-	42683.7699	897.1724
T = 0.35 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 24 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 25

Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.11	9.6194	31.2216	12594.4204	300.3329
Piso 4	201.71	8.6462	37.0157	15079.0395	320.0450
Piso 3	201.71	6.9138	18.5078	9641.7696	127.9595
Piso 2	201.71	4.5558	27.7618	4186.5128	126.4770
Piso 1	201.71	1.8976	9.2539	726.3275	17.5602
Σ	-	-	-	42228.0697	892.3747
T = 0.35 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 25 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 26

Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%

Piso	Peso P_i (tnf)	Desplazamientos d_i (mm)	Fuerza lateral f_i (tnf.)	$P_i \cdot d_i^2$	$f_i \cdot d_i$
Piso 5	136.11	11.4391	31.2216	17810.0824	357.1468
Piso 4	201.71	10.2740	37.0157	21291.3033	380.2992
Piso 3	201.71	8.1898	18.5078	13529.1252	151.5755
Piso 2	201.71	5.3382	27.7618	5747.9477	148.1979
Piso 1	201.71	2.1570	9.2539	938.4765	19.9607
Σ	-	-	-	59316.9351	1057.1801
T = 0.40 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 26 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 27

Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.11	11.4391	31.2216	17810.0824	357.1468
Piso 4	201.71	10.2740	37.0157	21291.3033	380.2992
Piso 3	201.71	8.1898	18.5078	13529.1252	151.5755
Piso 2	201.71	5.3382	27.7618	5747.9477	148.1979
Piso 1	201.71	2.1570	9.2539	938.4765	19.9607
Σ	-	-	-	59316.9351	1057.1801
T = 0.40 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 27 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 1, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 28

Periodo fundamental de vibración para Modelo 1 - Método empírico E.030

Parámetro	Valor
Altura del edificio (hn)	15
C _T (Pórticos armados sin muros de corte)	35
$T = h_n / C_T$	0.428 seg.

Fuente: Autoría propia.

La tabla 28 mostró los resultados de la determinación del periodo fundamental de vibración para el Modelo 1, empleando la metodología de la Norma Técnica E.030, basándonos en la formula

relacionada con la altura y sistema estructural del Modelo 1 para las direcciones X y Y.

3.4.5.2. Modelo 2

3.4.5.2.1. Pesos de los entrepisos

Tabla 29

Peso de los entrepisos para Modelo 2

Piso	Peso (tnf)
Piso 5	136.1076
Piso 4	201.7080
Piso 3	201.7080
Piso 2	201.7080
Piso 1	201.7080
Sótano 1	234.1176
<i>Total</i>	1177.0572

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 29 presenta los valores de los pesos correspondientes a cada entrepiso del Modelo 2, los cuales fueron determinados a partir del metrado de cargas respectivo.

3.4.5.2.2. Fuerzas laterales

Tabla 30*Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	18.00	136.1076	2449.9359	0.210765	43.4144
Piso 4	15.00	201.7080	3025.6200	0.260290	53.6159
Piso 3	12.00	201.7080	2420.4960	0.208232	42.8927
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.156174	32.1695
Piso 1	6.00	201.7080	1210.2480	0.104116	21.4464
Sótano 1	3.00	234.1176	702.3528	0.060423	12.4461
Σ	-	1177.0572	11624.0247	1.00	205.985

$$k = 1$$

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 30 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 31*Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	18.00	136.1076	2449.9359	0.210765	43.4144
Piso 4	15	201.7080	3025.6200	0.260290	53.6159
Piso 3	12.00	201.7080	2420.4960	0.208232	42.8927
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.156174	32.1695
Piso 1	6.00	201.7080	1210.2480	0.104116	21.4464
Sótano 1	3.00	234.1176	702.3528	0.060423	12.4461
Σ	-	1177.0572	11624.0247	1.00	205.985

$$k = 1$$

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 31 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 32

Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	18.00	136.1076	2449.9359	0.210765	43.4144
Piso 4	15.00	201.7080	3025.6200	0.260290	53.6159
Piso 3	12.00	201.7080	2420.4960	0.208232	42.8927
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.156174	32.1695
Piso 1	6.00	201.7080	1210.2480	0.104116	21.4464
Sótano 1	3.00	234.1176	702.3528	0.060423	12.4461
Σ	-	1177.0572	11624.0247	1.00	205.985
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 32 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 33*Fuerzas laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	18.00	136.1076	2449.9359	0.210765	43.4144
Piso 4	15.00	201.7080	3025.6200	0.260290	53.6159
Piso 3	12.00	201.7080	2420.4960	0.208232	42.8927
Piso 2	9.00	201.7080	1815.3720	0.156174	32.1695
Piso 1	6.00	201.7080	1210.2480	0.104116	21.4464
Sótano 1	3.00	234.1176	702.3528	0.060423	12.4461
Σ	-	1177.0572	11624.0247	1.00	205.985
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 33 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

3.4.5.2.3. Desplazamientos laterales**Tabla 34***Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales d_i (mm)
Piso 5	15.0104
Piso 4	13.5798
Piso 3	11.0237
Piso 2	7.4875
Piso 1	3.3821
Sótano 1	0.1359

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 34 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 35

Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	14.9205
Piso 4	13.4975
Piso 3	10.9565
Piso 2	7.4421
Piso 1	3.3624
Sótano 1	0.1356

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 35 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 36

*Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático
dirección Y + excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	17.5081
Piso 4	15.8410
Piso 3	12.8285
Piso 2	8.6233
Piso 1	3.7734
Sótano 1	0.1129

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 36 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 37

*Desplazamientos laterales para Modelo 2 - Análisis estático
dirección Y - excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	17.5081
Piso 4	15.8410
Piso 3	12.8285
Piso 2	8.6233
Piso 1	3.7734
Sótano 1	0.1129

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 37 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

3.4.5.2.4. Periodo fundamental de vibración

Tabla 38

Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Peso P_i (tnf)	Desplazamientos d_i (mm)	Fuerza lateral f_i (tnf.)	$P_i \cdot d_i^2$	$f_i \cdot d_i$
Piso 5	136.1076	15.0104	43.4144	30666.6790	651.6675
Piso 4	201.7080	13.5798	53.6159	37197.1675	728.0930
Piso 3	201.7080	11.0237	42.8927	24511.9518	472.8363
Piso 2	201.7080	7.4875	32.1695	11308.2863	240.8693
Piso 1	201.7080	3.3821	21.4464	2307.2572	72.5337
Sótano 1	234.1176	0.1359	12.4461	4.3239	1.6914
Σ	-	-	-	105995.6658	2167.6913
T = 0.39 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 38 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 39

Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.1076	14.9205	43.4144	30300.4425	647.7645
Piso 4	201.7080	13.4975	53.6159	36747.6690	723.6804
Piso 3	201.7080	10.9565	42.8927	24214.0151	469.9539
Piso 2	201.7080	7.4421	32.1695	11171.5678	239.4089
Piso 1	201.7080	3.3624	21.4464	2280.4569	72.1112
Sótano 1	234.1176	0.1356	12.4461	4.3048	1.6877
Σ	-	-	-	104718.4561	2154.6066
T = 0.39 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 39 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 40

Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.1076	17.5081	43.4144	41721.5326	760.1036
Piso 4	201.7080	15.8410	53.6159	50616.0571	849.3292
Piso 3	201.7080	12.8285	42.8927	33195.1687	550.2491
Piso 2	201.7080	8.6233	32.1695	14999.2697	277.4075
Piso 1	201.7080	3.7734	21.4464	2872.0290	80.9257
Sótano 1	234.1176	0.1129	12.4461	2.9842	1.4052
Σ	-	-	-	143407.0412	2519.4202
T = 0.45 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 40 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 41

Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Peso P_i (tnf)	Desplazamientos d_i (mm)	Fuerza lateral f_i (tnf.)	$P_i \cdot d_i^2$	$f_i \cdot d_i$
Piso 5	136.1076	17.5081	43.4144	41721.5326	760.1036
Piso 4	201.7080	15.8410	53.6159	50616.0571	849.3292
Piso 3	201.7080	12.8285	42.8927	33195.1687	550.2491
Piso 2	201.7080	8.6233	32.1695	14999.2697	277.4075
Piso 1	201.7080	3.7734	21.4464	2872.0290	80.9257
Sótano 1	234.1176	0.1129	12.4461	2.9842	1.4052
Σ	-	-	-	143407.0412	2519.4202
T = 0.45 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 41 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 2, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 42

Periodo fundamental de vibración para Modelo 2 - Método empírico E.030

Parámetro	Valor
Altura del edificio (hn)	18
C _T (Muros estructurales)	60
$T = h_n / C_T$	0.30 seg.

Fuente: Autoría propia.

La tabla 42 mostró los resultados de la determinación del periodo fundamental de vibración para el Modelo 2, empleando la metodología de la Norma Técnica E.030, basándonos en la formula relacionada con la altura y sistema estructural del Modelo 2 para las direcciones X y Y.

3.4.5.3. Modelo 3

3.4.5.3.1. Pesos de los entrepisos

Tabla 43

Peso de los entrepisos para Modelo 3

Piso	Peso (tnf)
Piso 5	136.1076
Piso 4	201.7080
Piso 3	201.7080
Piso 2	201.7080
Piso 1	201.7080
Sótano 1	234.1176
Sótano 2	290.7096
<i>Total</i>	1467.7668

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 43 presenta los valores de los pesos correspondientes a cada entrepiso del Modelo 3, los cuales fueron determinados a partir del metrado de cargas respectivo.

3.4.5.3.2. Fuerzas laterales

Tabla 44

Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	21.00	136.1076	2858.2586	0.178337	45.8074
Piso 4	18.00	201.7080	3630.7440	0.226535	58.1875
Piso 3	15.00	201.7080	3025.6200	0.188779	48.4895
Piso 2	12.00	201.7080	2420.4960	0.151023	38.7916
Piso 1	9.00	201.7080	1815.3720	0.113267	29.0937
Sótano 1	6.00	234.1176	1404.7056	0.087644	22.5123
Sótano 2	3.00	290.7096	872.1288	0.054415	13.9770
Σ	-	1467.7668	16027.3250	1.00	256.859
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 44 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 45*Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	21.00	136.1076	2858.2586	0.178337	45.8074
Piso 4	18.00	201.7080	3630.7440	0.226535	58.1875
Piso 3	15.00	201.7080	3025.6200	0.188779	48.4895
Piso 2	12.00	201.7080	2420.4960	0.151023	38.7916
Piso 1	9.00	201.7080	1815.3720	0.113267	29.0937
Sótano 1	6.00	234.1176	1404.7056	0.087644	22.5123
Sótano 2	3.00	290.7096	872.1288	0.054415	13.9770
Σ	-	1467.7668	16027.3250	1.00	256.859

$$k = 1$$

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 45 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. En este caso, k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 46*Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%*

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	21.00	136.1076	2858.2586	0.178337	45.8074
Piso 4	18.00	201.7080	3630.7440	0.226535	58.1875
Piso 3	15.00	201.7080	3025.6200	0.188779	48.4895
Piso 2	12.00	201.7080	2420.4960	0.151023	38.7916
Piso 1	9.00	201.7080	1815.3720	0.113267	29.0937
Sótano 1	6.00	234.1176	1404.7056	0.087644	22.5123
Sótano 2	3.00	290.7096	872.1288	0.054415	13.9770
Σ	-	1467.7668	16027.3250	1.00	256.859

$$k = 1$$

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 46 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

Tabla 47

Fuerzas laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Altura h_i (m)	Peso P_i (tnf)	$P_i \times h_i$ (tnf.m)	α_i	Fuerza lateral f_i (tnf)
Piso 5	21.00	136.1076	2858.2586	0.178337	45.8074
Piso 4	18.00	201.7080	3630.7440	0.226535	58.1875
Piso 3	15.00	201.7080	3025.6200	0.188779	48.4895
Piso 2	12.00	201.7080	2420.4960	0.151023	38.7916
Piso 1	9.00	201.7080	1815.3720	0.113267	29.0937
Sótano 1	6.00	234.1176	1404.7056	0.087644	22.5123
Sótano 2	3.00	290.7096	872.1288	0.054415	13.9770
Σ	-	1467.7668	16027.3250	1.00	256.859
$k = 1$					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 47 presenta los resultados de la distribución de la fuerza sísmica en altura del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. En este caso, el valor de k es igual a 1, dado que el período fundamental (T) resultó menor a 0.50 segundos.

3.4.5.3.3. Desplazamientos laterales

Tabla 48

*Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático
dirección X + excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	16.8741
Piso 4	15.3157
Piso 3	12.5298
Piso 2	8.6331
Piso 1	4.0359
Sótano 1	0.3298
Sótano 2	0.1295

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 48 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 49

*Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático
dirección X - excentricidad 5%*

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	16.7742
Piso 4	15.2240
Piso 3	12.4544
Piso 2	8.5816
Piso 1	4.0132
Sótano 1	0.3290
Sótano 2	0.1291

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 49 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 50

Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	19.5301
Piso 4	17.7291
Piso 3	14.4588
Piso 2	9.8374
Piso 1	4.4208
Sótano 1	0.2567
Sótano 2	0.0992

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 50 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

Tabla 51
Desplazamientos laterales para Modelo 3 - Análisis estático
dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Desplazamientos laterales di (mm)
Piso 5	19.5301
Piso 4	17.7291
Piso 3	14.4588
Piso 2	9.8374
Piso 1	4.4208
Sótano 1	0.2567
Sótano 2	0.0992

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 51 presenta los resultados de los desplazamientos laterales de entrepiso correspondientes al Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. Los desplazamientos fueron calculados considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura y secciones de los elementos estructurales sin fisurar.

3.4.5.3.4. Periodo fundamental de vibración

Tabla 52

Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.1076	16.8741	45.8074	38754.6174	772.9580
Piso 4	201.7080	15.3157	58.1875	47314.7800	891.1816
Piso 3	201.7080	12.5298	48.4895	31667.3266	607.5643
Piso 2	201.7080	8.6331	38.7916	15033.3811	334.8921
Piso 1	201.7080	4.0359	29.0937	3285.5185	117.4194
Sótano 1	234.1176	0.3298	22.5123	25.4645	7.4245
Sótano 2	290.7096	0.1295	13.9770	4.8753	1.8100
Σ	-	-	-	136085.9633	2733.2499
T = 0.39 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 52 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 53

Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%

Piso	Peso Pi (tnf)	Desplazamientos di (mm)	Fuerza lateral fi (tnf.)	Pi . di ²	fi . di
Piso 5	136.1076	16.7742	45.8074	38297.0966	768.3818
Piso 4	201.7080	15.2240	58.1875	46749.8987	885.8458
Piso 3	201.7080	12.4544	48.4895	31287.3473	603.9082
Piso 2	201.7080	8.5816	38.7916	14854.5554	332.8943
Piso 1	201.7080	4.0132	29.0937	3248.6635	116.7590
Sótano 1	234.1176	0.3290	22.5123	25.3411	7.4065
Sótano 2	290.7096	0.1291	13.9770	4.8452	1.8044
Σ	-	-	-	134467.7478	2717.0001
T = 0.39 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 53 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 54

Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%

Piso	Peso P_i (tnf)	Desplazamientos d_i (mm)	Fuerza lateral f_i (tnf.)	$P_i \cdot d_i^2$	$f_i \cdot d_i$
Piso 5	136.1076	19.5301	45.8074	51914.7959	894.6223
Piso 4	201.7080	17.7291	58.1875	63401.0576	1031.6112
Piso 3	201.7080	14.4588	48.4895	42168.4487	701.1007
Piso 2	201.7080	9.8374	38.7916	19520.1785	381.6089
Piso 1	201.7080	4.4208	29.0937	3942.0748	128.6176
Sótano 1	234.1176	0.2567	22.5123	15.4272	5.7789
Sótano 2	290.7096	0.0992	13.9770	2.8608	1.3865
Σ	-	-	-	180964.8433	3144.7260
T = 0.45 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 54 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 55

Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Peso P_i (tnf)	Desplazamientos d_i (mm)	Fuerza lateral f_i (tnf.)	$P_i \cdot d_i^2$	$f_i \cdot d_i$
Piso 5	136.1076	19.5301	45.8074	51914.7959	894.6223
Piso 4	201.7080	17.7291	58.1875	63401.0576	1031.6112
Piso 3	201.7080	14.4588	48.4895	42168.4487	701.1007
Piso 2	201.7080	9.8374	38.7916	19520.1785	381.6089
Piso 1	201.7080	4.4208	29.0937	3942.0748	128.6176
Sótano 1	234.1176	0.2567	22.5123	15.4272	5.7789
Sótano 2	290.7096	0.0992	13.9770	2.8608	1.3865
Σ	-	-	-	180964.8433	3144.7260
T = 0.45 seg.					

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 55 presenta los resultados de la determinación del período fundamental de vibración del Modelo 3, obtenidos mediante la metodología establecida en la Norma Técnica E.030, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. El valor final del período fundamental se consideró como el 85% del valor inicial calculado, al haberse desestimado la rigidez de los elementos no estructurales.

Tabla 56

Periodo fundamental de vibración para Modelo 3 - Método empírico E.030

Parámetro	Valor
Altura del edificio (hn)	21
C_T (Muros estructurales)	60
$T = h_n / C_T$	0.35 seg.

Fuente: Autoría propia.

La tabla 56 mostró los resultados de la determinación del periodo fundamental de vibración para el Modelo 3, empleando la metodología de la Norma Técnica E.030, basándonos en la formula relacionada con la altura y sistema estructural del Modelo 3 para las direcciones X y Y.

CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis, interpretación y discusión de resultados

4.1.1. Pesos de los entrepisos

La Tabla 57 presenta un resumen comparativo de los pesos de entrepiso por nivel para los tres modelos de edificios. Se observa que los pesos de entrepiso del Modelo 1 son iguales a los del Modelo 2 y Modelo 3 desde el primer hasta el quinto piso. Asimismo, el Modelo 2, al contar con un solo sótano, presenta un peso equivalente al del primer sótano del Modelo 3.

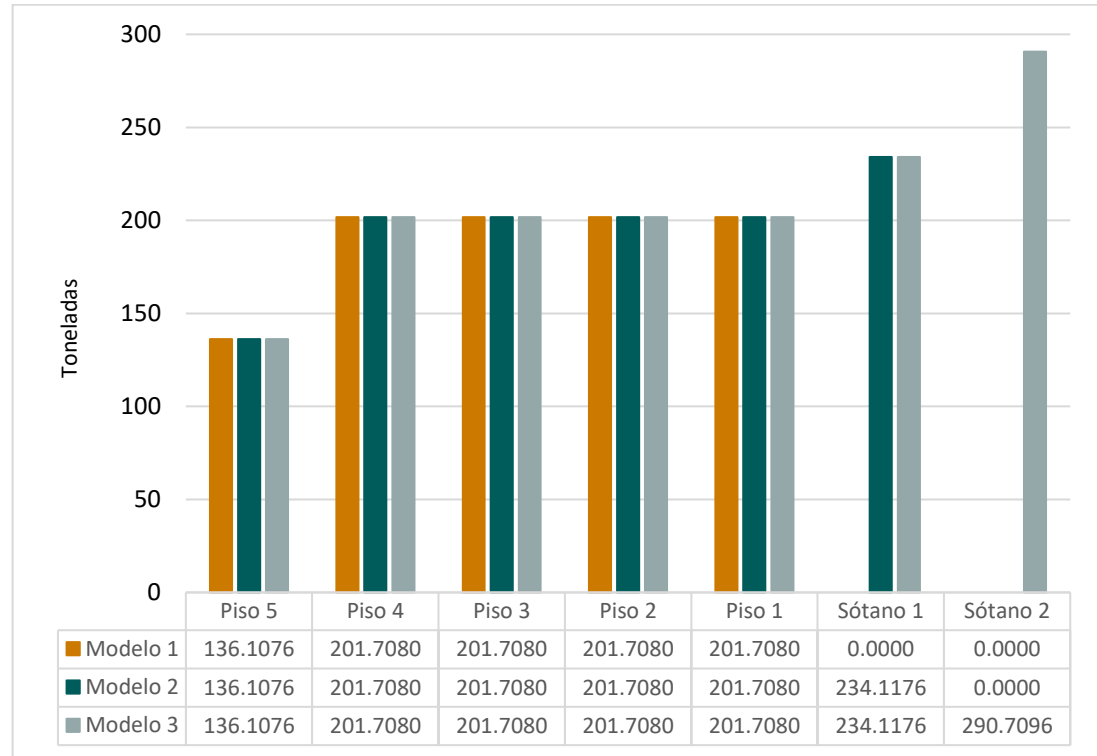
Tabla 57

Comparación de los pesos de entrepisos de cada nivel para cada modelo de edificio

Piso	Modelo 1 (tnf)	Modelo 2 (tnf)	Modelo 3 (tnf)
Piso 5	136.1076	136.1076	136.1076
Piso 4	201.7080	201.7080	201.7080
Piso 3	201.7080	201.7080	201.7080
Piso 2	201.7080	201.7080	201.7080
Piso 1	201.7080	201.7080	201.7080
Sótano 1	-	234.1176	234.1176
Sótano 2	-	-	290.7096

Fuente: Autoría propia.

Figura 32. Comparación de los pesos de entrepisos de cada nivel para cada modelo de edificio.



Fuente: Autoría Propia

La Figura 32 muestra que, al incorporar sótanos al Modelo 1 (edificio de referencia), los pesos de entrepiso no presentan variaciones con respecto a los modelos que sí incluyen sótanos (Modelos 2 y 3). Esto se debe a que los tres modelos comparten las mismas características en sus elementos estructurales, por lo que las variaciones de peso entre pisos resultan nulas.

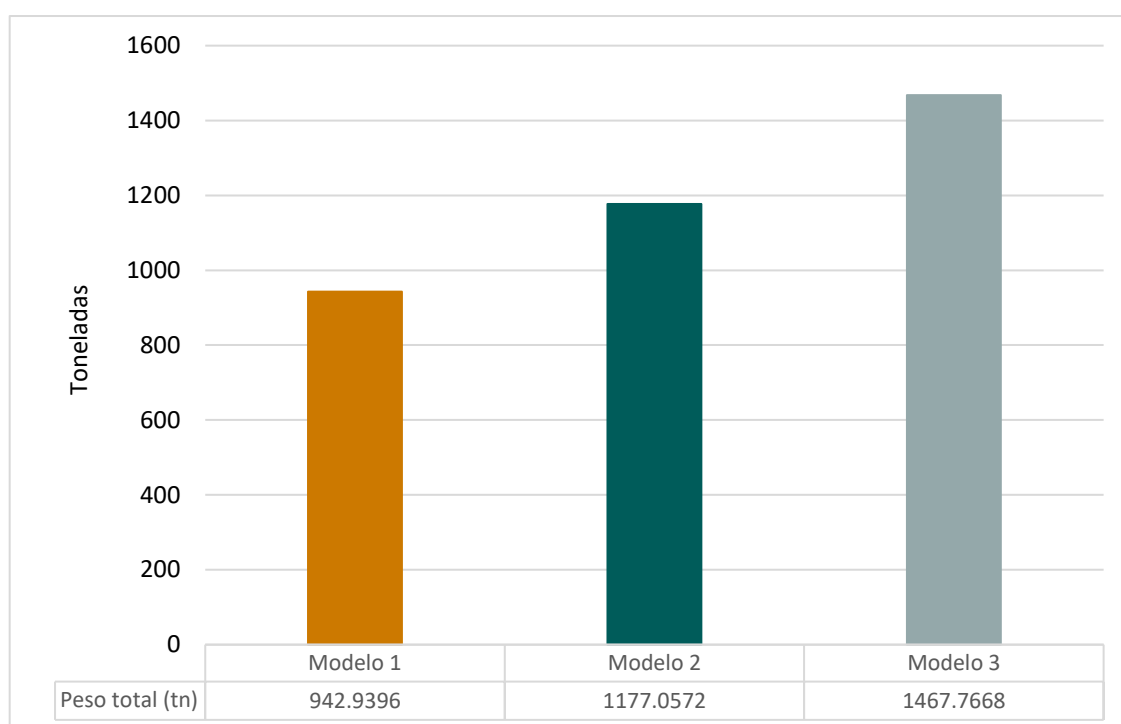
Tabla 58
Comparación de los pesos totales de cada modelo de edificio

Modelo	Peso total (tnf)
Modelo 1	942.9396
Modelo 2	1177.0572
Modelo 3	1467.7668

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 58 y la Figura 33 presentan la comparación de los pesos totales de los tres modelos analizados. Se observa que el Modelo 3 es el que registra el mayor peso, seguido por el Modelo 2 y, finalmente, el Modelo 1. Este último, al no contar con sótanos, presenta el menor peso total. La variación de pesos entre el Modelo 1 y el Modelo 2 fue del 24.82%, mientras que entre el Modelo 1 y el Modelo 3 alcanzó el 55.65%. En general, los pesos totales de los modelos aumentan proporcionalmente al número de sótanos considerados.

Figura 33. Comparación de los pesos totales de cada modelo de edificio.



Fuente: Autoría Propia

4.1.2. Fuerzas laterales

La Tabla 59 y la Figura 34 presentan la comparación de la distribución de la fuerza sísmica en altura (fuerzas laterales), correspondiente a la distribución de la fuerza cortante basal en los diferentes pisos de los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. Se observa que las fuerzas laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a las de los modelos que incluyen sótanos. Además, las fuerzas laterales por piso aumentan significativamente con la incorporación de sótanos, debido a la presencia de muros estructurales de

concreto armado en estos niveles, lo que incrementa el cortante basal y, en consecuencia, la distribución de la fuerza sísmica a lo largo de la altura (fuerzas laterales).

Tabla 59

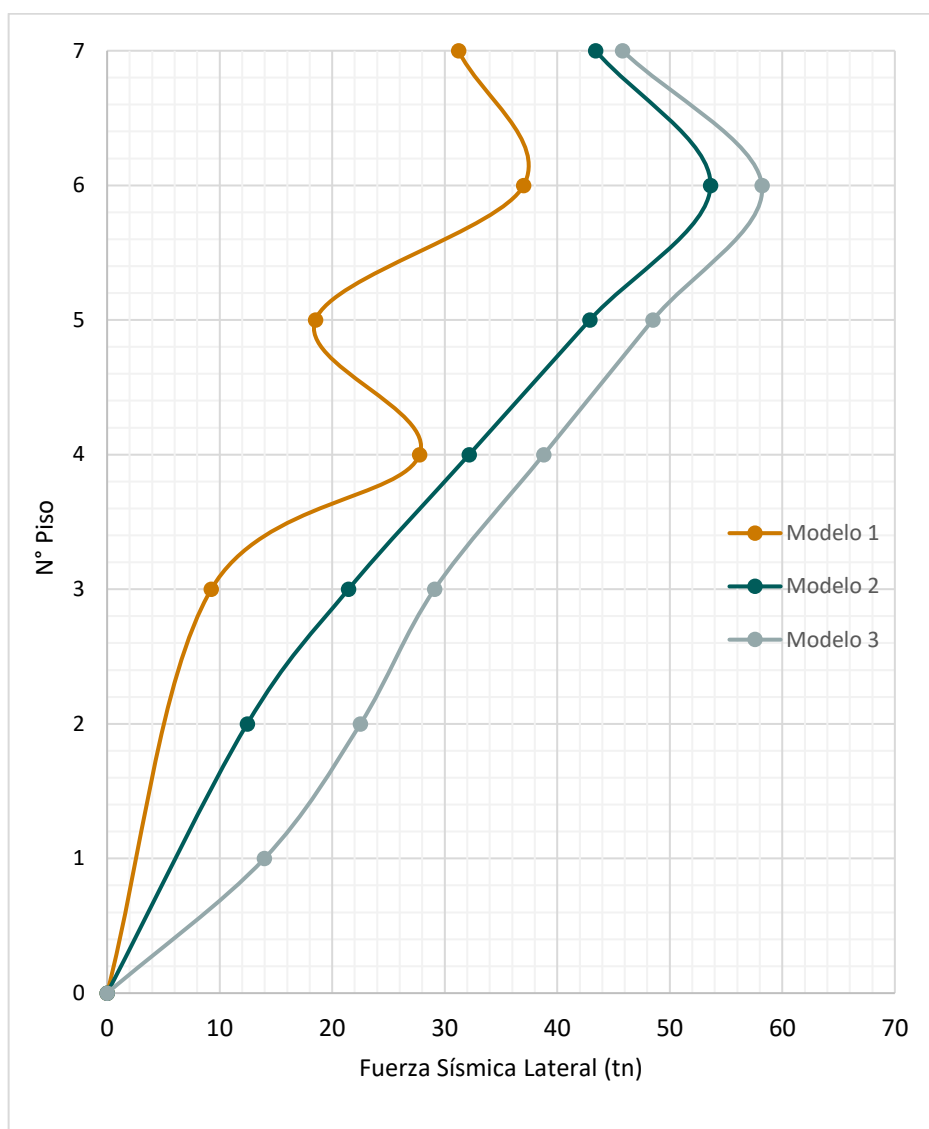
*Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección X + excentricidad 5%*

Piso	Modelo 1 (tnf)	Modelo 2 (tnf)	Modelo 3 (tnf)
Piso 5	31.2216	43.4144	45.8074
Piso 4	37.0157	53.6159	58.1875
Piso 3	18.5078	42.8927	48.4895
Piso 2	27.7618	32.1695	38.7916
Piso 1	9.2539	21.4464	29.0937
Sótano 1	-	12.4461	22.5123
Sótano 2	-	-	13.9770

Fuente: Autoría propia.

En la tabla 59, se observó que las variaciones de las fuerzas laterales entre el modelo 1 respecto al modelo 2 y 3 fue alrededor del 42% al 173% por piso.

Figura 34. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

La Tabla 60 y la Figura 35 presentan la comparación de la distribución de la fuerza sísmica en altura (fuerzas laterales), correspondiente a la distribución de la fuerza cortante basal en los distintos pisos de los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. Se observa que las fuerzas laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a las de los modelos que incluyen sótanos. Asimismo, las fuerzas laterales por piso aumentan de manera considerable con la incorporación de sótanos, debido a la presencia de muros estructurales de

concreto armado en dichos niveles, lo que incrementa el cortante basal y, en consecuencia, la distribución de la fuerza sísmica a lo largo de la altura (fuerzas laterales).

Tabla 60

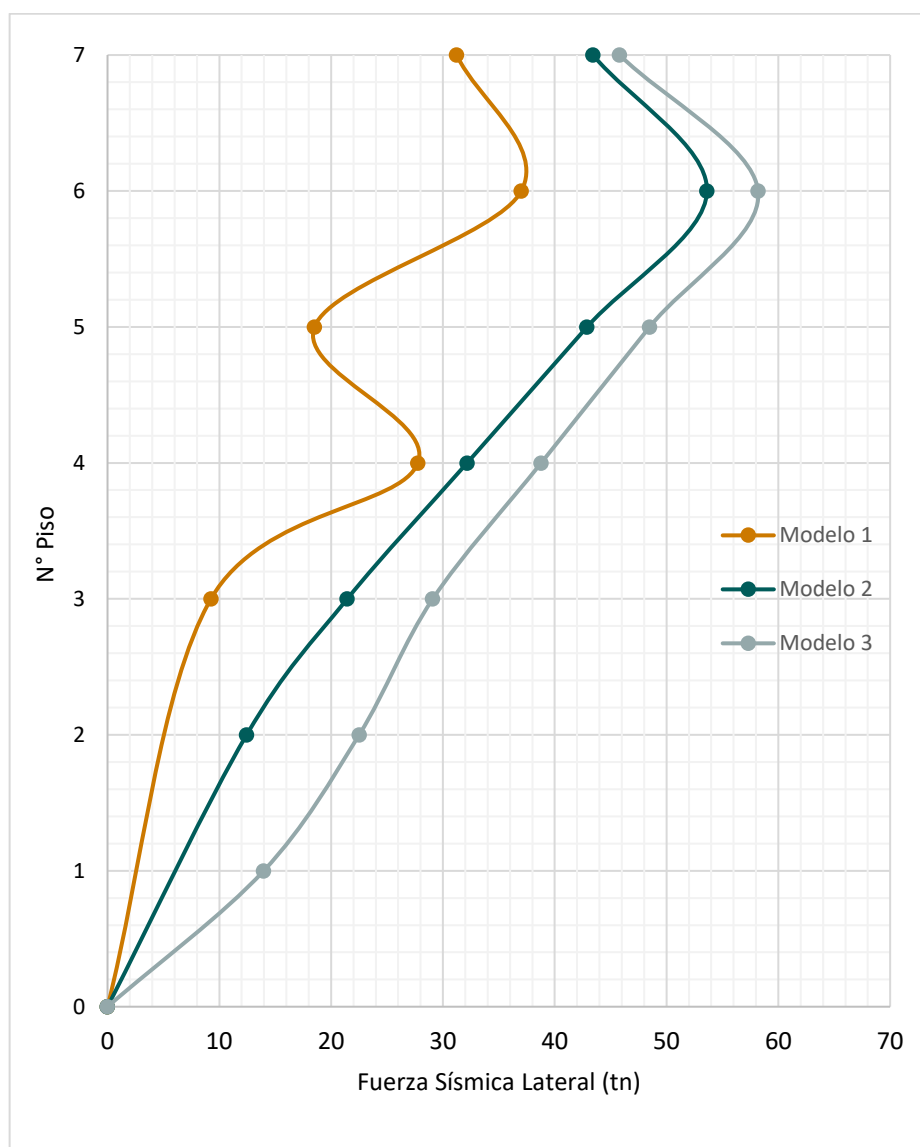
*Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección X - excentricidad 5%*

Piso	Modelo 1 (tnf)	Modelo 2 (tnf)	Modelo 3 (tnf)
Piso 5	31.2216	43.4144	45.8074
Piso 4	37.0157	53.6159	58.1875
Piso 3	18.5078	42.8927	48.4895
Piso 2	27.7618	32.1695	38.7916
Piso 1	9.2539	21.4464	29.0937
Sótano 1	-	12.4461	22.5123
Sótano 2	-	-	13.9770

Fuente: Autoría propia.

En la tabla 60, se observó que las variaciones de las fuerzas laterales entre el modelo 1 respecto al modelo 2 y 3 fue alrededor del 42% al 173% por piso.

Figura 35. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

La Tabla 61 y la Figura 36 presentan la comparación de la distribución de la fuerza sísmica en altura (fuerzas laterales), correspondiente a la distribución de la fuerza cortante basal en los diferentes pisos de los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. Se observa que las fuerzas laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a las de los modelos que incorporan sótanos. Asimismo, las fuerzas laterales por piso aumentan significativamente con la inclusión de sótanos, debido a la presencia de muros estructurales de concreto

armado en dichos niveles, lo que incrementa el cortante basal y, en consecuencia, la distribución de la fuerza sísmica a lo largo de la altura (fuerzas laterales).

Tabla 61

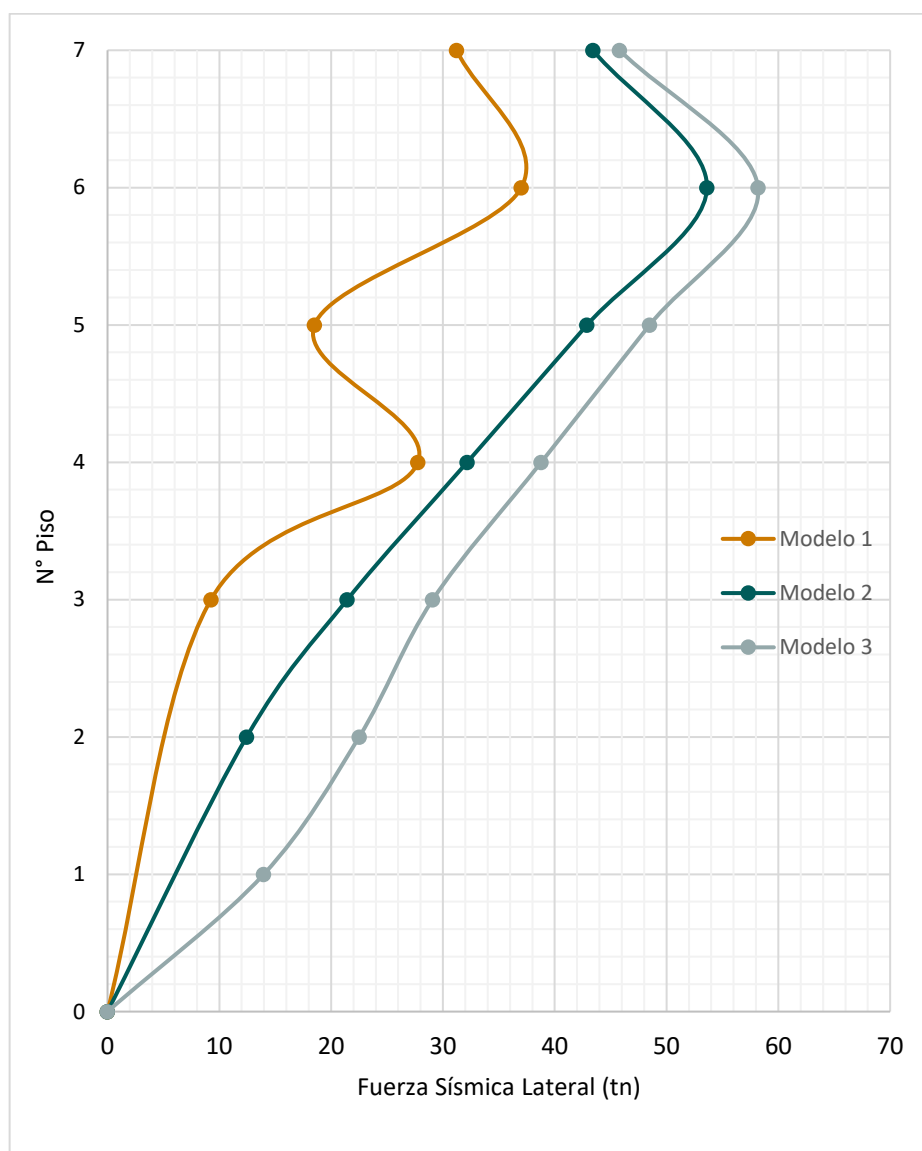
*Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%*

Piso	Modelo 1 (tnf)	Modelo 2 (tnf)	Modelo 3 (tnf)
Piso 5	31.2216	43.4144	45.8074
Piso 4	37.0157	53.6159	58.1875
Piso 3	18.5078	42.8927	48.4895
Piso 2	27.7618	32.1695	38.7916
Piso 1	9.2539	21.4464	29.0937
Sótano 1	-	12.4461	22.5123
Sótano 2	-	-	13.9770

Fuente: Autoría propia.

En la tabla 61, se observó que las variaciones de las fuerzas laterales entre el modelo 1 respecto al modelo 2 y 3 fue alrededor del 42% al 173% por piso.

Figura 36. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

La Tabla 62 y la Figura 37 presentan la comparación de la distribución de la fuerza sísmica en altura (fuerzas laterales), correspondiente a la distribución de la fuerza cortante basal en los distintos pisos de los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. Se observa que las fuerzas laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a las de los modelos que incorporan sótanos. Además, las fuerzas laterales por piso aumentan considerablemente con la inclusión de sótanos, debido a la presencia de muros estructurales de concreto

armado en estos niveles, lo que incrementa el cortante basal y, en consecuencia, la distribución de la fuerza sísmica a lo largo de la altura (fuerzas laterales).

Tabla 62

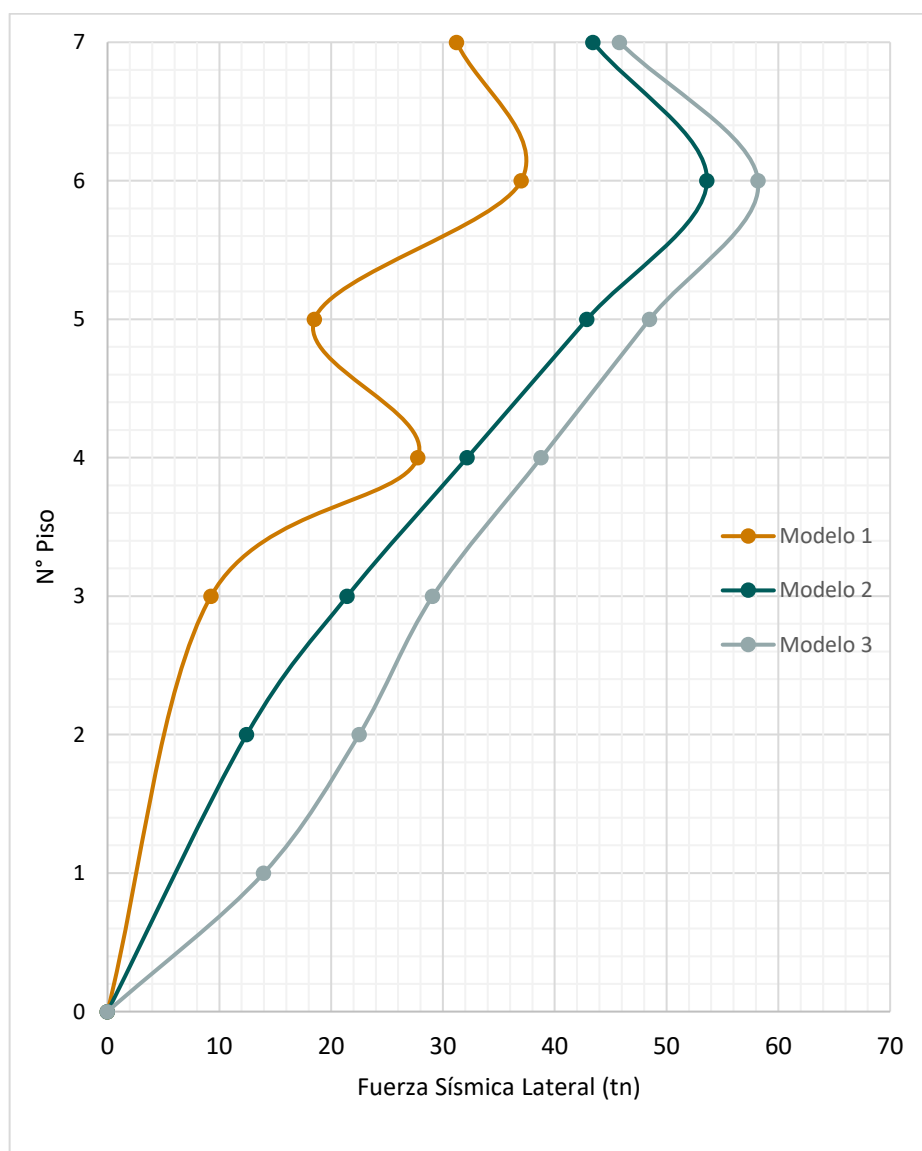
*Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%*

Piso	Modelo 1 (tnf)	Modelo 2 (tnf)	Modelo 3 (tnf)
Piso 5	31.2216	43.4144	45.8074
Piso 4	37.0157	53.6159	58.1875
Piso 3	18.5078	42.8927	48.4895
Piso 2	27.7618	32.1695	38.7916
Piso 1	9.2539	21.4464	29.0937
Sótano 1	-	12.4461	22.5123
Sótano 2	-	-	13.9770

Fuente: Autoría propia.

En la tabla 62, se observó que las variaciones de las fuerzas laterales entre el modelo 1 respecto al modelo 2 y 3 fue alrededor del 42% al 173% por piso.

Figura 37. Comparación de las fuerzas laterales por nivel para los modelos de edificios
- Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

4.1.3. Desplazamientos laterales

La Tabla 63 y la Figura 38 presentan la comparación de los desplazamientos laterales por piso en los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%. Se observa que los desplazamientos laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a los modelos que incorporan sótanos. En los Modelos 2 y 3, los desplazamientos laterales por piso aumentan significativamente debido a la inclusión de los sótanos, ya que el incremento de la masa estructural genera

mayores fuerzas inerciales durante la acción sísmica, lo que produce desplazamientos laterales más elevados en comparación con el modelo sin sótanos.

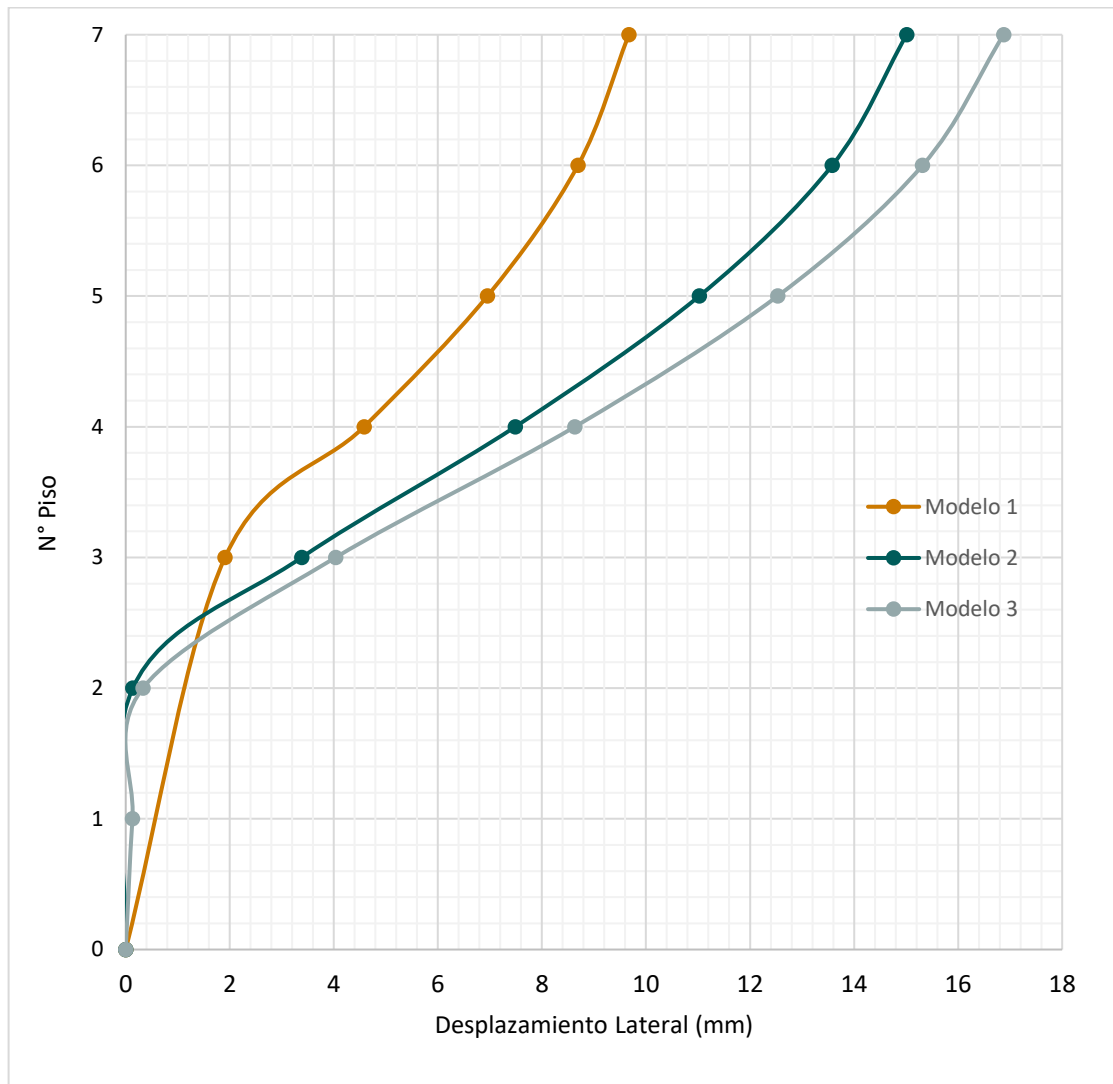
Tabla 63

Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%

Piso	Modelo 1 (mm)	Modelo 2 (mm)	Modelo 3 (mm)
Piso 5	9.6698	15.0104	16.8741
Piso 4	8.6926	13.5798	15.3157
Piso 3	6.9517	11.0237	12.5298
Piso 2	4.5812	7.4875	8.6331
Piso 1	1.9084	3.3821	4.0359
Sótano 1	-	0.1359	0.3298
Sótano 2	-	-	0.1295

Fuente: Autoría propia.

Figura 38. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X + excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

La Tabla 64 y la Figura 39 presentan la comparación de los desplazamientos laterales por piso en los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección X con una excentricidad negativa del 5%. Se observa que los desplazamientos laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a los modelos que incorporan sótanos. En los Modelos 2 y 3, los desplazamientos laterales por piso aumentan significativamente debido a la inclusión de los sótanos, ya que el incremento de la masa estructural genera mayores fuerzas inerciales durante la acción sísmica, produciendo así desplazamientos laterales más elevados.

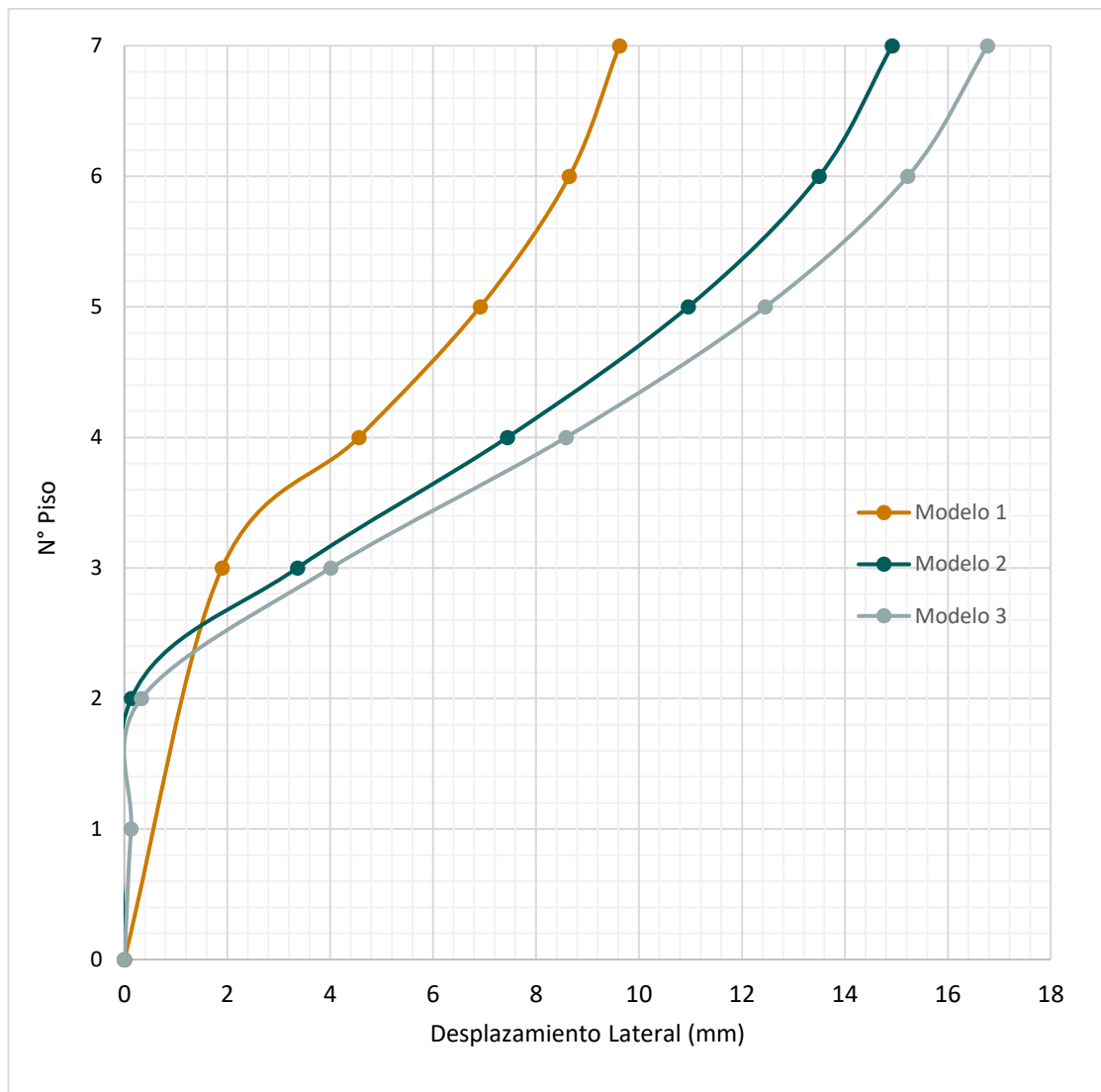
Tabla 64

Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%

Piso	Modelo 1 (mm)	Modelo 2 (mm)	Modelo 3 (mm)
Piso 5	9.6194	14.9205	16.7742
Piso 4	8.6462	13.4975	15.2240
Piso 3	6.9138	10.9565	12.4544
Piso 2	4.5558	7.4421	8.5816
Piso 1	1.8976	3.3624	4.0132
Sótano 1	-	0.1356	0.3290
Sótano 2	-	-	0.1291

Fuente: Autoría propia.

Figura 39. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección X - excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

La Tabla 65 y la Figura 40 presentan la comparación de los desplazamientos laterales por piso en los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad positiva del 5%. Se observa que los desplazamientos laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a los modelos que incorporan sótanos. En los Modelos 2 y 3, los desplazamientos laterales por piso aumentan significativamente debido a la inclusión de los sótanos, ya que el incremento de la masa estructural genera mayores fuerzas inerciales durante la acción sísmica, lo que se traduce en

desplazamientos laterales más elevados en comparación con el modelo sin sótanos.

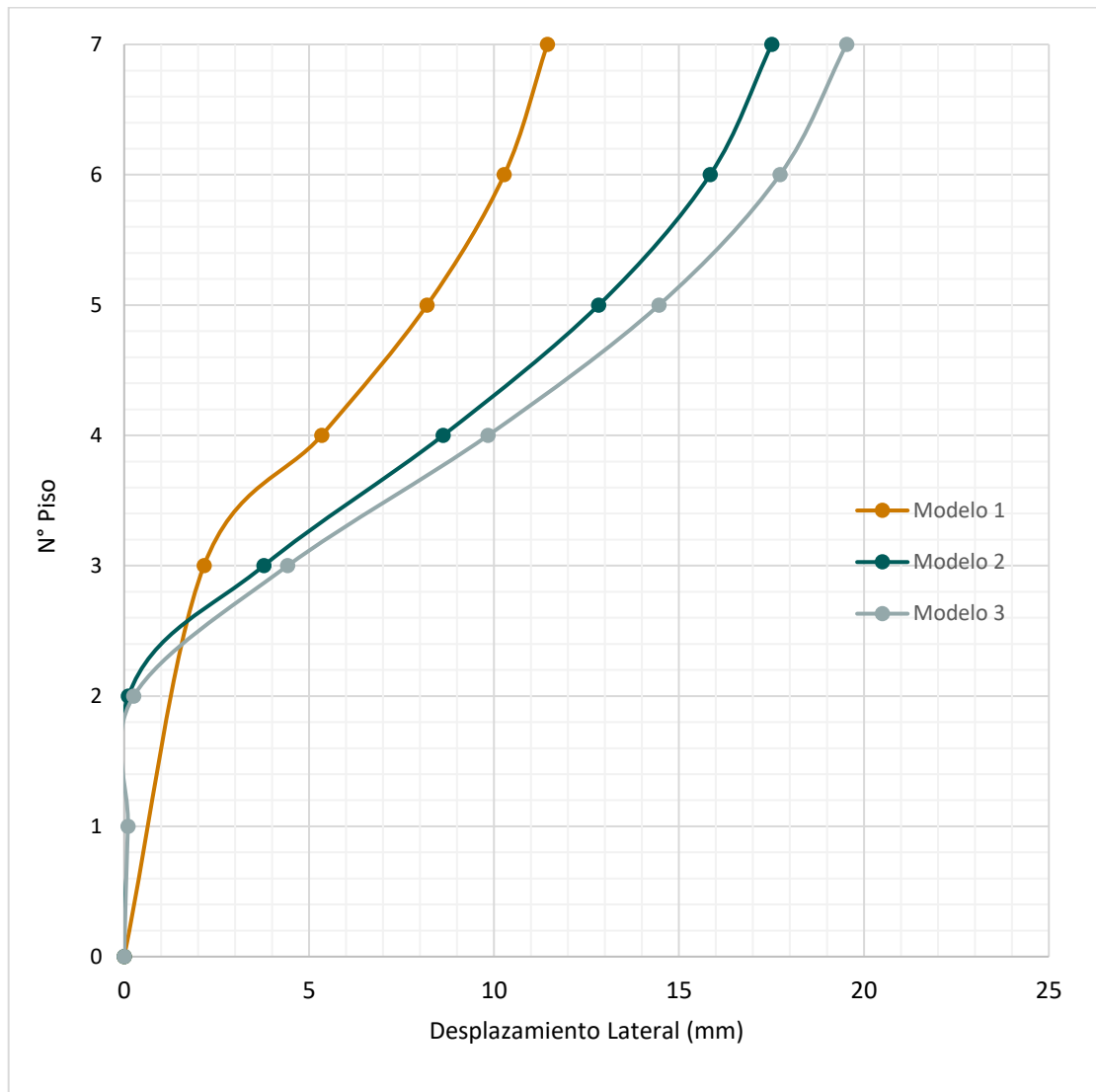
Tabla 65

Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%

Piso	Modelo 1 (mm)	Modelo 2 (mm)	Modelo 3 (mm)
Piso 5	11.4391	17.5081	19.5301
Piso 4	10.2740	15.8410	17.7291
Piso 3	8.1898	12.8285	14.4588
Piso 2	5.3382	8.6233	9.8374
Piso 1	2.1570	3.7734	4.4208
Sótano 1	-	0.1129	0.2567
Sótano 2	-	-	0.0992

Fuente: Autoría propia.

Figura 40. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

La Tabla 66 y la Figura 41 presentan la comparación de los desplazamientos laterales por piso en los tres modelos de edificios, para un análisis estático en la dirección Y con una excentricidad negativa del 5%. Se observa que los desplazamientos laterales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren respecto a los modelos que incorporan sótanos. En los Modelos 2 y 3, los desplazamientos laterales por piso aumentan significativamente debido a la inclusión de los sótanos, ya que el incremento de la masa estructural genera mayores fuerzas inerciales durante la acción sísmica, lo que resulta en

desplazamientos laterales más elevados en comparación con el modelo sin sótanos.

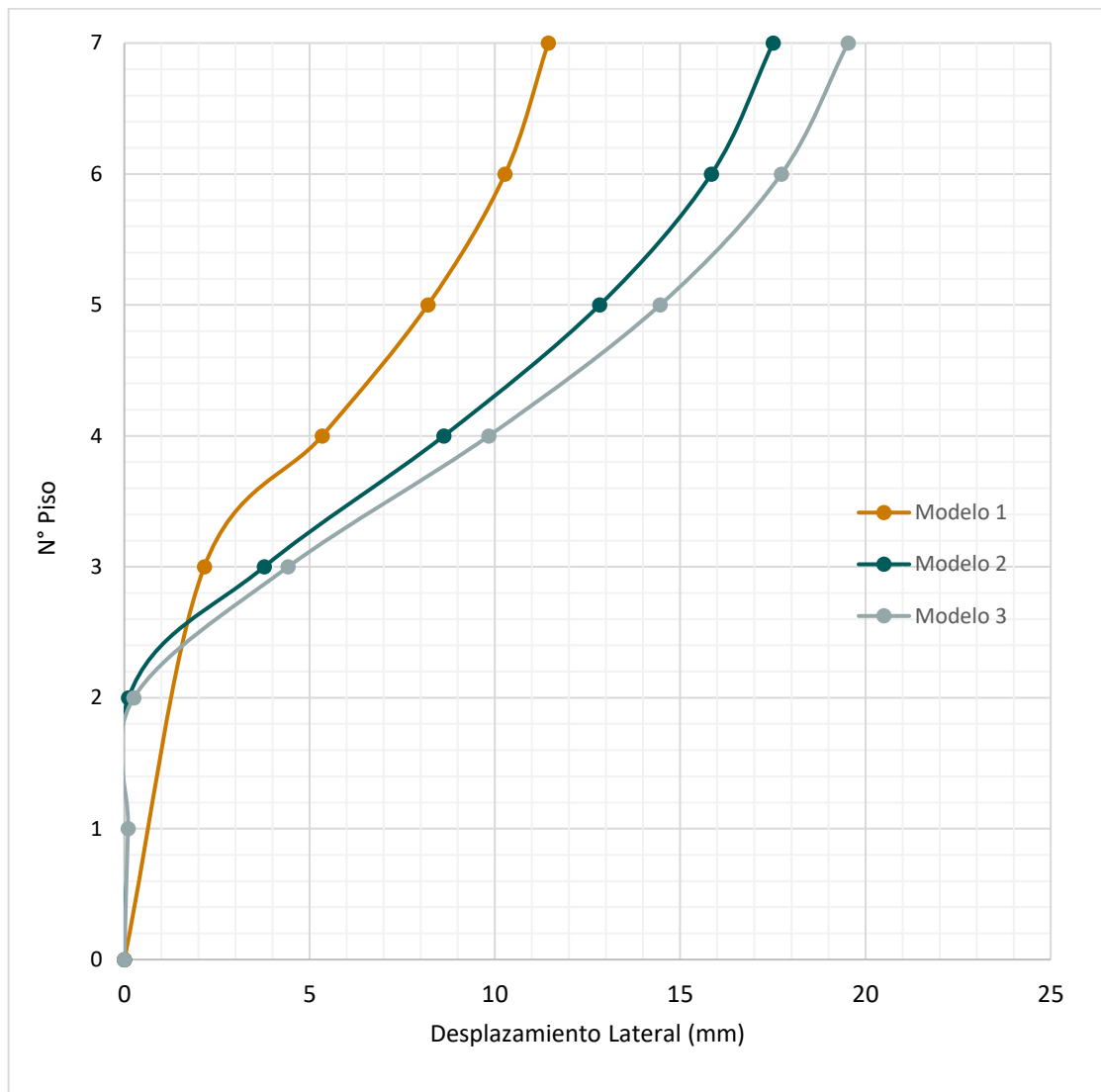
Tabla 66

Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%

Piso	Modelo 1 (mm)	Modelo 2 (mm)	Modelo 3 (mm)
Piso 5	11.4391	17.5081	19.5301
Piso 4	10.2740	15.8410	17.7291
Piso 3	8.1898	12.8285	14.4588
Piso 2	5.3382	8.6233	9.8374
Piso 1	2.1570	3.7734	4.4208
Sótano 1	-	0.1129	0.2567
Sótano 2	-	-	0.0992

Fuente: Autoría propia.

Figura 41. Comparación de los desplazamientos laterales por nivel para los modelos de edificios - Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%.



Fuente: Autoría Propia

El análisis comparativo de los desplazamientos laterales en ambas direcciones y para diferentes condiciones de excentricidad evidencia que la inclusión de sótanos en los edificios aporticados influye directamente en su comportamiento dinámico. En los Modelos 2 y 3, los desplazamientos laterales por piso son mayores que en el Modelo 1 (edificio de referencia sin sótanos), debido principalmente al incremento de la masa estructural generado por la incorporación de los sótanos. Este aumento de masa produce mayores fuerzas inerciales durante la acción sísmica, lo que se traduce en desplazamientos laterales más elevados a lo largo de la altura del edificio. No

obstante, la presencia de muros estructurales en los sótanos también aporta rigidez adicional, lo que puede contrarrestar parcialmente dicho incremento.

En síntesis, los resultados muestran una interacción compleja entre masa y rigidez, que modifica la respuesta global de la estructura y, por ende, el período fundamental de vibración, destacando la necesidad de considerar los sótanos en el modelado estructural para una estimación más realista del comportamiento sísmico del edificio.

4.1.4. Período fundamental de vibración

La Tabla 67 presenta la comparación de los períodos fundamentales de vibración correspondientes a los tres modelos de edificios, considerando todos los casos de análisis sísmico. Se observa que los períodos fundamentales del Modelo 1 (edificio de referencia) presentan variaciones con respecto a los modelos que incorporan sótanos. En general, los períodos tienden a aumentar con la inclusión de los sótanos, debido al incremento de la masa estructural y a la modificación de la rigidez global del sistema.

En el análisis estático en la dirección X con una excentricidad positiva del 5%, el período fundamental de vibración fue de 0.35 s para el Modelo 1, y de 0.39 s tanto para el Modelo 2 como para el Modelo 3, lo que representa un incremento del 11.43% respecto al modelo sin sótanos. Resultados similares se obtuvieron para la dirección X con excentricidad negativa del 5%, donde los valores se mantuvieron constantes entre los modelos, con un aumento del 11.43% en los Modelos 2 y 3 respecto al Modelo 1.

En el análisis estático en la dirección Y, considerando una excentricidad positiva del 5%, el período fundamental fue de 0.40 s para el Modelo 1 y de 0.45 s para los Modelos 2 y 3, lo que equivale a un incremento del 12.50%. La misma tendencia se observó en la dirección Y con excentricidad negativa del 5%, repitiéndose los mismos valores y porcentajes de variación.

Los resultados muestran que el período fundamental de vibración aumenta a medida que se incrementa el número de sótanos, efecto asociado principalmente al aumento de la masa estructural y a la alteración de la rigidez

global del edificio, lo que evidencia la influencia de los sótanos en la respuesta dinámica de las edificaciones aporticadas.

Tabla 67

Comparación de los periodos fundamentales de vibración para los modelos de edificios según cada caso de análisis sísmicos

Caso	Modelo 1 T (seg)	Modelo 2 T (seg)	Modelo 3 T (seg)
Análisis estático dirección X + excentricidad 5%	0.350	0.390	0.390
Análisis estático dirección X - excentricidad 5%	0.350	0.390	0.390
Análisis estático dirección Y + excentricidad 5%	0.400	0.450	0.450
Análisis estático dirección Y - excentricidad 5%	0.400	0.450	0.450

Fuente: Autoría propia.

Tabla 68

Comparación de los periodos fundamentales de vibración para los modelos de edificios según método empírico

Dirección	Modelo 1 T (seg)	Modelo 2 T (seg)	Modelo 3 T (seg)
Dirección X	0.428	0.300	0.350
Dirección Y	0.428	0.300	0.350

Fuente: Autoría propia.

La Tabla 68 presenta la comparación de los períodos fundamentales de vibración de los tres modelos de edificios en ambas direcciones, calculados mediante el método empírico establecido en la Norma Técnica E.030, el cual se relaciona con la altura total y el sistema estructural de cada modelo. Se observa que los períodos fundamentales del Modelo 1 (edificio de referencia) difieren de los obtenidos para los modelos que incorporan sótanos. En este caso, los períodos disminuyen en los Modelos 2 y 3 debido a la presencia de

muros estructurales de concreto armado en los sótanos, los cuales incrementan la rigidez del sistema.

Para el cálculo empírico, se consideró un coeficiente $C_t = 35$ para el Modelo 1, correspondiente a pórticos de concreto armado sin muros de corte, y un coeficiente $C_t = 60$ para los Modelos 2 y 3, asociados a estructuras con muros estructurales. En los niveles de sótano, aproximadamente el 95% del cortante basal total fue absorbido por los muros de concreto armado, evidenciando su significativa contribución a la rigidez del sistema.

En las direcciones X y Y, el período fundamental de vibración del Modelo 1 fue de 0.428 s, mientras que para el Modelo 2 fue de 0.300 s y para el Modelo 3 de 0.350 s. Esto representa una disminución del 30.10% y 18.22%, respectivamente, en comparación con el Modelo 1.

Estos resultados indican que la incorporación de sótanos reduce el período fundamental de vibración de las edificaciones, debido al incremento de la rigidez global generado por los muros estructurales de concreto armado presentes en los sótanos.

4.2. Contrastación de hipótesis

Con el objeto de comprobar la hipótesis planteada en la presente investigación, se aplicó la prueba estadística T de Student para dos grupos de muestras relacionadas. El análisis se realizó utilizando el software estadístico SPSS, siguiendo el procedimiento que se describe a continuación:

a. Planteamiento de las hipótesis estadísticas

H₀: $\bar{X} \leq \mu$: La inclusión de sótanos en edificios aporticados para vivienda, no incrementan el período fundamental de vibración respecto a edificios sin sótanos.

H_a: $\bar{X} > \mu$: La inclusión de sótanos en edificios aporticados para vivienda, incrementan el período fundamental de vibración respecto a edificios sin sótanos.

b. Determinación del nivel de significancia

Nivel de significancia: $\alpha = 0.05$ (5%)

Se utilizó un nivel de significancia del 5% para dar confiabilidad a los resultados que se obtuvieron del desarrollo de la investigación.

c. Verificación de la normalidad

Se realizó mediante la prueba de normalidad de Shapiro-Wilk (para muestras menores a 30)

Se planteo las siguientes hipótesis para la distribución de datos:

Ho: La distribución de datos presenta una distribución normal. (*hipótesis de homogeneidad*)

Ha: La distribución de datos no presenta una distribución normal. (*hipótesis de diferencias*)

Regla de decisión:

Se acepta H_a , si: $P\text{-valor} \leq \alpha$

Se acepta H_o , si: $P\text{-valor} > \alpha$

Tabla 69

Prueba de normalidad según test de Shapiro-Wilk

Pruebas de normalidad						
	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
M1-M2	.	4	.	.	4	0,001
M1-M3	0,441	4	.	0,630	4	0,001

a. Corrección de significación de Lilliefors

Fuente:SPSS.

De la Tabla 69 se observó que los valores de significancia obtenidos para los períodos fundamentales de vibración entre el Modelo 1 y el Modelo 2, así como entre el Modelo 1 y el Modelo 3, fueron de 0.001 en ambos casos. Estos valores son menores que el nivel de significancia establecido ($\alpha = 0.05$), por lo tanto, se determina o acepta que la distribución de los datos no presenta una distribución normal en ninguno de los dos casos.

d. Contrastación

Para realizar una prueba estadística paramétrica, el requisito principal es que los datos presenten una distribución normal. En caso de que esto no se cumpla, se recurre a un método no paramétrico acorde con el tipo de las variables analizadas.

En este estudio, debido a que los datos no siguieron una distribución normal, no se aplicó la prueba T de Student para dos grupos de muestras relacionadas. En su lugar, se empleó la *Prueba de Rangos con Signo de Wilcoxon* para muestras relacionadas.

Tabla 70
Prueba de Rangos con Signo de Wilcoxon

	Estadísticos de prueba ^a	
	Periodo Fundamental Modelo 2 – Periodo Fundamental Modelo 1	Periodo Fundamental Modelo 3 – Periodo Fundamental Modelo 1
Z	-2,000 ^b	-1,890 ^b
Sig. asintótica(bilateral)	0,046	0,049

a. Prueba de rangos con signo de Wilcoxon

b. Se basa en rangos negativos.

Fuente.SPSS.

Regla de decisión:

Se acepta H_a , si: $P\text{-valor} \leq \alpha$

Se acepta H_o , si: $P\text{-valor} > \alpha$

De la Tabla 70 se observa que el nivel de significancia obtenido fue de P-valor = 0.046 para la comparación entre el Modelo 1 y el Modelo 2, y de P-valor = 0.049 para la comparación entre el Modelo 1 y el Modelo 3. En ambos casos, los valores de P-valor son menores que el nivel de significancia establecido ($\alpha = 0.05$); por lo tanto, **se acepta la Hipótesis Alternativa**. Esto indica que *la inclusión de sótanos produce un incremento en los períodos fundamentales de vibración de los edificios aporticados de concreto armado respecto a edificios sin sótanos*.

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

A partir del análisis de los resultados obtenidos en la presente investigación, se establecen las siguientes conclusiones:

- La inclusión de sótanos incrementa significativamente el período fundamental de vibración en comparación con edificaciones sin sótano. Los modelos con sótanos presentaron aumentos del orden de 11.43% a 12.50% en ambas direcciones principales de análisis, evidenciando que la presencia de los sótanos modifica la respuesta dinámica global del edificio.
- Las fuerzas laterales por piso aumentan en los modelos con sótanos, registrándose variaciones aproximadas del orden de 42% a 173% por piso, respecto al modelo sin sótano. Este incremento está asociado al aumento del cortante basal y a la redistribución de rigidez generada por la presencia de muros estructurales en los sótanos.
- Los desplazamientos laterales resultaron mayores en los modelos con sótanos del orden de 60% a 89% por piso, respecto al modelo sin sótano, debido al incremento de masa estructural y fuerzas inerciales asociadas. Esto demuestra que la incorporación de sótanos no solo modifica parámetros dinámicos globales, sino también la respuesta en términos de deformaciones.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda modelar explícitamente los niveles de sótano en el análisis sísmico estructural, dado que su omisión puede conducir a subestimaciones del período fundamental, fuerzas laterales y desplazamientos.
- En caso de no modelarse directamente los sótanos, se sugiere incorporar su efecto equivalente de masa y rigidez en el modelo estructural, con el fin de representar de manera más realista la respuesta dinámica del sistema.

- En el modelado computacional, las condiciones de empotramiento deben aplicarse en el nivel inferior del sótano más profundo, para representar adecuadamente las condiciones reales de apoyo estructural.
- Considerando las particularidades geotécnicas de Cajamarca, se sugiere profundizar en la caracterización del suelo local, ya que este factor puede modificar los períodos de vibración y amplificar la respuesta sísmica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abhijeet, A. K. (2017). Behavior of Reinforced Concrete Building with Underground Storey's. *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology*, 5(12), 1839-1847.
- Alamori, J. A. (2020). Effect of the Presence of Basements on the Vibration Period and Other Seismic Responses of R.C. Frames. *Engineering, Technology & Applied Science Research*. 9(5), 4712-4717.
- Aguilar, R. (2017). *Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguirre, R. y Zúñiga, A. (2019). *Análisis comparativo de los sistemas constructivos - aporticado y manoportable empleados en la construcción de conjuntos habitacionales* (tesis de pregrado). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Asteris, P. G., Repapis, C., Repapi, E. y Cavaleri, L. (2017). Fundamental period of infilled reinforced concrete frame structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(7), 929-941. doi: 10.1080/15732479.2016.1227341
- Barros, L. y Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico - estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos* (tesis de pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Bernedo, D. P. (2018). *Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano* (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

- Chandran, N., Rajan, A. y Syed, S. (2014). Seismic Analysis of Building with Underground Stories Considering Soil Structure Interaction. *IJETAE*, 4(11), 112-117.
- Chasi, L. (2016). *Análisis comparativo de un sistema aporticado y un sistema de muros de ductilidad limitada y su incidencia en el costo beneficio* (tesis pregrado). Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
- Masi, A., Mucciarelli, M. Cassidy, J. Kutyn, K. y Traber, J. (2022). Estimate of fundamental period of reinforced concrete buildings: code provisions vs. experimental measures in Victoria and Vancouver (BC, Canada). *15WCEE*, 1-10.
- Chopra, A. (2017). *Dinámica de estructuras*. California, Estados Unidos: Pearson.
- Domínguez, M. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 8(2), 1-13.
- Genidi, M. y Elsaied, T. (2017). Effect of underground floor(s) on seismic analysis of buildings. *Journal of Engineering Sciences Assiut University Faculty of Engineering* 45(3), 267-283.
- Guillier, B., Chatelain, J., Tavera, H., Perfettini, H., Ochoa, A. y Herrera, B. (2019). 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), 1309-1315. doi:10.1785/0220140078
- Mohammed, E.H., Jianxun, M. y Musanyufu, J. (2022). Effect of Embedded Basement Stories on Seismic Response of Low-Rise Building Frames Considering SSI via Small Shaking Table Tests. *Sustainability*, 14(03), 1275. <https://doi.org/10.3390/su14031275>

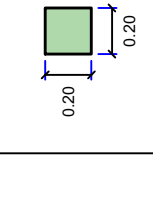
- Parra, K. y Sarango, J. (2019). *Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporticados de hormigón armado en el distrito Metropolitano de Quito* (tesis de pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Quiñones, P. E. (2016). *Proyecto de estructuras de un edificio de oficinas en Miraflores con dos sótanos y cinco pisos* (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Sánchez, I. (2019). *Análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 15 pisos, 3 sótanos - Torre Indiana* (tesis de pregrado). Universidad Católica de Santa María, Arequipa, Perú.
- Sangamnerkar, P. y Dubey, S. K. (2017). Equations to evaluate fundamental period of vibration of buildings in seismic análisis. *Structural Monitoring and Maintenance*, 4(4), 351-364. doi: 10.12989/smm.2017.4.4.351
- Velani, P. D. y Ramancharla P. K. (2017). New empirical formula for fundamental period of tall buildings in India by ambient vibration test. *16th World Conference on Earthquake*, (0218), 1-13.

ANEXOS

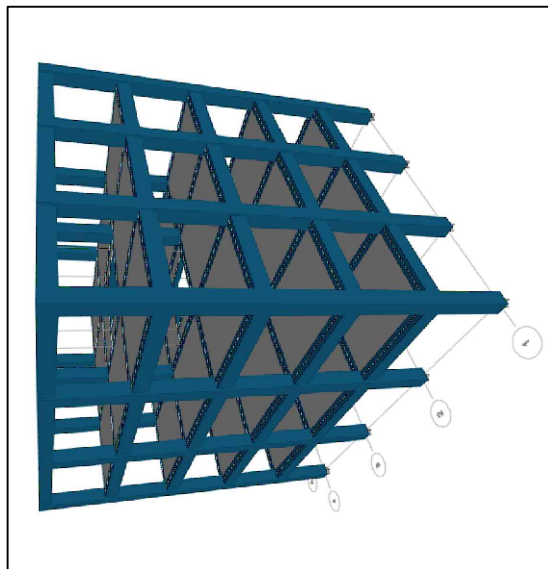
ANEXO 01

PLANOS ESTRUCTURALES Y GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VIGA V2



Escala: 1/75



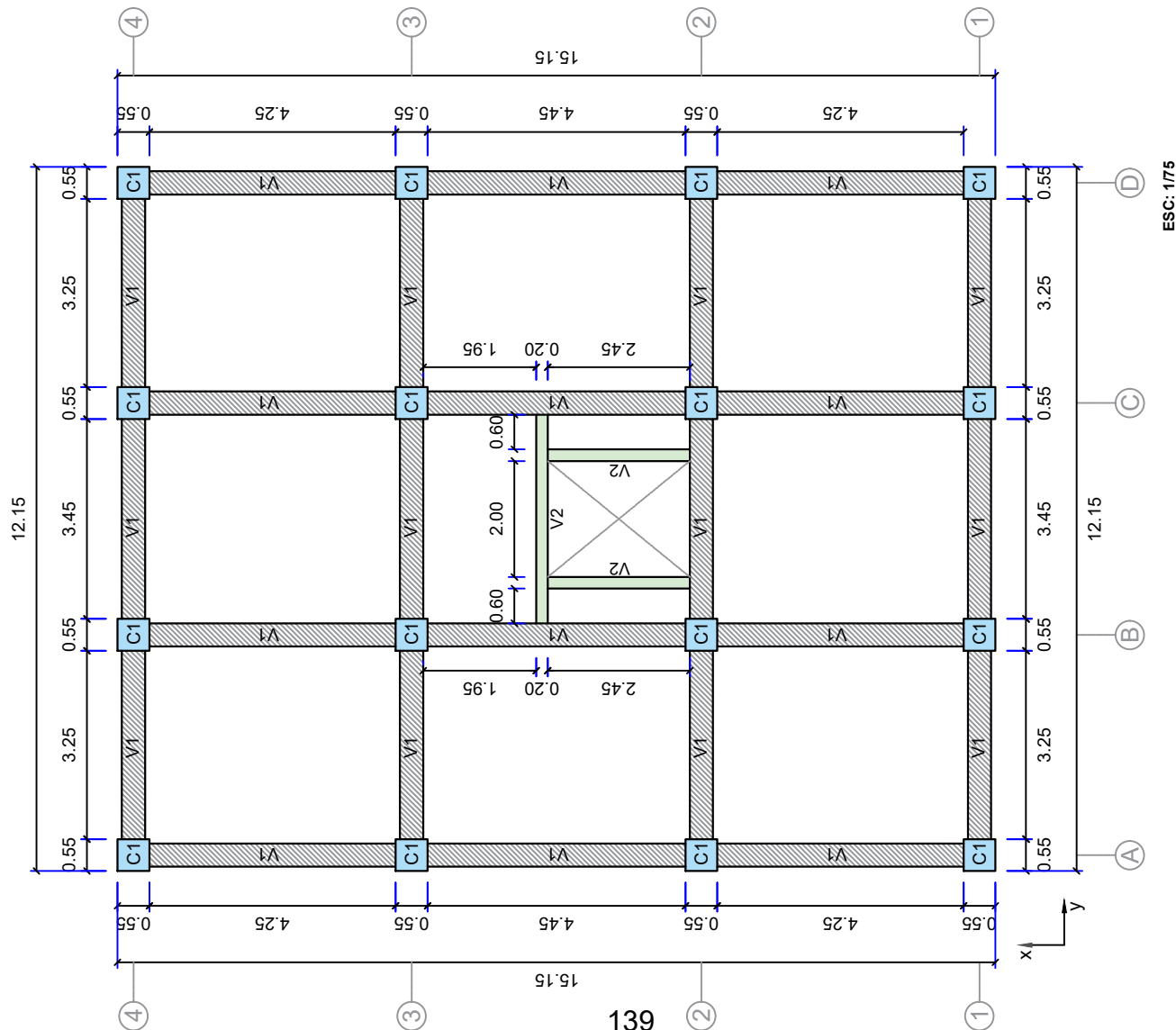
- Sobrecarga = 200 kg/m2

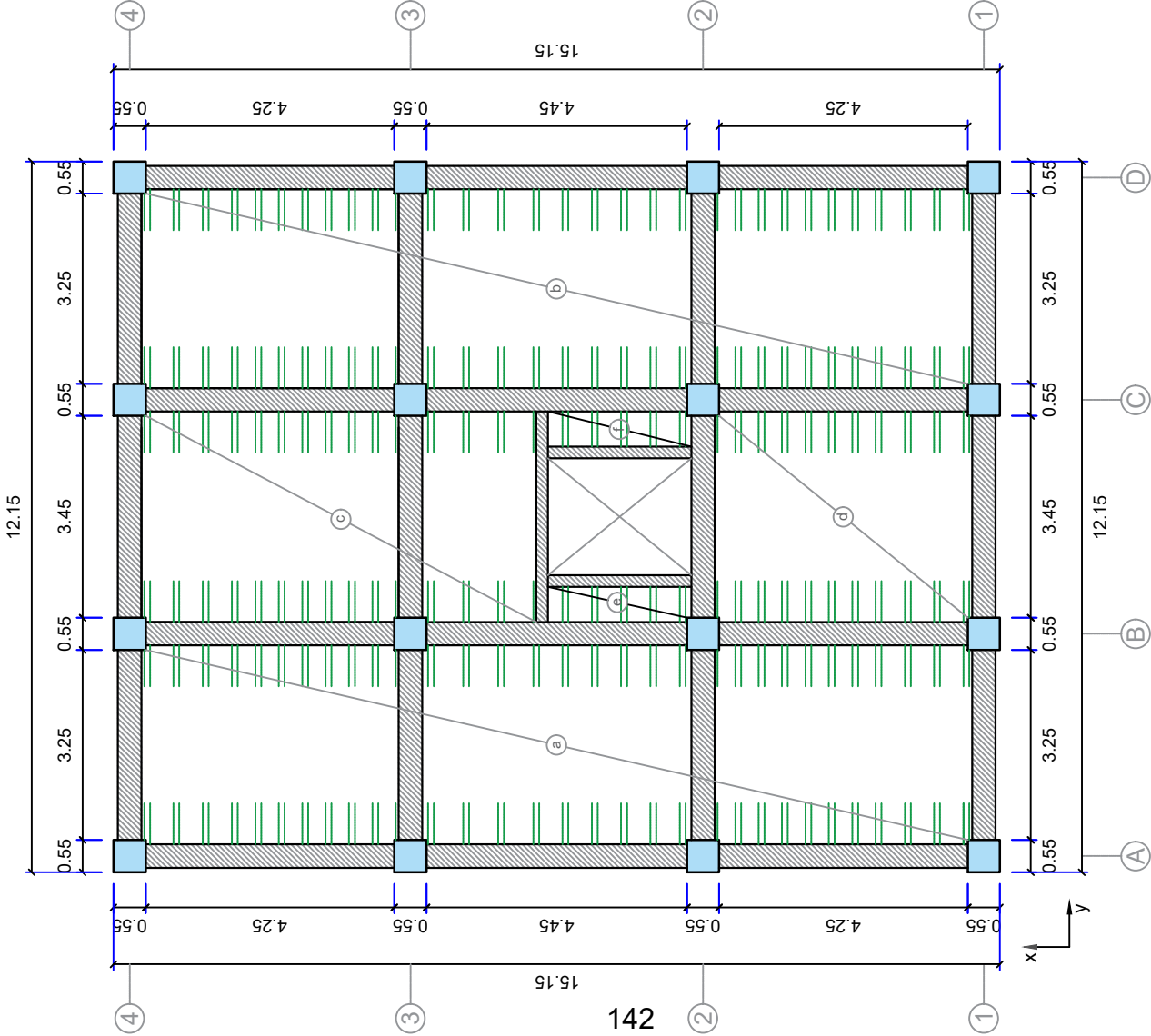
- Período TL = 1.6 seg

- Módulo de poisson (ν_c) = 0.20

- Factor de irregularidad en altura (λ) = 1

1er al 5to PISO





ESC: 1/75

PLANTA ESTRUCTURAL LOSAS ALIGERADAS
1er al 5to PISO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CONCRETO

- Resistencia a la compresión simple (f_c) = 210 kg/cm²
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}) = 210 kg/cm²
- Peso específico (γ_c) = 2400 kg/m³
- Módulo de elasticidad (E_c) = 217494.34 kg/cm²
- Módulo de corte (G_c) = 90622.64 kg/cm²
- Módulo de poisson (ν_c) = 0.20

PARÁMETROS SÍSMICOS - MODELO 1

- Factor de zona (Z) - Zona 3 = 0.35
- Factor de uso (U) - Uso vivienda = 1
- Factor de amplificación sísmica (C) = 2.5
- Factor de suelo (S) - Perfil tipo S3 = 1.2
- Coeficiente de reducción sísmico (R) - Pórticos = 8
- Factor de irregularidad en altura (I_a) = 1
- Factor de irregularidad en planta (I_p) = 1

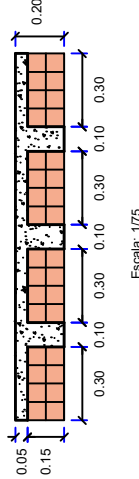
PATRONES DE CARGA

- Acabados = 100 kg/m²
- Tabiquería móvil = 370 kg/m²
- Carga viva de techo = 100 kg/m²
- Sobrecarga = 200 kg/m²

PARÁMETROS DEL SUELO

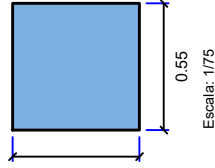
- Perfil del suelo = S3
- Periodo T_p = 1 seg
- Periodo T_L = 1.6 seg

DETALLE DE LOSA ALIGERADA

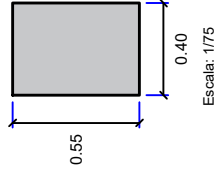


ELEMENTOS ESTRUCTURALES

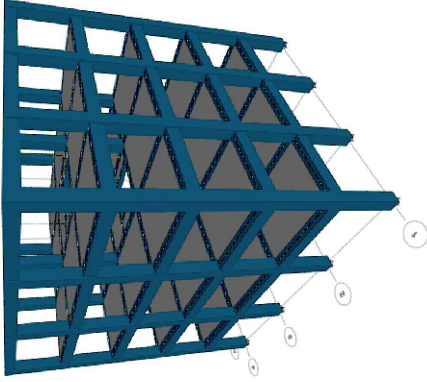
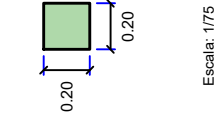
COLUMNA C1

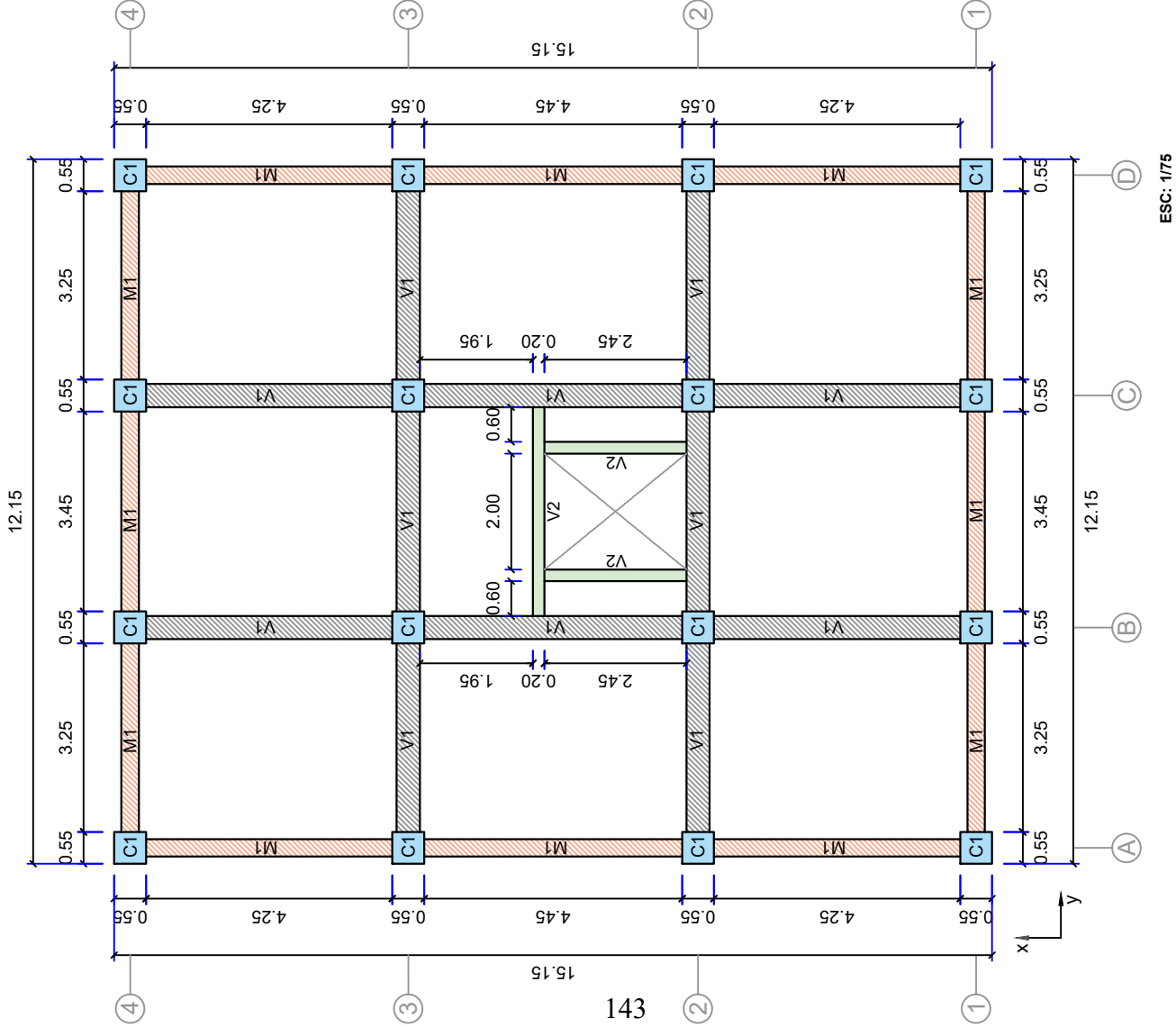


VIGA V1



VIGA V2





ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CONCRETO

- Resistencia a la compresión simple (f'_c) = 210 kg/cm²
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}) = 210 kg/cm²
- Peso específico (γ_c) = 2400 kg/m³
- Módulo de elasticidad (E_c) = 217494.34 kg/cm²
- Módulo de corte (G_c) = 90622.64 kg/cm²
- Módulo de poisson (ν_c) = 0.20

PARÁMETROS SÍSMICOS - MODELO 2

- Factor de zona (Z) - Zona 3 = 0.35
- Factor de uso (U) - Uso vivienda = 1
- Factor de amplificación sísmica (C) = 2.5
- Factor de suelo (S) - Perfil tipo S3 = 1.2
- Coeficiente de reducción sísmico (R) - Pórticos = 6
- Factor de irregularidad en altura (I_a) = 1
- Factor de irregularidad en planta (I_p) = 1

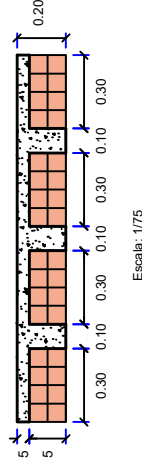
PATRONES DE CARGA

- Acabados = 100 kg/m²
- Tabiquería móvil = 370 kg/m²
- Carga viva de techo = 100 kg/m²
- Sobrecarga = 200 kg/m²

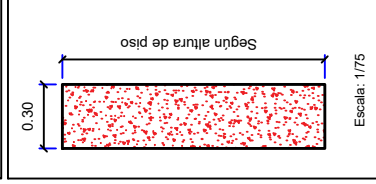
PARÁMETROS DEL SUELO

- Perfil del suelo = S3
- Período T_p = 1 seg
- Período T_L = 1.6 seg

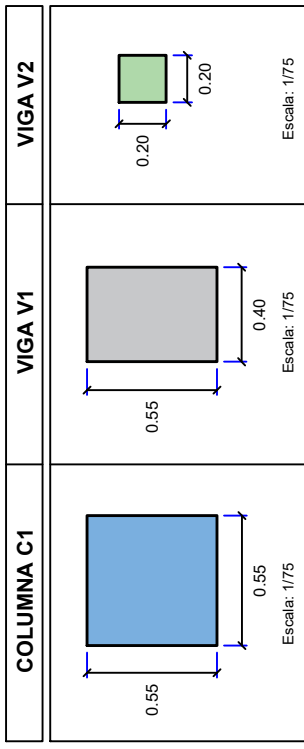
DETALLE DE LOSA ALIGERADA



MURO M1



ELEMENTOS ESTRUCTURALES



PLANTA ESTRUCTURAL SÓTANO 1 - Nivel -1

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: SÓTANOS Y EL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS APORTICADOS PARA VIVIENDA EN CAJAMARCA

BACHILLER: SEGUNDO PERCY INFANTE CHAVEZ

ASESOR: Dr. Ing. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ

PLANO:

PLANTA ESTRUCTURAS
MODELO 2 - SÓTANO 1

Escala:

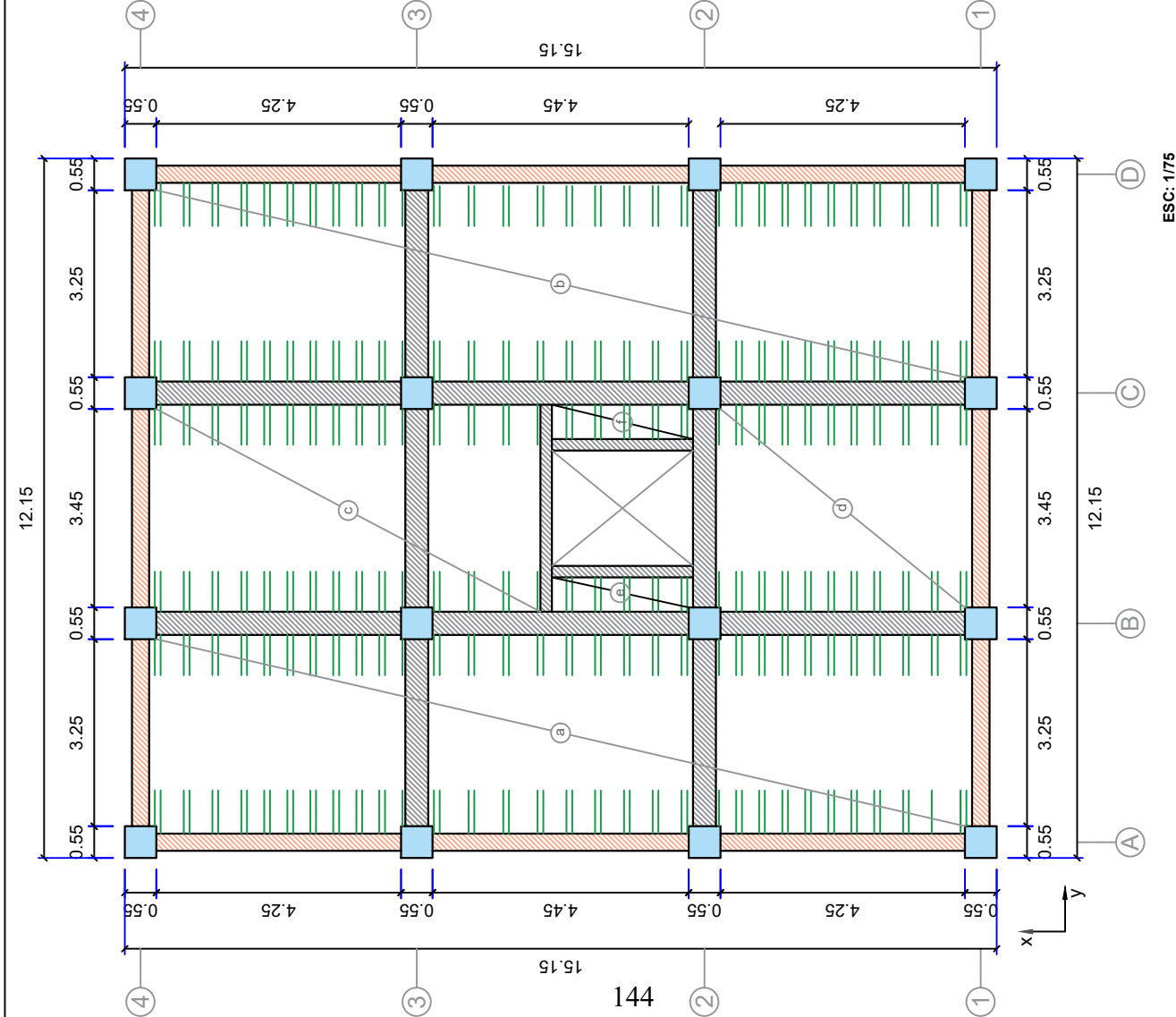
Indicada

Fecha:

Enero 2024

Lámina:

E-05

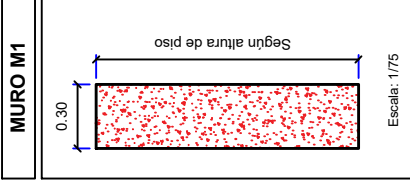
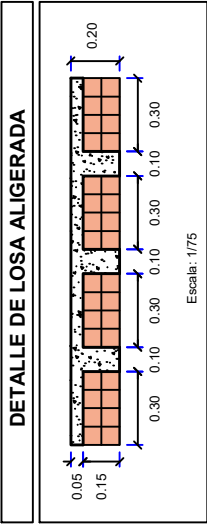


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CONCRETO
- Resistencia a la compresión simple (f'_c) = 210 kg/cm ²
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}) = 210 kg/cm ²
- Peso específico (γ_c) = 2400 kg/m ³
- Módulo de elasticidad (E_c) = 217494.34 kg/cm ²
- Módulo de corte (G_c) = 90622.64 kg/cm ²
- Módulo de poisson (ν_c) = 0.20

PARÁMETROS SÍSMICOS - MODELO 3
- Factor de zona (Z) - Zona 3 = 0.35
- Factor de uso (U) - Uso vivienda = 1
- Factor de amplificación sísmica (C) = 2.5
- Factor de suelo (S) - Perfil tipo S3 = 1.2
- Coeficiente de reducción sísmico (R) - Pórticos = 6
- Factor de irregularidad en altura (I_a) = 1
- Factor de irregularidad en planta (I_p) = 1

PATRONES DE CARGA
- Acabados = 100 kg/m ²
- Tabiquería móvil = 370 kg/m ²
- Carga viva de techo = 100 kg/m ²
- Sobrecarga = 200 kg/m ²

PARÁMETROS DEL SUELO
- Perfil del suelo = S3
- Período T_p = 1 seg
- Período T_L = 1.6 seg



ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
COLUMNA C1	VIGA V1
COLUMNA C2	VIGA V2

PLANTA ESTRUCTURAL LOSAS ALIGERADAS

SÓTANO 2 - Nivel -2